

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 réseau d'alimentation en eau potbale du Pos°14 de la commune d'El Idrissia (w. Djelfa).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0027-20

APA Citation (APA توثيق):

Hamzaoui, Adel (2020). Etude du réseau d'alimentation en eau potbale du Pos°14 de la commune d'El Idrissia (w. Djelfa)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 RESEAU D'ALIMENTATIO EN EAU POTALE
DU POS°14 DE LA COMMUNE D'EL IDRISIA (W.Djelfa)**

**Présenté par :
HAMZAOUI Adel**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

Session septembre 2020

Remerciement

- *Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions*
- *Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M^{me}.KADI.L (ma Promotrice).*
- *Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

- *Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école et le ministère de tutelle pour avoir veillé à notre formation.*

- *Un remerciement particulier à tous les travailleurs de la bibliothèque de l'ENSH*

- *Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

ملخص

هدف أطروحة دراستنا النهائية إلى توفير مياه الشرب المنطقة 14 في بلدية الإدريسية بولاية الجلفة. تهدف هذه الدراسة إلى تخطيط شبكة إمداد مياه الشرب للتكتل. تم تطوير الأخير على عدة مراحل ، تناولت المرحلة الأولى الوضع الحالي للمدينة من أجل إبراز احتياجات مياه الشرب ، والتطور الديموغرافي ، وحالة البنية التحتية الهيدروليكية مثل الخزان الحالي ، في ثم كرسنا أنفسنا فقط لتطوير وتطوير خطة الرئيسية الجديدة من أجل خدمة السكان بشكل أفضل. نقوم بعد ذلك بتشغيل المحاكاة الهيدروليكية لشبكتنا من أجل الاستجابة نوعياً وكمياً للاحتياجات المتزايدة للسكان (بحلول عام 2050). أخيراً، تم تقديم التوصيات والحلول للمشكلات التي تمت مواجهتها (حجم الخزان غير الكافي) لتحسين إمدادات مياه الشرب لنقاط البيع وإرضاء العملاء.

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude a pour but l'alimentation en eau potable du POS°14 de la commune d'EL Idrissia située dans la wilaya de Djelfa.

Cette étude consiste en une projection d'un réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération, ce dernier a été élaboré en plusieurs étapes. En premier lieu nous avons traité la situation actuelle de la ville de façon à faire ressortir les besoins en eau potable, l'évolution démographique et l'état de l'infrastructure hydraulique tel que le réservoir existant, en suite nous nous sommes intéressés à l'élaboration et au développement du nouveau schéma directeur d'AEP de façon à mieux desservir les habitants. Une simulation hydraulique du fonctionnement de notre réseau a été établie afin d'analyser son comportement à l'horizon 2050. Enfin nous avons donné des recommandations et solutions aux problèmes rencontrés (volume du réservoir insuffisant).

Abstract

The memoir of last studies takes on purpose the water supply of agglomeration to POS°14 in the municipality of EL Idrissia of Djelfa.

This present study aims to plan a drinking water supply network for the agglomeration. It has been elaborated in many steps; first we treated the current situation of the city in order to take out again the need in water, the demographic evolution, the state of hydraulic substructures such as tanks and the current network working; and then we only consecrated at the achievement and the development of a director scheme of water supply in the way of butter disturber the water to population, then we did the hydraulic simulation of our network in order to reply qualitatively and quantitatively at the growing needs of the population (at the horizon 2050) . At least we gave recommendations and solutions of the problems encountered (insufficient tank volume) to better improve the supply of drinking water to the POS and satisfy subscribers.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I.1 Situation géographique	1
I.1.1 Situation de la commune	1
I.1.2 Situation du périmètre d'étude	2
I.2 Topographie et relief	3
I.2.1 Le relief	3
I.2.2 Les altitudes	3
I.2.3 Les pentes	3
I.3 Situation géologique	4
I.4 Sismicité	5
I.5 Situation climatique	5
I.5.1 les précipitations	5
I.5.2 Température	6
I.5.3 Humidité de l'air	6
I.5.4 Les vents	6
I.6 Ressources en eau	7
Conclusion	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	10
II.1 Evaluation de la population future	10
II.2 Les équipements de la zone d'étude	11
II.3 Estimation des besoins actuels (2020):	11
II.3.1 Détermination de la consommation moyenne journalière de l'année 2020 :	12
II.3.1.1 Besoins domestiques	12
II.4 Estimation des besoins de l'équipement public :	13
II.4.1 Besoins sanitaire	13
II.4.2 Besoins scolaire	13
II.4.3 Besoin commerciaux	13
II.4.4 Besoins socioculturels et sportifs	14
II.4.5 Equipements futurs :	14
II.4.6 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	15
II.5 Variation de la consommation	16
II.5.1 Coefficients d'irrégularité	16
II.5.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{\max,j}$)	16

II.5.1.2 Coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{\min,j}$)	17
II.5.1.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$).....	17
II.5.1.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$).....	17
II.5.2 Variation de la consommation journalière	18
II.5.2.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$).....	18
II.5.2.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)	18
II.5.3 variation de la consommation horaire	19
II.5.3.1 Consommation moyenne horaire.....	19
II.5.3.2 Consommation maximum horaire	20
II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	20
II.6.1 Evaluation de la consommation horaire de l'horizon actuel	21
II.6.2 Evaluation de la consommation horaire en 2050	23
II.6.2.1 Calcul du débit maximal et minimal journaliers ($Q_{\max,j}$; $Q_{\min,j}$).....	23
II.6.2.2 Evaluation de la consommation horaire de l'horizon 2050	23
Conclusion.....	25
Chapitre III : Etude des réservoirs	
Introduction	26
III.1 Le rôle des réservoirs	26
III.2 Emplacement des réservoirs	26
III.3 Classification des réservoirs	26
III.3.1 Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés	27
III.3.2 La position par rapport au terrain naturel :.....	27
III.3.3 Selon la forme de la cuve :.....	27
III.4 Equipement du réservoir.....	28
III.5 Analyse de la capacité de stockage	28
III.5.1 Principe de calcul.....	28
III.5.2 Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation	28
III.6 Dimensions du réservoir projeté	32
III.6.2 Réévaluation de la hauteur d'eau h :.....	32
III.6.3 La section de la cuve :.....	32
III.6.4 La hauteur totale du la cuve	33
III.7 Entretien des réservoirs :	33
III.8 Autres Recommandations.....	34
Conclusion.....	34

Chapitre IV : Conception du réseau de distribution

Introduction	35
IV.1 Les type de réseaux	35
IV.2 Conception d'un réseau.....	36
IV.3 Choix du type de matériaux.....	36
IV.4 Principe du tracé du réseau.....	36
IV.5 Hypothèses de calcul.....	37
IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution	37
IV.7 Résultats de la simulation hydraulique de réseau à l'horizon 2050.....	41
IV.7.1 cas de pointe.....	41
IV.7.2 Cas de pointe + incendie	43
Conclusion.....	47

Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution

Introduction	47
V.1 Les robinet	47
V.1.1 Fonctions	47
V.1.2 Classement des robinets.....	47
V.2 Les clapets	49
V.3 Les ventouses	50
V.4 Les by-pass	51
V.5 Régulateurs de pression amont	51
V.6 Pièces spéciales de raccord.....	52
V.7 Les organes de mesures	53
V.7.1 Mesures de débit	53
V.7.2 Mesure de pression	54
V.8 Les bouches et les poteau d'incendie	54
Conclusion.....	55

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Introduction	57
VI.1 Pose de canalisation	57
VI.1.1 Principe de pose de canalisations	57
VI.1.2 Conseils de pose de canalisation	58
VI.1.2.1 Conditionnement et stockage.....	58
VI.1.2.2 Mis en œuvre.....	58
VI.2.2 .3 Réparation	58
VI.2.3 Différents types de pose de conduites	58

VI.2 Différentes étapes de mise en place des canalisations	61
VI.2.1 Réalisation des fouilles	61
VI.2.2 Lit de pose.....	62
VI.2.3 Remblaiement.....	62
VI.3 Organisation de chantier.....	63
VI.3.1 Travaux concernant le réseau de distribution.....	63
VI.3.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	64
VI.3.3 Calcul des volumes des travaux	64
VI.3.3.1- Calcul du volume du déblai du réseau	64
VI.3.3.2 la profondeur (H_{tr}).....	64
VI.3.3.3 Largeur de la tranchée	65
VI.3.3.4 Lit de sable	66
VI.3.3.5 Volume de la conduite.....	66
VI.3.3.6 Remblai compacté.....	67
VI.4 Devis estimatif	68
VI.5 Planification des travaux	69
VI.6 Planification par la méthode du réseau	69
Conclusion.....	71
Chapitre VII : Protection et sécurité de travail	
Introduction	72
VII.1 Cause des accidents de travail.....	72
VII.1.1 Causes humaines	72
VII.1.2 Causes techniques	72
VII.1.3 Causes matérielles	73
VII.1.4 Causes des maladies professionnelles	73
VII.2 Liste des conditions dangereuses.....	74
VII.3 Liste des actions dangereuses.....	74
VII.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	74
VII.4.1 Protection individuelle.....	75
Autre protections :	75
VII.4.2 Protection collective	75
VII.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	76
Conclusion.....	77

Chapitre VIII : Gestion du réseau

Introduction	78
VIII.1 But de la gestion	78
VIII.2 Défaillances.....	78
VIII.2.1 définition	78
VIII.2.2 Les différents types de défaillances	78
VIII.2.2.1 Les pertes.....	78
VIII.2.2.2 Les fuites.....	79
VIII.2.2.3 Les ruptures (casses).....	79
VIII.3 L'entretien :.....	79
VIII.3.1 Les type d'entretien.....	80
VIII.3.1.1 Entretien préventif systématique.....	80
VIII.3.1.2 Entretien exceptionnel	80
VIII 4. Entretien des réseaux d'AEP.....	80
VIII.4.1 Entretien des réservoirs	80
VIII.4.2 Entretien du réseau de distribution et de l'adduction.....	80
VIII.4.2.1 Surveillance et entretien	80
VIII.4.2.2 Actions de réduction des pertes en eau.....	81
VIII.4.3 Dispositions et moyens d'intervention.....	82
VIII.4.3.1 Moyens humains	83
VIII.4.3.2 Moyens matériels	83
VIII.5 Intérêt du SIG dans la gestion patrimoniale.....	83
Conclusion.....	83

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : précipitation des pluies moyenne mensuelle période 1967-2010 (ANRH).....	5
Tableau I.2 : températures moyennes mensuelle de Djelfa 1986-2006.....	6
Tableau I.3 : les caractéristiques des forages.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : évaluation d la population aux différents horizons d'étude.....	10
Tableau II.2 : programme d'équipement actuel.....	11
Tableau II.3 : Besoins moyens journaliers domestiques.....	12
Tableau II. 4 : Détermination des besoins sanitaire.....	13
Tableau II. 5 : Détermination des besoins scolaires.....	13
Tableau II.6 : Détermination des besoins commerciaux.....	14
Tableau II.7 : calcul des besoins socioculturels et sportifs.....	14
Tableau II.8 : Besoins des équipements futurs.....	15
Tableau II.9 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	15
Tableau II.10 : le coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II.11 : Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas.....	17
Tableau II.12 : le coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II.13 : coefficient d'irrégularité horaire de la zone d'étude.....	18
Tableau II.14 : débit maximum journalier.....	18
Tableau II.15 : débit minimal journalier.....	19
Tableau II.16 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II.17 : Répartition des débits horaires de l'horizon actuel 2020.....	21
Tableau II.18 : débit maximal et minimal journaliers en 2050.....	23
Tableau II.19 : Répartition des débits horaires de l'horizon 2050.....	23

Chapitre III : Etude des réservoirs

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire à l'état actuel	29
Tableau III.2 : Détermination de la capacité de stockage nécessaire à l'horizon de calcul....	30

Chapitre IV : Conception du réseau de distribution

Tableau IV.1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté.....	38
Tableau IV.2 : charges et pression dans le réseau projeté en cas de pointe.....	41
Tableau IV.3 : vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté en cas de pointe.....	42
Tableau IV.4 : charges et pressions dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie.....	44
Tableau IV.5 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie.....	45

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Tableau VI.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.....	65
Tableau VI.2 : Calcul du volume du lit de sable.....	65
Tableau VI.3 : Calcul du volume des conduites.....	67
Tableau VI. 4 : Devis estimatif et quantitatif du projet.....	68
Tableau VI.5 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.....	70
Tableau VI.6 : Détermination des délais	71

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

Tableau VII.1 : plans de sécurité	77
--	-----------

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte de situation géographique de la commune d'El Idrissia.....	1
Figure I.2 : plans de Situation du POS 14 dans le périmètre urbain.....	2
Figure I.3 : plans représentative des pentes du POS 14.....	3
Figure I.4 : carte géotechnique du POS 14.....	4
Figure I.5 : courbe de la variation d'humidité période 1995-2004.....	6
Figure I.6 : évaluation de la vitesse de vent moyenne mensuelle interannuelle période 1995-2004.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Graphique de la consommation en 2020.....	22
Figure II.2 : Courbe de la consommation intégrale en 2020.....	23
Figure II.3 : Graphique de la consommation en 2050.....	24
Figure II.4 : Courbe de la consommation intégrale en 2050.....	25

Chapitre III : Etude des réservoirs

Figure IV.1 : schéma d'un réservoir de distribution	27
--	-----------

Chapitre IV : Conception du réseau de distribution

Figure IV.1 : La répartition des débits et pressions le long du réseau de distribution (cas de pointe).....	46
Figure IV.2 : La répartition des débits et pressions le long du réseau de distribution (Cas de pointe + incendie)	47

Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution

Figure V.1 : robinet vanne de sectionnement.....	48
Figure V.2 : vanne à papillon.....	48
Figure V.3 : Robinet à flotteur.....	49
Figure V.4 : clapet anti retour.....	50
Figure V.5 : ventouse simple.....	50
Figure V.6 : réducteur de pression.....	51
Figure V.7 : les différents types de débitmètres.....	54

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Figure VI.1 Pose de canalisation.....	57
Figure VI.2 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	59
Figure VI.3 : pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	60
Figure VI.4 : pose de canalisation en galerie.....	60
Figure VI.5 : une canalisation qui traverse la rivière.....	61
Figure VI.6 : schéma du remblai d'une tranchée.....	63
Figure VI.7 : Schéma d'une tranchée.....	64

Chapitre VIII : Gestion du réseau

Figure VIII.1 : la corrélation acoustique.....	81
---	-----------

Planches N°01 : plan de masse avec réseau projeté

Planches N°02 : profil en long de la conduite principale

Planches N°03 : Détail des nœuds

Planches N°04 : Plan des ouvrages de stockage

Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, puisque celui-ci est lié à, toutes les branches de l'économie.

En tant qu'élément de base indispensable à toute forme de vie et de développement, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnaire de première importance.

Cette ressource vitale devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier, cela est dû à son inégale répartition, aux faibles précipitations et à la forte croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses.

Face à cette situation, l'Algérie a déjà lancé d'énormes projets dans le secteur d'hydraulique (barrages, systèmes d'adduction d'eau et raccordement accru au réseau d'AEP), mais cela ne suffit pas à résoudre le problème de la pénurie d'eau. Par conséquent le programme a accordé aussi une attention très particulière à lutter contre le gaspillage et les pertes tout en veillant à concevoir des systèmes de protection des ressources et des systèmes de stockage et de distribution, ainsi que la maintenance et l'entretien de ces dernières.

C'est dans le cadre de la conception de systèmes d'AEP que s'inscrit justement notre travail qui consiste en la projection d'un réseau pour l'alimentation en eau d'une partie de la commune d'EL Idrissia située dans la wilaya de Djelfa.

Pour ce faire, nous allons collecter les données de reconnaissance de la zone d'étude dans le premier chapitre et faire une estimation des besoins en eau des habitants dans le second chapitre.

Le troisième abordera l'étude des réservoirs, leur rôle, leur emplacement, la classification des réservoirs de stockage, puis déterminera la capacité du réservoir d'alimentation. Dans le quatrième chapitre nous allons faire l'étude de conception du réseau de distribution en lui assurant un bon fonctionnement et dans le cinquième chapitre nous suggérons les équipements accessoires adéquats.

Le sixième chapitre nous montre le processus de la pose de canalisations en plus de l'organisation de chantier et nous y effectuons une estimation du coût de notre projet ainsi que sa durée de réalisation. Le septième chapitre est consacré à une présentation de la protection et sécurité des travailleurs dans le chantier.

Dans le dernier chapitre, nous proposons le principe général de la gestion du réseau.

Chapitre I :
Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction

La description de la zone d'étude comprend son état du point de vue de la géographie, la topographie, la géologie, le climat, l'hydrologie et l'administration. Cette étape nous permet de faciliter le travail lors de l'élaboration de l'étude et même lors de la réalisation.

I.1 Situation géographique

I.1.1 Situation de la commune

La commune d'EL IDRISIA est située à l'extrême ouest du chef lieu de la Wilaya de DJELFA.

Elle est comprise entre 2° 23'30 ''et 2°39'13'' de longitude Est et entre 33°18'30 et 33°31'40'' de latitude Nord. Elle s'étale sur une superficie de 34650 Ha.

Ses limites sont :

- La commune d'ELGUEDDID au Nord.
- La commune de DOUIS et d'AIN CHOUHADA au Sud.
- La commune de BENYAGOUB et celle de CHAREF à l'Est.
- La Wilaya de LAGHOUAT à l'Ouest.

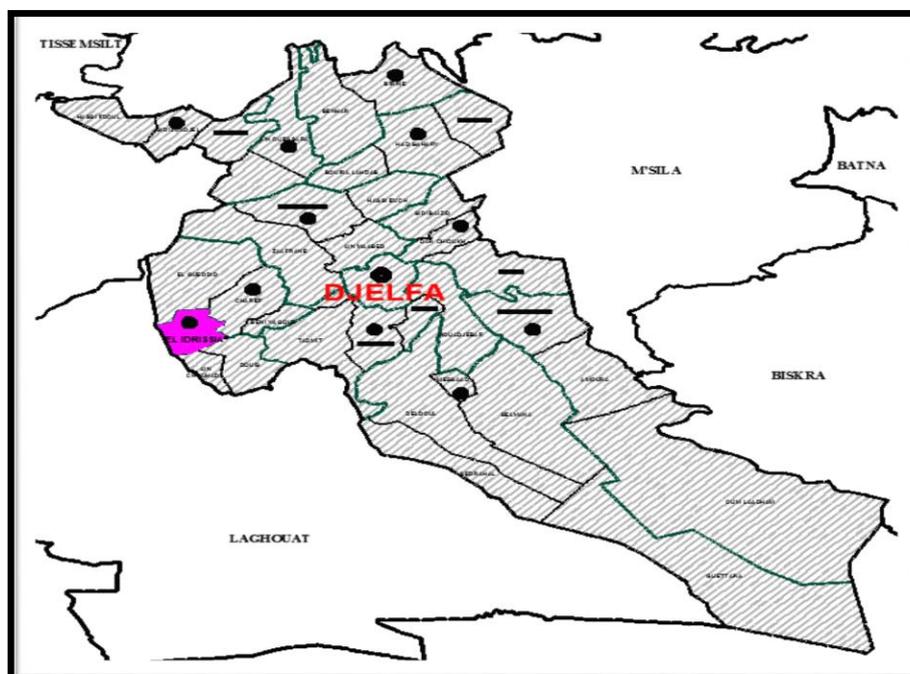


Figure I.1 : Carte de situation géographique de la commune d'El Idrissia (Source : Découpage administratif de l'Algérie & Monographie)

I.1.2 Situation du périmètre d'étude

Le périmètre d'étude se situe à la périphérie de la commune d'EL IDRISSIA, intitulé POS N°14 programmé dans l'étude du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme. Il couvre une superficie de 46.71 hectares et se situe au Nord-est de l'ACL, Il est délimité :

- Au Nord, par la commune d'ELGUEDDID ;
- Au Sud, par le chemin communal (CC03) et le POS 07C;
- A l'Est, par le POS 7C ;
- A l'Ouest, par le POS 6Bet le POS 11.

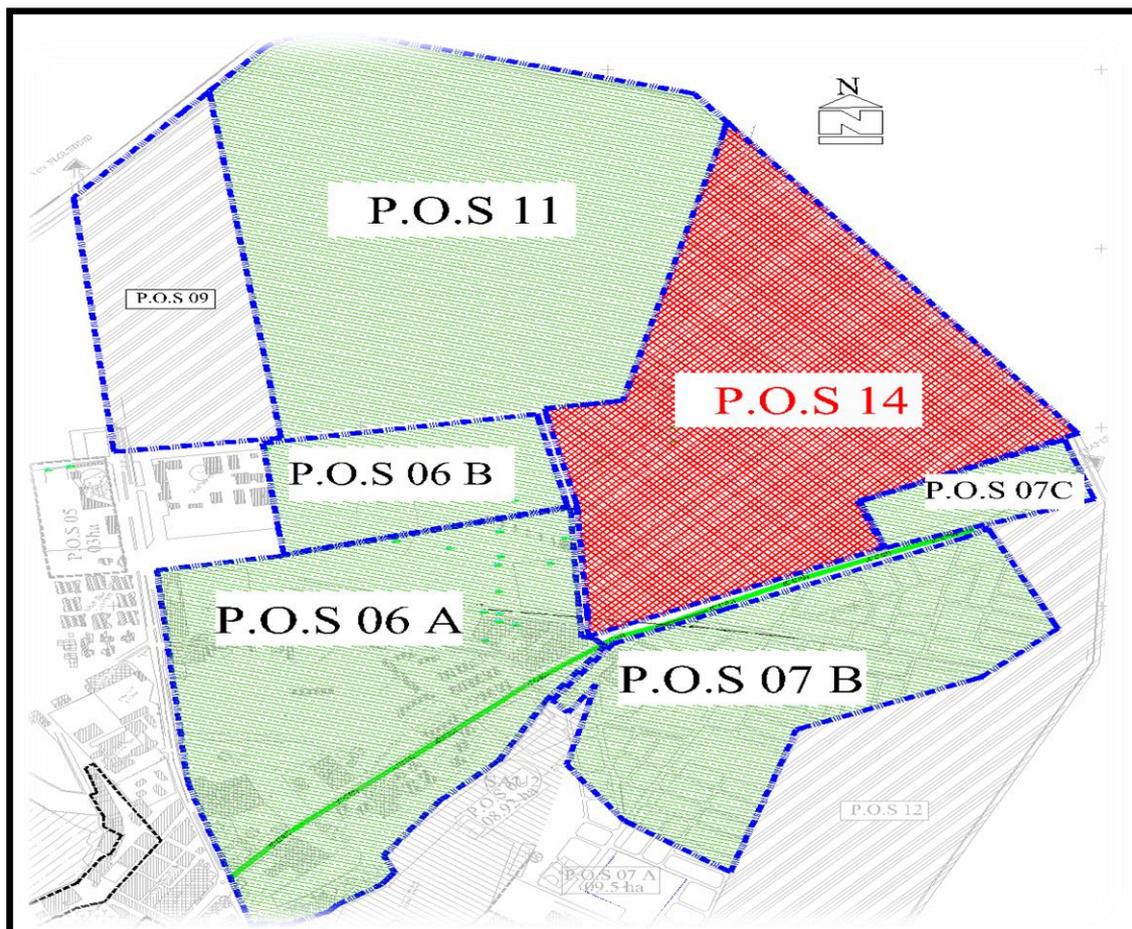


Figure I.2 : plans de Situation du POS 14 dans le périmètre urbain (Source : CNERU Tizi-Ouzou)

La zone d'étude de POS14 est une agglomération secondaire de la commune d'EL IDRISSIA situé à l'Est de cette dernière. L'accessibilité vers le périmètre d'étude se fait par le chemin communal (CC03) qui est relié à la route nationale RN1A. La superficie de cette zone est de 46.71 avec une population de 8363 en 2015.

I.2 Topographie et relief

La carte des pentes qui couvre le périmètre de la zone d'étude (POS 14) donne un aperçu global sur la topographie de cette zone et permet de mieux voir le caractère des reliefs appartenant à chaque ensemble topographique.

I.2.1 Le relief

Sur la base du levé topographique établi dans le cadre de cette étude, le périmètre d'étude est constitué de deux parties:

- La partie se trouvant au Sud-ouest du périmètre d'étude est constituée par un mont rocheux accidenté qui s'élève par rapport aux terrains environnants, dont les pentes sont relativement importantes.
- Le reste du site est constitué d'un terrain plat à faible pente.

De ce fait, mis à part le mont rocheux, les terrains sont constitués de faibles pentes (inférieures à 3%) pour la plus grande superficie du périmètre d'étude.

I.2.2 Les altitudes

D'après la carte des altitudes, on constate que les altitudes du site couvert par le POS 14 sont croissantes de l'Est vers l'Ouest, et deviennent plus importantes au niveau de la zone rocheuse. Par conséquent, les altitudes les plus élevées sont comprises entre **1143** et **1151** mètres, tandis que les plus basses sont comprises entre **1124** et **1129** mètres.

I.2.3 Les pentes

La carte des pentes (**figure I.3**), nous a permis de distinguer plusieurs classes de pentes ; où les zones de fortes pentes occupent surtout la partie Ouest, tandis que ces pentes variables se réduisent pour devenir moyennes à douces en allant de l'Ouest vers l'Est du périmètre d'étude.

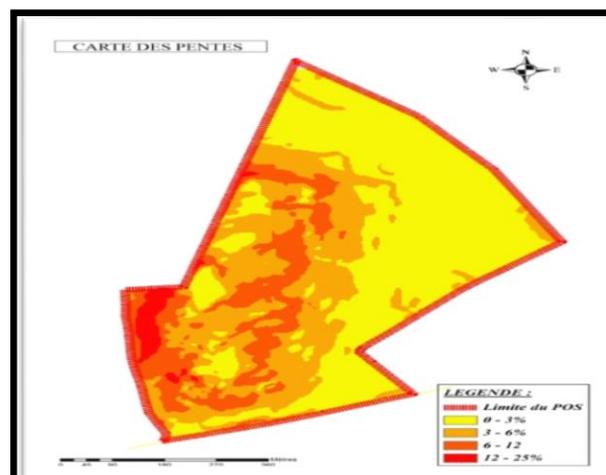


Figure I.3 : plans représentative des pentes du POS 14 (Source : CRENU TIZI-OUZOU)

I.3 Situation géologique

Du point de vue géologique, la ville de El Idrissia est localisée au niveau de l'atlas saharien dans la partie sud-ouest des monts des Ouled Nail, où le craton s'est accumulé au cours du mésozoïque et du paléozoïque. Les soulèvements et plis qui se sont produits dans les montagnes et les orogénèses sont le cénozoïque à séquence épaisse et série continentale. Au point de vue structural la région de Djelfa correspond à un vaste synclinorium dont l'axe d'orientation nord est - sud ouest. Le synclinal de Djelfa est représenté par une série essentiellement détritique barrémienne recouverte de temps à autre par des dépôts continentaux quaternaires discordants sur les termes les plus anciens.

Pour le secteur étudié les formations susceptibles d'être aquifères sont représentées essentiellement par :

- Les terrains gréseux du Néocomien dans lesquels s'intercalent des calcaires à débris, des calcaires et des dolomies.
- Les grès barrémiens à porosité d'interstices et de fractures et de chenaux dans lesquels s'intercalent des niveaux marno- gréseux parfois argileux.
- Le toit du Barrémien est généralement constitué par 50 à 60 m de marnes bariolées à gypse avec des passées gréseuses.
- Une série argilo-gréseuse d'une épaisseur de 30 à 50m à porosité d'interstices, de fractures et de chenaux, appartenant à l'Albien inférieur et constituée de grès fins et d'argiles, de grès fins à moyens à stratifications obliques et par des intercalations de grès friables et de sables jaunâtres.
- Une formation argilo- carbonatée à porosité de fractures constituée; de dolomies, de calcaires dolomitiques et de minces passées argileuses, de calcaires à lamellibranches appartenant à l'Albien supérieur.

I.4 Sismicité

L'Algérie c'est un pays méditerranéen, exposé à une activité sismique plus ou moins importante.

Selon les règles parasismiques algériennes de 1999, le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone 1 : sismicité faible.

Zone 2 : sismicité moyenne.

Zone 3 : sismicité forte.

La commune de EL'IDRISSIA se situe sur une zone de faible sismicité, elle est classée en zone 1 sur la classification du RPA version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

I.5 Situation climatique

D'après son emplacement géographique, la commune d'El IDRISSIA est soumise à un climat nettement semi-aride à aride avec une nuance continentale, qui se caractérise par des hivers froids et rigoureux et des étés chauds et secs.

I.5.1 les précipitations

Les précipitations constituent l'unique entrée du système hydrologique. Elles conditionnent les régimes des écoulements et l'alimentation des nappes aquifères.

Le tableau I.1 représente les précipitations moyennes mensuelles de la région étudiée :

Tableau I.1 : précipitation des pluies moyenne mensuelle période 1967-2010 (ANRH)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Précipitations	27,22	24,84	19,64	14,42	15,11	11,81	17,92	25,64	26,25	10,32	7,29	12,37

(Source : ANRH Blida)

Nous constatons d'après la répartition mensuelle des précipitations que la période pluvieuse s'étale sur les mois suivant :

- Septembre, octobre et novembre avec une période humide.
- Mars, avril et mai avec une période à pluviosité moyenne.

I.5.2 Température

Le tableau suivant donne une idée sur les températures mensuelles de la zone d'EL IDRISSIA :

Tableau I.2 : températures moyennes mensuelle de Djelfa 1986-2006

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annuelle
T° _{Max}	9,54	12,03	15,04	18,06	24,06	29,46	33,60	33,38	27,59	21,06	17,76	10,94	20,79
T° _{Min}	0,38	1,57	3,14	5,40	10,64	14,98	18,25	18,12	13,9	9,34	5,18	2,35	8,60
T° _{Moy}	4,96	6,80	9,09	11,73	17,35	22,22	25,92	25,75	20,74	15,20	9,97	6,64	14,70

(Source : ANRH-Blida)

On peut dire que :

- Le mois le plus froid de l'année est janvier, avec une température moyenne avoisinant de 5°C ;
- Les mois de juillet et août sont les plus chauds avec des températures moyennes de 26°C.

I.5.3 Humidité de l'air

La figure I.6 de la page suivante montre les variations de l'humidité relative au cours de la période 1995-2004

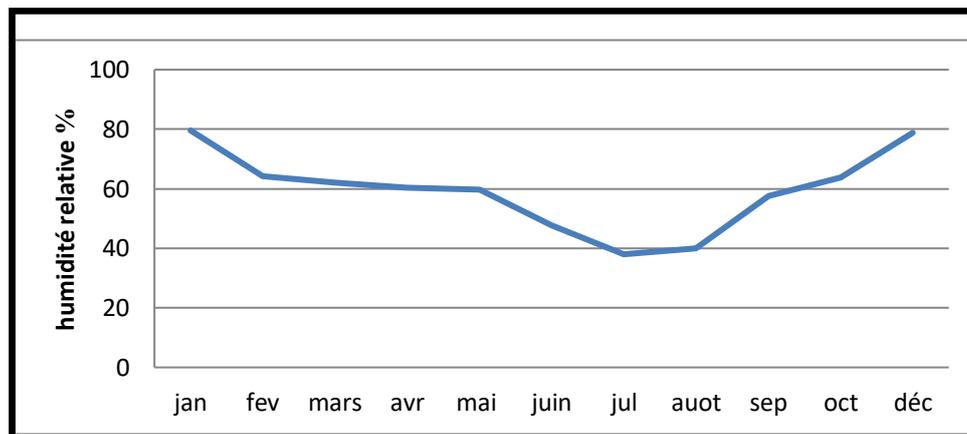


Figure I.5 : courbe de la variation d'humidité période 1995-2004 (Source : ANRH)

I.5.4 Les vents

Le vent correspond au déplacement d'une masse d'air consécutif à des différences locales de températures et de pression.

La figure I.7 montre que la variation saisonnière de la vitesse du vent durant la période, d'observation reste quasi constante. D'autre part, la valeur maximale de la vitesse du vent ne

dépasse pas 4,83 m/s (avril); tandis que la valeur minimale (3,88m/s) est observée au mois de septembre.

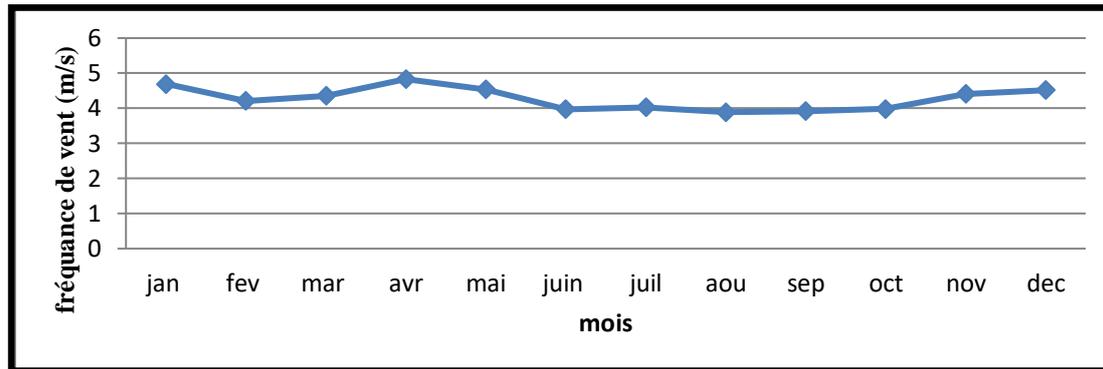


Figure I.6 : évaluation de la vitesse de vent moyenne mensuelle interannuelle période 1995-2004 (Source : ANRH-Blida)

I.6 Ressources en eau

La consommation d'eau des habitants de la ville est assurée par trois châteaux d'eau deux avec une capacité de stockage de 2500 m³ et l'autre avec une capacité de 500 m³.

La ville de EL'IDRISSIA est alimentée à partir de deux forages [F1] et [F2].

Les caractéristiques de ces forages sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.3 : les caractéristiques des forages

Désignation	Forage N°1	Forage N°2
Debit D'exploitation [l/s]	29	38
Niveau statique [m]	160	158
Niveau dynamique (m)	181	178
Profondeur [m]	510	500

(Source : CNERU TIZI-OUZOU)

Conclusion

Ce chapitre est très utile car il permet de bien connaître la zone d'étude en termes de géographie, topographie, climat, et autres.

Nous avons conclu que notre région d'étude a un climat semi-aride à aride, et la majorité de notre zone est constitué d'un terrain plat à faible pente.

La collecte de données brutes nous permet ensuite de bien appréhender la conception du réseau d'AEP.

Chapitre II :
Estimation des besoins en eau

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction

L'estimation des besoins en eau est une étape importante pour le dimensionnement d'un réseau D'AEP, elle a pour but d'estimer avec le plus d'exactitude possible la quantité d'eau nécessaire à la consommation de notre agglomération. On procède dans ce chapitre à l'évaluation de ces besoins en eau en se basant sur les données du recensement national de la population, les statistiques relatives au taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

II.1 Evaluation de la population future

Pour estimer la population future, nous prenons un horizon de **30** ans avec un taux d'accroissement de 2,45% (APC EL'IDRISSIA).

Pour le calcul de la population future nous utiliserons la formule suivante :

$$P_n = P_0 * (1 + T)^m \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitants à l'horizon de calcul.

P_0 : Nombre d'habitants à l'horizon de calcul.

T : Taux d'accroissement de la population visée.

m : Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon.

Le tableau suivant représente la variation de la population aux différents horizons d'étude.

Tableau II.1 : évaluation d la population aux différents horizons d'étude

Horizon	Actuel 2020	Moyen terme 2035	long terme 2050
Population	9 439	13 571	19 511

II.2 Les équipements de la zone d'étude

Le tableau II.2 représente les équipements du POS 14 avec la superficie nécessaire :

Tableau II.2 : programme d'équipement actuel

Equipement	Surface unitaire nécessaire (m ²)	Surface totale nécessaire (m ²)
02 écoles primaires de 12 classes	5000	10000
02 CEM	11000	11000
01 crèche et jardin d'enfants	3000	3000
01 polyclinique	3000	3000
02 terrains de sport en plein air	3300	6600
01 terrain de football	7800	7800
01 salle de sport polyvalente	1000	1000
02 salles de sport spécialisées	2000	4000
01 maison de jeunes	1200	1200
01 centre culturel	1400	1400
01 marché ou 01 centre commercial	2000	2000
Poste	1000	1000
Locaux commerciaux	A intégrer au RDC des immeubles	
Commerces complémentaires	2500	2500
Une antenne administrative	1000	1000
01 mosquée	4000	4000
Espaces verts	/	10000

(Source : CRENU TIZI-OUZOU)

II.3 Estimation des besoins actuels (2020):

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, et elle dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;

- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

II.3.1 Détermination de la consommation moyenne journalière de l'année 2020 :

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \left(\frac{m^3}{j} \right) \quad (II.2)$$

Avec :

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

N_i : Nombre de consommation dans chaque catégorie (hab).

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie (l/hab/j).

i : Nombre de catégorie.

II.3.1.1 Besoins domestiques

La consommation en eau dépend du confort des habitations, le niveau de vie de la population ainsi l'accroissement démographique, la dotation moyenne par habitant et par jour est estimée comme suit :

Ville de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant .

Ville de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant.

Ville de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant.

Tableau II.3 : Besoins moyens journaliers domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
2020	9 439	150	1 415,85
2035	13 571	160	2 171,36
2050	19 511	180	3 511,98

II.4 Estimation des besoins de l'équipement public :

II.4.1 Besoins sanitaire

Le tableau suivant déterminer les besoins sanitaires en eau estimatifs.

Tableau II. 4 : Détermination des besoins sanitaire

Nature de l'établissement	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
polyclinique	3000	5	15
Total			15

II.4.2 Besoins scolaire

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaires :

Tableau II. 5 : Détermination des besoins scolaires

Nature de l'établissement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
02 Crèche	400	20	8
02 Ecole primaire	600	15	9
CEM	500	20	10
Bibliothèque	100	5	0.5
Total			27.5

II.4.3 Besoin commerciaux

Le tableau II.6 nous illustre les besoins en eau commerciaux :

Tableau II.6 : Détermination des besoins commerciaux

Equipement	Surface [m²]	Dotation [l/j/m²]	Consommation moyenne Journalière (m³/j)
Une zone d'activité	2500	25	62.5
Marché	1400	5	7
Total			69,5

II.4.4 Besoins socioculturels et sportifs

Le tableau suivant nous montre les besoins en eau administratifs.

Tableau II.7 : calcul des besoins socioculturels et sportifs

Désignation	Surface [m²]	Dotation [l/j*m²]	Consommation moyenne journalière (m³/j)
maisons de jeunes	1200	5	6
Une mosquée	4000	5	20
Terrains de sport en plein air	3300	5	16.5
Un stade	7800	10	78
Sale de sport polyvalente	1000	10	10
Sale de sport spécialisée	2000	10	20
Centre culturel	1400	15	21
Total			171.5

II.4.5 Equipements futurs :

Selon les orientations du PDAU EL IDRISIA, les besoins en équipements du POS 14 à long terme se résument dans la liste suivante : Deux écoles primaires, CEM, lycée, une maternité urbaine avec une bibliothèque, auberge, mosquée et Espaces verts de 1.43ha

Tableau II.8 : Besoins des équipements futurs

Type d'équipement	Nomination	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Scolaires	Primaires	élève	600	20	12
	C.E.M	élève	500	20	12
	Lycée	élève	400	25	10
Somme					32
Sanitaire	Maternité urbaine	Lit	50	500	25
Somme					25
Socioculturels et sportifs	Mosquée	fidèle	700	20	14
	Auberge	lit	100	70	7
	Espace verts	Ha	1.4	50	0.7
Somme					21.7
Commerciaux	Centre commercial	m ²	200	5	1
	Restaurant	repas	200	30	6
	Cafétéria	client	100	10	1
Somme					9.25
Total					87.95

(Source : APC d'EL'Idrissia)

II.4.6 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2050

Tableau II.9 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
	Actuel 2020	Long terme 2050
Domestique	1415,85	3511,98
Sanitaire	15	40
Scolaire	27,5	59,5
Commerciaux	97,5	106,75
Socioculturels et sportifs	171,5	193,21
Total	1727,35	3911,44

II.5 Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi les quelles nous avons :

- Variation annuelle qui dépend du niveau de vie de l'agglomération considérée;
- Variation mensuelle et saisonnière qui dépend de l'importance de la ville et des activités ;
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante ;
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

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

II.5.1 Coefficients d'irrégularité

II.5.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{max,j}$)

L'irrégularité de la consommation journalière au cours de l'année, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

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

Avec :

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier ;

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;

$Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Dans notre cas on prend : $K_{max,j} = 1,2$.

II.5.1.2 Coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{min,j}$)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (II.4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{min,j}$ varie de **0,7 à 0,9**.

Pour notre cas nous prenons $K_{min,j} = 0,8$

II.5.1.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Il dépend de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort

C'est ce qui permet de déterminer le débit de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de **1,2 à 1,5** et dépend du niveau de développement local.

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

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.10 : le coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000	300000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.03

Pour notre cas on prend : $\beta_{max} = 1,31$ pour l'horizon 2020

Tableau II.11 : Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas

Coefficient	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$
Valeur	1.31	1.3	1.7

II.5.1.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire :

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

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

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

β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.12 : le coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000	300000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.7	0.83

Pour notre cas on prend : $\beta_{\min} = 0,38$ pour l'horizon 2020.

Tableau II.13 : coefficient d'irrégularité horaire de la zone d'étude

Coefficient	β_{\min}	α_{\min}	$K_{\min,h}$
Valeur	0,38	0,5	0,19

II.5.2 Variation de la consommation journalière

II.5.2.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

Ce débit relatif à la journée de la plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j .

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière.

Tableau II.14 : débit maximum journalier

$Q_{\text{moy},j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}(\text{m}^3/\text{j})$
1727,35	1,2	2072,82

II.5.2.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

C'est le débit du jour de faible consommation pendant l'année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$Q_{\min,j}$: débit minimal journalier en m^3/j .

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j .

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité minimal des variations de la consommation journalière.

Tableau II.15 : débit minimal journalier

$Q_{\text{moy},j}$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$
1727,35	0,8	1381,88

II.5.3 variation de la consommation horaire

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

II.5.3.1 Consommation moyenne horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j

$$Q_{\text{moy},h} = 2072,82 / 24 = 86,3675$$

$$Q_{\text{moy},h} = 86,37 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.5.3.2 Consommation maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.9})$$

$$Q_{\max,h} = 1,7 \times 86,37 = 146,82 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h

$Q_{\max,h}$: débit maximum horaire en m^3/j

$K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire; donne notre cas égale à 1,7 (tableau II.11)

II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo.de type rural
0 - 1	1	1,5	3	3,35	0,75
1 - 2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2 - 3	1	1,5	2,5	3,3	1
3 - 4	1	1,5	2,6	3,2	1
4 - 5	2	2,5	3,5	3,25	3
5 - 6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6 - 7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7 - 8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8 - 9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9 - 10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10 - 11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11 - 12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12 - 13	7	5	4,4	4,6	8,5

Tableau II.16 : répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitants (suite)

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10 001 à 50 000	De 50 001 à 100 000	Plus de 100000	Agglo. Type rural
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3.5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3.5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

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

II.6.1 Evaluation de la consommation horaire de l'horizon actuel

Tableau II.17 : Répartition des débits horaires de l'horizon actuel 2020

heures	C (%)	Q(m ³ /h)	C (%) cumul	Q(m ³ /h) cumul
0-1	1	20,73	1	20,73
1_2	1	20,73	2	41,46
2_3	1	20,73	3	62,19
3_4	1	20,73	4	82,92
4_5	2	41,46	6	124,38
5_6	3	62,19	9	186,57
6_7	5	103,65	14	290,22
7_8	6,5	134,745	20,5	424,965
8_9	6,5	134,745	27	559,71
9_10	5,5	114,015	32,5	673,725
10_11	4,5	93,285	37	767,01
11_12	5,5	114,015	42,5	881,025
12_13	7	145,11	49,5	1026,135
13-14	7	145,11	56,5	1171,245

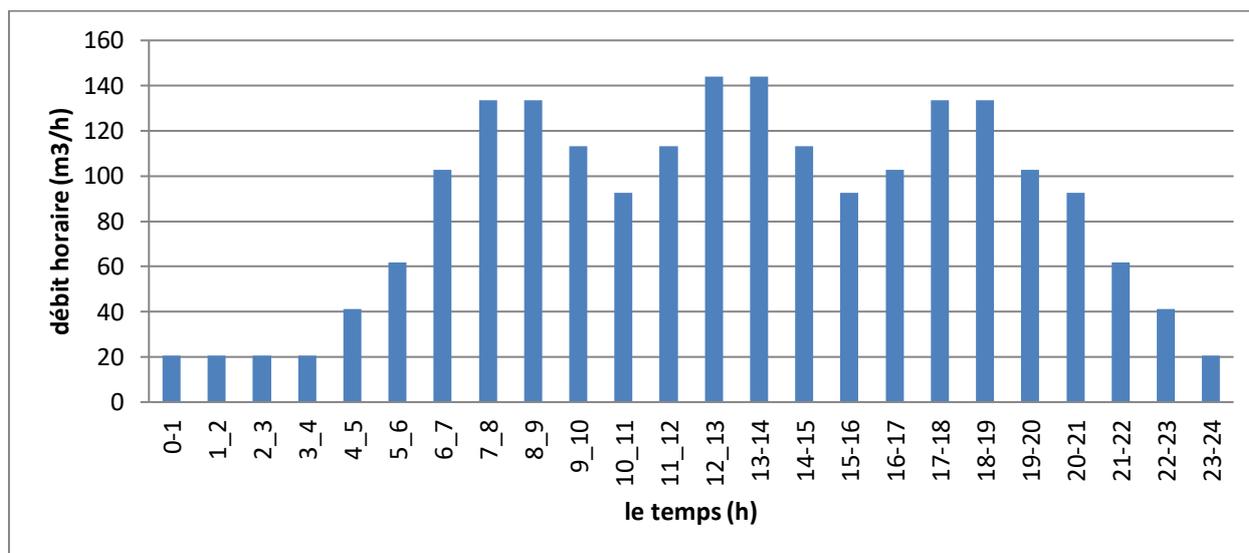
Tableau II.17 : répartition des débits horaires de l'horizon actuel 2020 (suite).

heures	C (%)	Q(m ³ /h)	C (%) cumul	Q(m ³ /h) cumul
14-15	5,5	114,015	62	1285,26
15-16	4,5	93,285	66,5	1378,545
16-17	5	103,65	71,5	1482,195
17-18	6,5	134,745	78	1616,94
18-19	6,5	134,745	84,5	1751,685
19-20	5	103,65	89,5	1855,335
20-21	4,5	93,285	94	1948,62
21-22	3	62,19	97	2010,81
22-23	2	41,46	99	2052,27
23-24	1	20,73	100	2073

D'après le tableau on trouve :

$$Q_{\max.h} = 145,11 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min.h} = 20,73 \text{ m}^3/\text{h}$$

**Figure II.1** : Graphique de la consommation en 2020

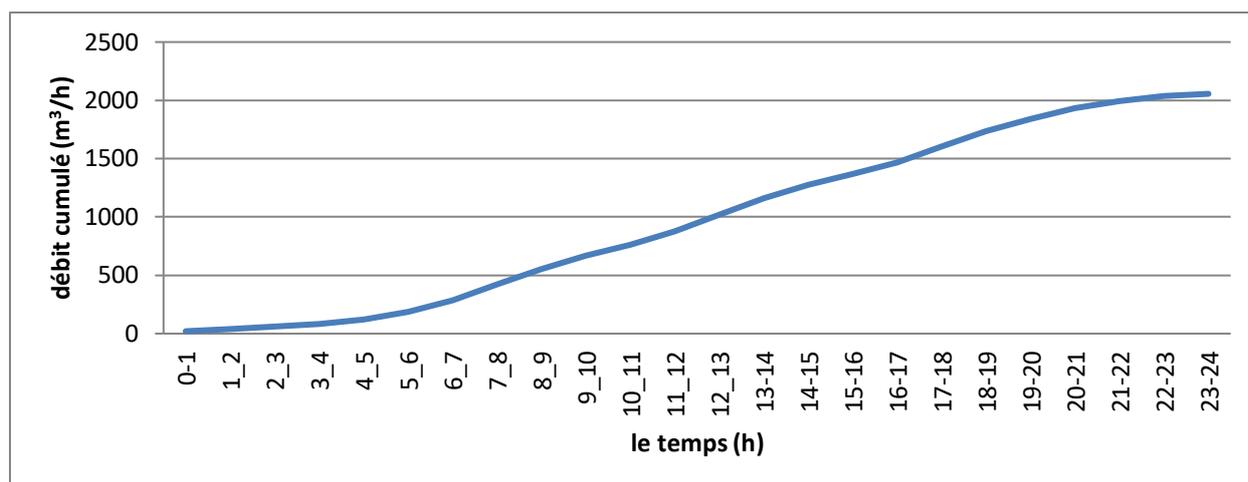


Figure II.2 : Courbe de la consommation intégrale en 2020

II.6.2 Evaluation de la consommation horaire en 2050

II.6.2.1 Calcul du débit maximal et minimal journaliers ($Q_{\max,j}$; $Q_{\min,j}$)

Tableau II.18 : débit maximal et minimal journaliers en 2050

Année	$Q_{\text{moy},j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{max},j}$	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\text{max},j}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{min},j}(\text{m}^3/\text{j})$
2050	3911,44	1,2	0,8	4693,73	3129,15

II.6.2.2 Evaluation de la consommation horaire de l'horizon 2050

Tableau II.19 : Répartition des débits horaires de l'horizon 2050

heures	C (%)	$Q(\text{m}^3/\text{h})$	C (%) cumul	$Q(\text{m}^3/\text{h})$ cumul
0-1	1,5	70,395	1,5	70,395
1_2	1,5	70,395	3	140,79
2_3	1,5	70,395	4,5	211,185
3_4	1,5	70,395	6	281,58
4_5	2,5	117,325	8,5	398,905
5_6	3,5	164,255	12	563,16
6_7	4,5	211,185	16,5	774,345
7_8	5,5	258,115	22	1032,46
8_9	6,25	293,3125	28,25	1325,7725
9_10	6,25	293,3125	34,5	1619,085
10_11	6,25	293,3125	40,75	1912,3975
11_12	6,25	293,3125	47	2205,71
12_13	5	234,65	52	2440,36

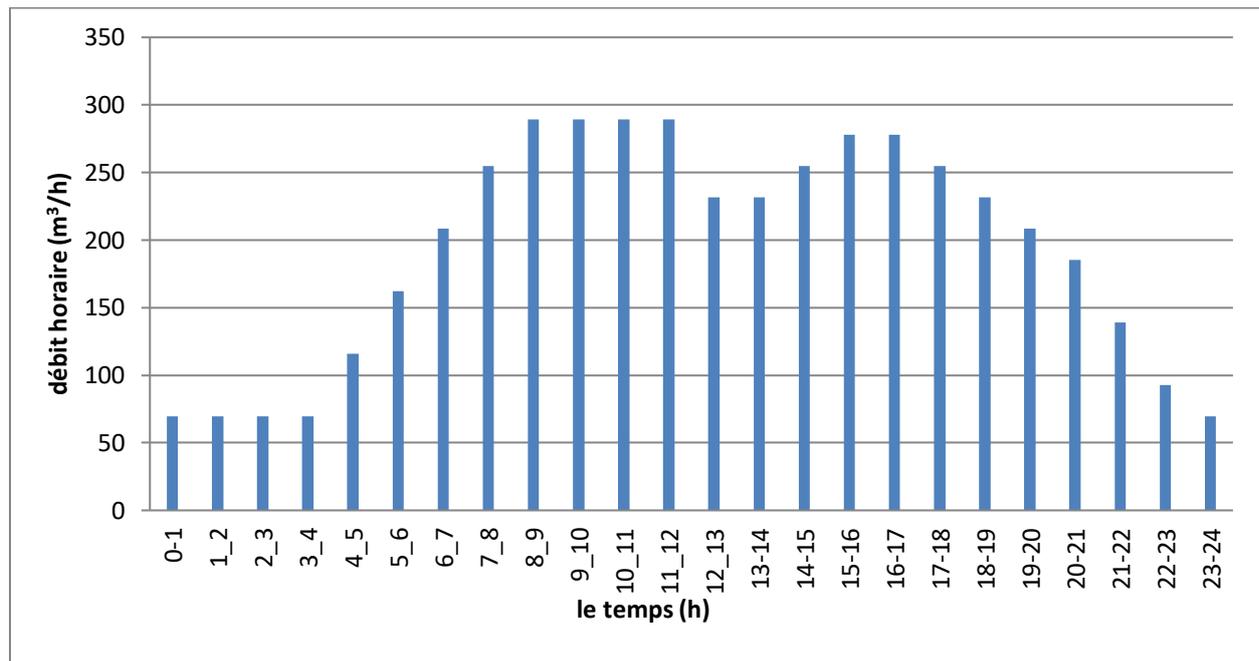
Tableau II.19 : répartition des débits horaires de l'horizon 2050 (suite)

heures	C (%)	Q(m ³ /h)	C (%) cumul	Q(m ³ /h) cumul
13-14	5	234,65	57	2675,01
14-15	5,5	258,115	62,5	2933,125
15-16	6	281,58	68,5	3214,705
16-17	6	281,58	74,5	3496,285
17-18	5,5	258,115	80	3754,4
18-19	5	234,65	85	3989,05
19-20	4,5	211,185	89,5	4200,235
20-21	4	187,72	93,5	4387,955
21-22	3	140,79	96,5	4528,745
22-23	2	93,86	98,5	4622,605
23-24	1,5	70,395	100	4693

D'après le tableau on trouve :

$$Q_{\max.h} = 293,31 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min.h} = 70,395 \text{ m}^3/\text{h}$$

**Figure II.3** : Graphique de la consommation en 2050

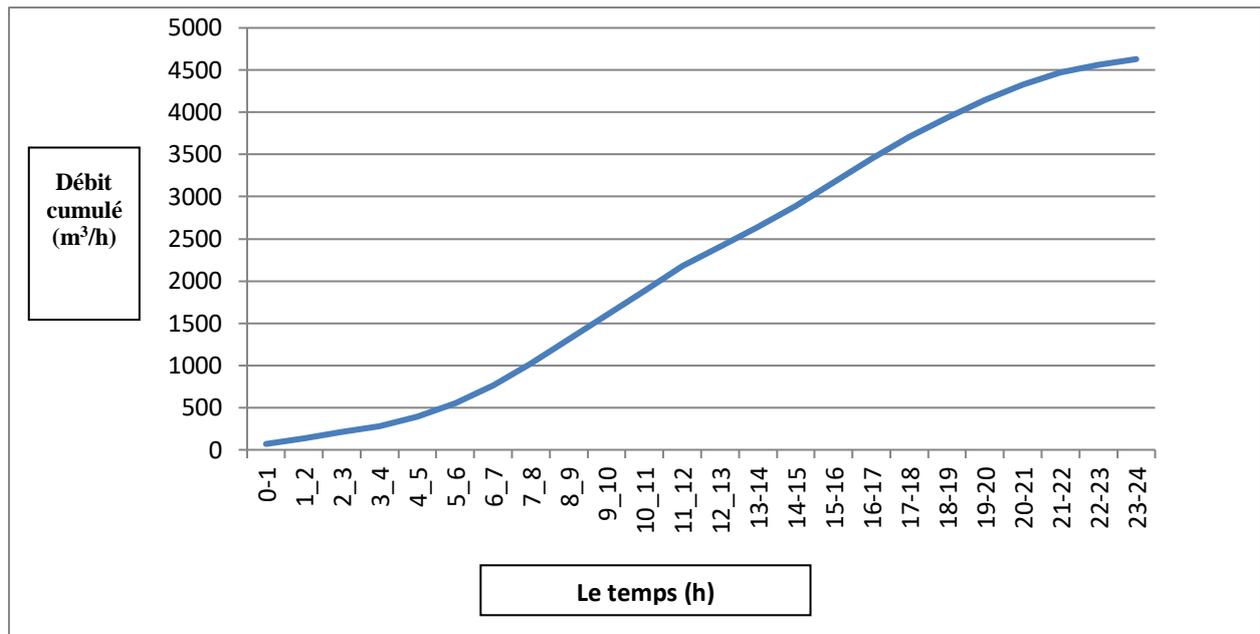


Figure II.4 : Courbe de la consommation intégrale en 2050

Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins en eau du POS N°14 (EL'Idrissia) que nous avons effectuée et qui est basée sur les dotations fixées selon le plan du développement national, nous a permis de déterminer les différents débits de consommation journalière (notamment minimum et maximum) et de tracer la courbe de la consommation horaire afin de connaître tous les débits horaires.

Chapitre III :
Etude des réservoirs

Chapitre III : Etude des réservoirs

Introduction

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, une certaine autonomie de distribution d'eau aux populations est nécessaire. Cette autonomie peut être assurée par les réservoirs de stockage.

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et de distribution, ils permettent de réguler le débit et donc d'adapter la production à la consommation.

Dans ce chapitre, nous calculerons la capacité des réservoirs nécessaires pour assurer l'alimentation en eau de la zone d'étude.

III.1 Le rôle des réservoirs

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP, parmi ces rôles :

- Réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution ;
- Assurer la réserve d'incendie ;
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

III.2 Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs obéit aux critères suivants :

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés une pression suffisante.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- l'emplacement est de préférence également à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre de la consommation.

III.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

III.3.1 Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés

- en maçonnerie
- en béton ordinaire ou précontraint
- en acier pour de petites capacités

III.3.2 La position par rapport au terrain naturel :

- sur sol
- enterrés
- semi-enterrés
- sur tour

III.3.3 Selon la forme de la cuve :

- rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.
- Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

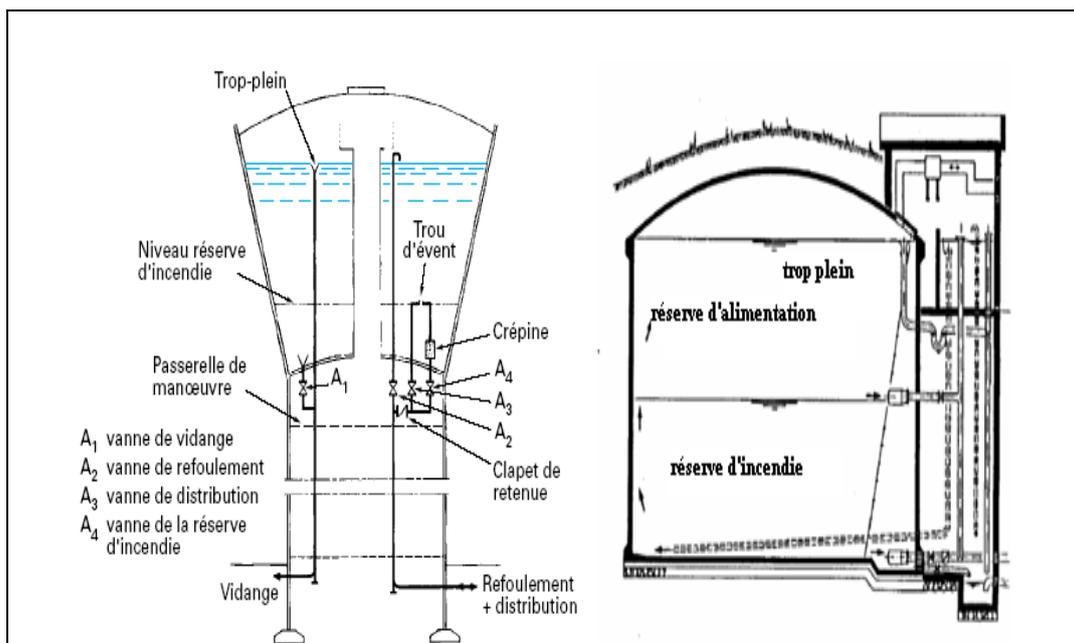


Figure IV.1 : schéma d'un réservoir de distribution

III.4 Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop-plein ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- Conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

III.5 Analyse de la capacité de stockage

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

La capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.5.1 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

III.5.2 Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation

Dans notre projet, nous utilisons la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de **24** heures d'apport.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de

départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau III.1

Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante

$$V_r = \frac{a * Q_{\max, j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

Avec

- V_r : volume résiduel de réservoir ;
- $Q_{\max, j}$: débit maximal journalier ;
- a (%) : pourcentage du volume maximal devant être stocké.

La capacité totale du réservoir sera :

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

Avec :

- V_{inc} : volume d'incendie estimé à une valeur de 120 m³

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire à l'état actuel

Heures	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0 - 1	1	4,17	3,17		9,68
1 - 2	1	4,17	3,17		12,85
2 - 3	1	4,17	3,17		16,02
3 - 4	1	4,17	3,17		19,19
4 - 5	2	4,17	2,17		21,36
5 - 6	3	4,17	1,17		22,53
6 - 7	5	4,17		0,83	21,7
7 - 8	6,5	4,17		2,33	19,36
8 - 9	6,5	4,17		2,33	17,02
9 - 10	5,5	4,17		1,33	15,7
10 - 11	4,5	4,17		0,33	15,37
11 - 12	5,5	4,17		1,33	14,04
12 - 13	7	4,17		2,83	11,21

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du stockage nécessaire à l'état actuel (suite).

Heures	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
13-14	7	4,17		2,83	8,38
14-15	5,5	4,17		1,33	7,05
15-16	4,5	4,17		0,33	6,7
16-17	5	4,17		0,83	5,86
17-18	6,5	4,17		2,33	3,53
18-19	6,5	4,17		2,33	1,2
19-20	5	4,17		0,83	0,33
20-21	4,5	4,17		0,33	0
21-22	3	4,17	1,17		1,17
22-23	2	4,17	2,17		3,34
23-24	1	4,17	3,17		6,51
Totale	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$V_t = [22,53\% * 2072,82] + 120 = \mathbf{587.00} \text{ m}^3$$

Donc :

La capacité existante est insuffisante pour satisfaire les besoins actuels de l'agglomération.

Tableau III.2 : Détermination de la capacité de stockage nécessaire à l'horizon de calcul

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0 - 1	1,5	4,17	2,67		8,85
1 - 2	1,5	4,17	2,67		11,52
2 - 3	1,5	4,17	2,67		14,19
3 - 4	1,5	4,17	2,67		16,86
4 - 5	2,5	4,17	1,67		18,53
5 - 6	3,5	4,17	0,67		19,2
6 - 7	4,5	4,17		0,33	18,87

Tableau III.2 : Détermination de la capacité de stockage nécessaire à l'horizon de calcul (suite).

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
7 - 8	5,5	4,17		1,33	17,54
8 - 9	6,25	4,17		2,08	15,46
9 - 10	6,25	4,17		2,08	13,38
10 - 11	6,25	4,17		2,08	11,3
11 - 12	6,25	4,17		2,08	9,22
12 - 13	5	4,17		0,83	8,39
13-14	5	4,17		0,83	7,56
14-15	5,5	4,17		1,33	6,23
15-16	6	4,17		1,83	4,4
16-17	6	4,17		1,83	2,56
17-18	5,5	4,17		1,33	1,17
18-19	5	4,17		0,83	0,33
19-20	4,5	4,17		0,33	0
20-21	4	4,17	0,17		0,17
21-22	3	4,17	1,17		1,34
22-23	2	4,17	2,17		3,51
23-24	1,5	4,17	2,67		6,18
Totale	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$V_t = [19,2\% * 4693,73] + 120 = 1021,19 \text{ m}^3$$

Après normalisation du volume du réservoir nécessaire à l'horizon 2050 on trouve :

$$V_T = 1500 \text{ m}^3$$

Remarque :

La capacité du réservoir existant R1 est de 500 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à $1021,19 \text{ m}^3$. On conclut que la capacité existante est insuffisante pour satisfaire les

besoins de notre agglomération. Par conséquent, on ajoute un autre réservoir de capacité de 1000 m³.

III.6 Dimensions du réservoir projeté

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

On pose: $h = 6$ m.

III.6.1 Le diamètre de la cuve

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³);

S : section du réservoir (m²);

D : diamètre de la cuve (m);

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

AN:
$$D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 14,57\text{m}$$

On prend: **$D = 15$ m**

III.6.2 Réévaluation de la hauteur d'eau h :

Nous avons :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$h = \frac{4 * 1000}{3,14 * 15^2} \Rightarrow h = 5,66 \text{ m}$$

III.6.3 La section de la cuve :

On sait que :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$S = \frac{1000}{5,65} \Rightarrow S = 177 \text{ m}^2$$

III.6.4 La hauteur totale de la cuve

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$\mathbf{H = h + R}$$

H : hauteur totale de la cuve (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0.34m

$$H = 5.66 + 0,34 \Rightarrow \mathbf{H = 6 m}$$

Le réservoir projeté aura donc les caractéristiques suivantes :

- Réservoir de type surélevé
- Capacité de stockage : 1000 m³
- Diamètre : 15 m
- Hauteur de la cuve : 6.00 m
- Cote de terrain naturel : 1152.04 m
- Cote de radier : 1162.04 m
- Cote de trop-plein: 1168.04 m

III.7 Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques entraînent en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

- Un soin particulier est à apporter au nettoyage des réservoirs ; opération comportant plusieurs étapes telles que :
 - Isolement et vidange du réservoir ; afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte de temps, on ne procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible.
 - Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
 - Elimination des dépôts sur les parois ;
 - Remise en service ;
 - Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelles, équipements hydrauliques et

cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.

- Par mesure d'hygiène et de sécurité les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre les corps étrangers et les variations de température.
- Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée de certaines espèces nuisibles (serpent, souris ...etc.).
- Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

III.8 Autres Recommandations

Dans un réservoir d'AEP, il est aussi nécessaire de :

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues ;
- Éviter 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 des évacuations pour les eaux pluviales.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le volume du réservoir nécessaire à l'alimentation en eau de notre zone d'étude, ce qui a abouti à une valeur de 1500m³ pour l'horizon de l'étude. La région étant déjà dotée d'un réservoir de 500m³ (en bon état), nous projetons un réservoir de capacité de 1000 m³.

Chapitre IV :
Conception du réseau de distribution

Chapitre IV : Conception du réseau de distribution

Introduction

Le but de ce chapitre est de projeter un réseau de distribution pour la région d'étude et procéder à son calcul hydraulique pour vérifier son bon fonctionnement.

IV.1 Les type de réseaux

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifiée ou maillée, ce qui est plus courant. Les principaux éléments d'un réseau sont les conduites, les branchements et les pièces spéciales et accessoires (coudes, vannes, compteurs, bouche d'incendie, Etc.). Les canalisations de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en tranchés.

a. Réseaux maillés

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou mailles.

Ce type de réseau présente les avantages suivant : plus de sécurité d'alimentation (en cas de casse d'une conduite, il suffit d'isoler cette dernière et tous les abonnés situés à l'aval seront alimenté par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est par contre couteux et plus difficile à calculer.

b. Réseaux ramifiés

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborescente, fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. Leur inconvénient, c'est que dans les conduites il y a qu'un seul cheminement possible.

Ce type de réseau ne présente pas assez de souplesse à des modifications de débit, ainsi tout réseau initialement ramifié sera modifié, au cours de l'exploitation ultérieure, par les nécessités des extensions imprévues et pour la sécurité de fonctionnement de certaines parties du réseau (en cas de casse d'une conduite principale, tout les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

D'autres types de réseaux peuvent être utilisés :

c. Réseau mixte

Il s'agit d'un réseau maillé, comprenant certaines succursales nécessaires, qui peut fournir de l'eau à certaines zones reculées de la ville (zones rurales ou zones industrielles).

d. Réseau étagés

Dans le cas où la topographie est très accidentée.

Remarque : Compte tenu de la répartition spatiale des constructions existantes dans la zone d'étude, le réseau de distribution prévu sera de type maillé.

IV.2 Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

IV.3 Choix du type de matériaux

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre.
- La pression de service à supporter.
- Les conditions de pose.
- Le prix de la conduite.
- La durée de vie du matériau.
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.
- La nature de terrain.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD.

Avantage des conduites en PEHD :

- Disponibilité sur le marché (production locale).
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars).
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).

IV.4 Principe du tracé du réseau

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.

- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle, ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (maille).

IV.5 Hypothèses de calcul

a. Débits

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter. On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ (soit 17 l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie.

b. Choix du diamètre

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de $0,100 \text{ mètre}$. On utilise rarement le diamètre $0,080 \text{ mètre}$. La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre $0,60$ et $1,20 \text{ m/s}$. Les vitesses inférieures à $0,60 \text{ m/s}$ favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à $1,20 \text{ m/s}$ risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

c. Pression

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

- Une charge minimale de 3 m.c.e doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m.c.e pour un chauffe-eau à gaz. En général, la pression de services souhaités au niveau de chaque point de distribution et de 10 m.c.e (1 Bar).
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 60 m.c.e . Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée. Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions au sol selon la hauteur des immeubles. Pour les immeubles les plus élevés, leurs propriétaires se trouvent obligés d'installer, dans les sous sols, des groupes suppresseurs.

Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m.c.e (1 Bar), en tout point du réseau de distribution

IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe.

- Cas de pointe plus incendie.

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On détermine le débit spécifique.
- Connaissant le débit spécifique ; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.
- On détermine les débits des tronçons pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure de pointe plus incendie) en respectant la continuité.

a. Cas de pointe

D'après le tableau **II.17** (chapitre II) de la consommation de notre agglomération on constate que le débit de pointe est égale à

$$\begin{aligned} Q_{\max h} &= 293.31 \text{ m}^3/\text{h} = 81.47 \text{ l/s} \\ Q_{\text{pte}} &= \mathbf{81.47 \text{ l/s}} \end{aligned} \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

Q_{pte} : débit de pointe de consommation

1. Débit spécifique

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit:

$$Q_{\text{sp}} = Q_{\max h} / \Sigma L_i \quad (\text{IV.2})$$

$$Q_{\text{sp}} = 81.47 / 7577.84$$

$$Q_{\text{sp}} = \mathbf{0.010751085 \text{ l/s/ml}}$$

Avec

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

$Q_{\max h}$: débit maximum horaire.

ΣL_i : somme des longueurs du réseau.

2. Débit en route

Le débit en route est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon :

$$Q_{ri} = Q_{\text{sp}} \times l_i \quad (\text{IV.3})$$

Avec

l_i : longueur du tronçon numéro (i), (m).

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s)

Tableau IV.1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté.

N° du nœud	Tronçons	Longueur (m)	Q spécifique (l/s/ml)	Q route (l/s)	Q nodaux = $0.5 \Sigma Q_r$ (l/s)
n1	1	55,67		0,59	1,29
	P1	69,96		0,75	
	P31	114,5		1,23	

Tableau IV.1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite).

N° du nœud	Tronçons	Longueur	spécifique	Q route	Q nodaux = $0.5\Sigma Q_r$ (l/s)
n2	P1	69,96	0,010751	0,75	2,47
	P2	205,8		2,22	
	P3	182,36		1,96	
n3	P3	182,36		1,96	3,02
	P6	171,7		1,85	
	P11	206,54		2,22	
n4	P2	205,8		2,22	3,02
	P4	84,81		0,91	
	P26	126,1		1,36	
	P29	143,3		1,54	
n5	P4	84,81		0,915	2,92
	P5	81,78		0,88	
	P24	375,7		4,05	
n6	P5	81,78		0,88	3,57
	P6	171,7		1,85	
	P7	69,92		0,75	
	P22	339,5		3,66	
n7	P7	69,92		0,75	1,49
	P8	76,45		0,82	
	P20	131,5		1,41	
n8	P8	76,45		0,82	2,08
	P9	85,51		0,92	
	P15	223,6		2,41	
n9	P9	85,51		0,92	2,16
	P10	63,25	0,68		
	P13	253	2,73		
n10	P10	63,25	0,68	3,46	
	P11	206,54	2,22		
	P12	372,3	4,02		
n11	P12	372,3	4,02	3,87	
	P13	253	2,73		
	P14	92,2	0,99		
n12	P14	92,2	0,99	2,45	
	P15	223,6	2,41		
	P16	139,3	1,50		

Tableau IV.1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite).

N° du nœud	Tronçons	Longueur	spécifique	Q route	Q nodaux = $0.5\sum Q_r$ (l/s)
n13	P16	139,3	0,010751	1,50	2,785
	P17	184		1,98	
	P18	193,1		2,08	
n14	P18	193,1		2,08	2,46
	P19	170,3		1,83	
	P21	93,36		1,01	
n15	P17	184		1,98	2,62
	P19	170,3		1,83	
	P20	131,5		1,41	
n16	P21	93,36		1,01	2,81
	P22	339,5		3,66	
	P23	89,3		0,96	
n17	P23	89,3		0,96	4,16
	P24	375,7		4,05	
	P25	306,6		3,30	
n18	P25	306,6		3,30	4,05
	P26	126,1		1,36	
	P27	318,8		3,43	
n19	P27	318,8		3,43	4,16
	P28	86,85		0,93	
	P36	228,9		2,46	
	P38	137		1,47	
n20	P28	86,85		0,93	1,65
	P29	143,3		1,54	
	P30	77,28	0,83		
n21	P30	77,28	0,83	2,40	
	P31	114,5	1,23		
	P32	254,3	2,74		
n22	2	36,85	0,39	3,83	
	P32	254,3	2,74		
	P33	420,5	4,53		
	P34	169,6	1,82		
n23	P34	169,6	1,82	2,85	
	P35	130,2	1,40		
	P36	228,9	2,46		
n24	P33	420,5	4,53	6,86	
	P39	667,4	7,20		
	P40	184,3	1,98		

Tableau IV.1 : valeur des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite).

N° du nœud	Tronçons	Longueur (m)	Q spécifique (l/s/ml)	Q route (l/s)	Q nodaux = $0.5\Sigma Q_r$ (l/s)
25	P35	130,2	0,010751	1,40	2,58
	P37	164,7		1,77	
	P40	184,3		1,98	
26	P37	164,7		1,77	5,22
	P38	137		1,47	
	P39	667,4		7,20	

IV.7 Résultats de la simulation hydraulique de réseau à l'horizon 2050

Les résultats de la simulation hydraulique de la variante proposée sont les suivants :

IV.7.1 cas de pointe

La charge et la pression dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.2

Tableau IV.2 : charges et pression dans le réseau projeté en cas de pointe.

Nœuds	Altitude	Débit	Cote piézométrique	Pression
Node ID	m	l/s	m	m.c.e
Junc n1	1146.18	1.29	1161.33	15.14
Junc n2	1149.95	2.47	1161.23	11.27
Junc n3	1143.02	3.02	1160.93	17.91
Junc n4	1132.04	3.02	1160.75	28.71
Junc n5	1133.25	2.93	1160.51	27.26
Junc n6	1134.001	3.57	1160.07	26.07
Junc n7	1133.61	1.49	1159.79	26.17
Junc n8	1128.47	2.08	1159.57	31.09
Junc n9	1129.62	2.17	1159.31	29.69
Junc n10	1128.88	3.46	1159.77	30.88
Junc n11	1128.05	3.87	1158.11	30.06
Junc n12	1127.96	2.45	1158.34	30.37

Tableau IV.2 : charges et pression dans le réseau projeté en cas de pointe (suite).

Nœuds	Altitude	Débit	Cote piézométrique	Pression
nœud ID	m	l/s	m.c.e	m.c.e
Junc n13	1128.34	2.78	1158.55	30.20
Junc n14	1126.64	2.46	1159.01	32.37
Junc n15	1127.26	2.62	1159.39	32.13
Junc n16	1127.93	2.81	1159.23	31.29
Junc n17	1127.61	4.16	1159.58	31.97
Junc n18	1127.51	4.05	1160.32	32.80
Junc n19	1129.19	4.16	1160.91	31.71
Junc n20	1130.85	1.65	1161.00	30.14
Junc n21	1138.31	2.40	1161.11	22.80
Junc n22	1142.36	3.83	1161.92	19.55
Junc n23	1139.93	2.85	1160.46	20.52
Junc n24	1123.99	6.86	1159.61	35.61
Junc n25	1132.16	2.58	1159.92	27.76
Junc n26	1127.57	5.23	1160.61	33.04

D'après ce tableau on remarque que tous les nœuds ont une pression inférieure à 6 bars, alors les pressions de notre réseau sont suffisantes et acceptables.

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.3 : vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté en cas de pointe.

Tronçons	Longueur	Diamètre	Epaisseur	Débit	Vitesse	Perte de charge
Conduite ID	m	mm	mm	LPS	m/s	m
Conduite 1	55.67	315	18.7	59.92	0.77	0.08
Conduite 2	36.85	200	11.9	20.34	0.83	0.12
Conduite P1	69.96	315	18.7	43.70	0.72	0.1
Conduite P2	205.8	200	11.9	16.45	0.67	0.47
Conduite P3	182.36	250	14.8	24.78	0.65	0.29
Conduite P4	84.81	160	9.5	10.29	0.66	0.24
Conduite P5	81.78	110	6.6	5.36	0.73	0.44
Conduite P6	171.7	160	9.5	14.03	0.90	0.86

Tableau IV.3 : vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté en cas de pointe (suite).

Tronçons	Longueur	Diamètre	Epaisseur	Débit	Vitesse	Perte de charge
Conduite ID	m	mm	mm	LPS	m/s	m
Conduite P7	69.92	160	9.5	12.36	0.79	0,28
Conduite P8	76.45	125	7.4	5.37	0.56	0,22
Conduite P9	85.51	75	5.6	1.37	0.40	0,25
Conduite P10	63.25	90	5.4	3.70	0.75	0,46
Conduite P11	206.54	125	7.4	7.73	0.81	1,15
Conduite P12	372.3	63	4.7	0.57	0.38	1,65
Conduite P13	253	90	5.4	2.90	0.59	1,19
Conduite P14	92.2	63	4.7	0.40	0.27	0,22
Conduite P15	223.6	75	5.6	1.93	0.56	1,23
Conduite P16	139.3	75	5.6	0.93	0.27	0,21
Conduite P17	184	75	5.6	-1.73	0.51	0,83
Conduite P18	193.1	90	5.4	1.97	0.40	0,46
Conduite P19	170.3	75	5.6	-1.15	0.34	0,37
Conduite P20	131.5	125	7.4	-5.50	0.58	0,40
Conduite P21	93.36	110	6.6	-3.29	0.45	0,21
Conduite P22	339.5	110	6.6	3.46	0.47	0,84
Conduite P23	89.23	90	5.4	2.64	0.54	0,36
Conduite P24	375.7	90	5.4	2.01	0.41	0,93
Conduite P25	306.6	125	7.4	-4.80	0.50	0,73
Conduite P26	126.1	125	7.4	5.91	0.62	0,43
Conduite P27	318.8	110	6.6	-2.93	0.40	0,59
Conduite P28	86.85	250	14.8	18.98	0.50	0,08
Conduite P29	143.3	110	6.6	2.78	0.38	0,24
Conduite P30	77.28	250	14.8	23.41	0.61	0,11
Conduite P31	114.5	200	11.9	-14.93	0.61	0,22
Conduite P32	254.3	160	9.5	-10.88	0.70	0,8
Conduite P33	420.5	90	5.4	3.15	0.64	2,31
Conduite P34	169.6	75	5.6	-2.48	0.73	1,46
Conduite P35	130.2	90	5.4	-2.67	0.54	0,53
Conduite P36	228.9	110	6.6	-3.04	0.41	0,45
Conduite P37	164.7	90	5.4	-2.69	0.55	0,68
Conduite P38	137	160	9.5	8.85	0.57	0,30
Conduite P39	667.4	75	5.6	-0.93	0.27	1,01
Conduite P40	184.3	110	6.6	2.79	0.38	0,31

Remarque

On remarque que les tronçons ayant une vitesse comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s présentent un pourcentage de 70%, dans ce cas on est dans les conditions valables hydrauliquement dans un réseau de distribution.

IV.7.2 Cas de pointe + incendie

Le cas de pointe plus incendie a un débit horaire égal au débit de pointe plus le débit d'incendie. Le débit nécessaire pour lutter contre l'incendie est estimé de 17 l/s, on le

positionne au point le plus défavorable du réseau comme un débit concentré « c'est-à-dire le nœud n°14 dans notre réseau ». Il sera fourni par le réservoir de stockage.

Dans ce cas le débit au nœud défavorable sera :

$$Q_n = 0.5 \times \Sigma Q_r + 17 \text{ l/s} \quad (\text{IV.4})$$

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud n14 qui devient :

$$Q_{n14} = 2.46 + 17 = \mathbf{19.46 \text{ l/s}}$$

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution sont données par la suivant

Tableau IV.4 : charges et pressions dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie.

Nœuds	Altitude	Débit	Cote piézométrique	Pression
Node ID	m	l/s	m	m.c.e
Junc n1	1146.18	1.29	1161.29	15.10
Junc n2	1149.95	2.47	1161.11	11.16
Junc n3	1143.02	3.02	1160.60	17.58
Junc n4	1132.04	3.02	1160.34	28.30
Junc n5	1133.25	2.93	1159.87	26.62
Junc n6	1134.01	3.57	1158.83	24.83
Junc n7	1133.61	1.49	1158.27	24.65
Junc n8	1128.47	2.08	1157.98	29.51
Junc n9	1129.62	2.17	1157.90	28.28
Junc n10	1128.88	3.46	1158.84	29.95
Junc n11	1128.05	3.87	1155.73	27.68
Junc n12	1127.96	2.45	1154.65	26.68
Junc n13	1128.34	2.78	1153.88	25.53
Junc n14	1126.64	19.46	1153.04	26.40
Junc n15	1127.26	2.62	1156.98	29.72
Junc n16	1127.93	2.81	1155.32	27.38
Junc n17	1127.61	4.16	1157.62	30.00
Junc n18	1127.51	4.05	1159.58	32.07
Junc n19	1129.19	4.16	1160.77	31.57
Junc n20	1130.85	1.65	1160.87	30.01
Junc n21	1138.31	2.40	1161.01	22.69
Junc n22	1142.36	4.55	1161.91	19.54
Junc n23	1139.93	2.85	1160.34	20.41
Junc n24	1123.99	6.86	1159.51	35.51
Junc n25	1132.16	2.58	1159.81	27.65
Junc n26	1127.57	5.23	1160.47	32.90

D'après ce tableau on remarque que tous les nœuds ont une pression inférieure à 6 bars,

alors les pressions de notre réseau sont suffisantes et acceptables.

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.5 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie

Tronçons	Longueur	Diamètre	épaisseur	Débit	Vitesse	Perte de charge
Conduite ID	m	mm	mm	l/s	m/s	m
Conduite 1	55.67	315	18.7	76.07	0.98	0,12
Conduite 2	36.85	200	11.9	21.19	0.87	0,13
Conduite P1	69.96	315	18.7	57.76	0.95	0,17
Conduite P2	205.8	200	11.9	21.62	0.89	0,77
Conduite P3	182.36	250	14.8	33.67	0.88	0,52
Conduite P4	84.81	160	9.5	14.86	0.95	0,47
Conduite P5	81.78	110	6.6	8.62	1.17	1,03
Conduite P6	171.7	160	9.5	20.89	1.34	1,76
Conduite P7	69.92	160	9.5	18.24	1.17	0,56
Conduite P8	76.45	125	7.4	6.19	0.65	0,29
Conduite P9	85.51	75	5.6	0.73	0.21	0,08
Conduite P10	63.25	90	5.4	5.49	1.11	0,93
Conduite P11	206.54	125	7.4	9.77	1.02	1,76
Conduite P12	372.3	63	4.7	0.82	0.54	3,10
Conduite P13	253	90	5.4	4.05	0.82	2,16
Conduite P14	92.2	63	4.7	-0.99	0.65	1,08
Conduite P15	223.6	75	5.6	3.38	0.99	3,33
Conduite P16	139.3	75	5.6	-1.93	0.56	0,76
Conduite P17	184	75	5.6	-3.62	1.06	3,09
Conduite P18	193.1	90	5.4	-2.77	0.56	0,84
Conduite P19	170.3	75	5.6	-4.32	1.26	3,94
Conduite P20	131.5	125	7.4	-10.56	1.11	1,29
Conduite P21	93.36	110	6.6	-12.37	1.68	2,27
Conduite P22	339.5	110	6.6	7.70	1.05	3,52
Conduite P23	89.23	90	5.4	7.48	1.52	2,30
Conduite P24	375.7	90	5.4	3.31	0.67	2,25
Conduite P25	306.6	125	7.4	-8.33	0.87	1,96
Conduite P26	126.1	125	7.4	8.04	0.84	0,76
Conduite P27	318.8	110	6.6	-4.34	0.59	1,18
Conduite P28	86.85	250	14.8	20.22	0.53	0,1
Conduite P29	143.3	110	6.6	4.31	0.59	0,53
Conduite P30	77.28	250	14.8	26.18	0.69	0,14

Tableau IV.5 : vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie (suite).

Tronçons	Longueur	Diamètre	épaisseur	Débit	Vitesse	Perte de charge
Conduite ID	m	mm	mm	l/s	m/s	m
Conduite P31	114.5	200	11.9	-17.02	0.70	0,28
Conduite P32	254.3	160	9.5	-11.56	0.74	0,90
Conduite P33	420.5	90	5.4	3.22	0.65	2,39
Conduite P34	169.6	75	5.6	-2.58	0.75	1,56
Conduite P35	130.2	90	5.4	-2.67	0.54	0,53
Conduite P36	228.9	110	6.6	-2.94	0.40	0,43
Conduite P37	164.7	90	5.4	-2.64	0.54	0,66
Conduite P38	137	160	9.5	8.78	0.56	0,29
Conduite P39	667.4	75	5.6	-0.91	0.27	0,97
Conduite P40	184.3	110	6.6	2.73	0.37	0,30

Remarque : cette perte de charge est la perte de charge propre de chaque tronçon.

Après avoir déterminé les caractéristiques hydrauliques et géométriques réelles; nous procédons à la répartition définitive des débits le long du réseau

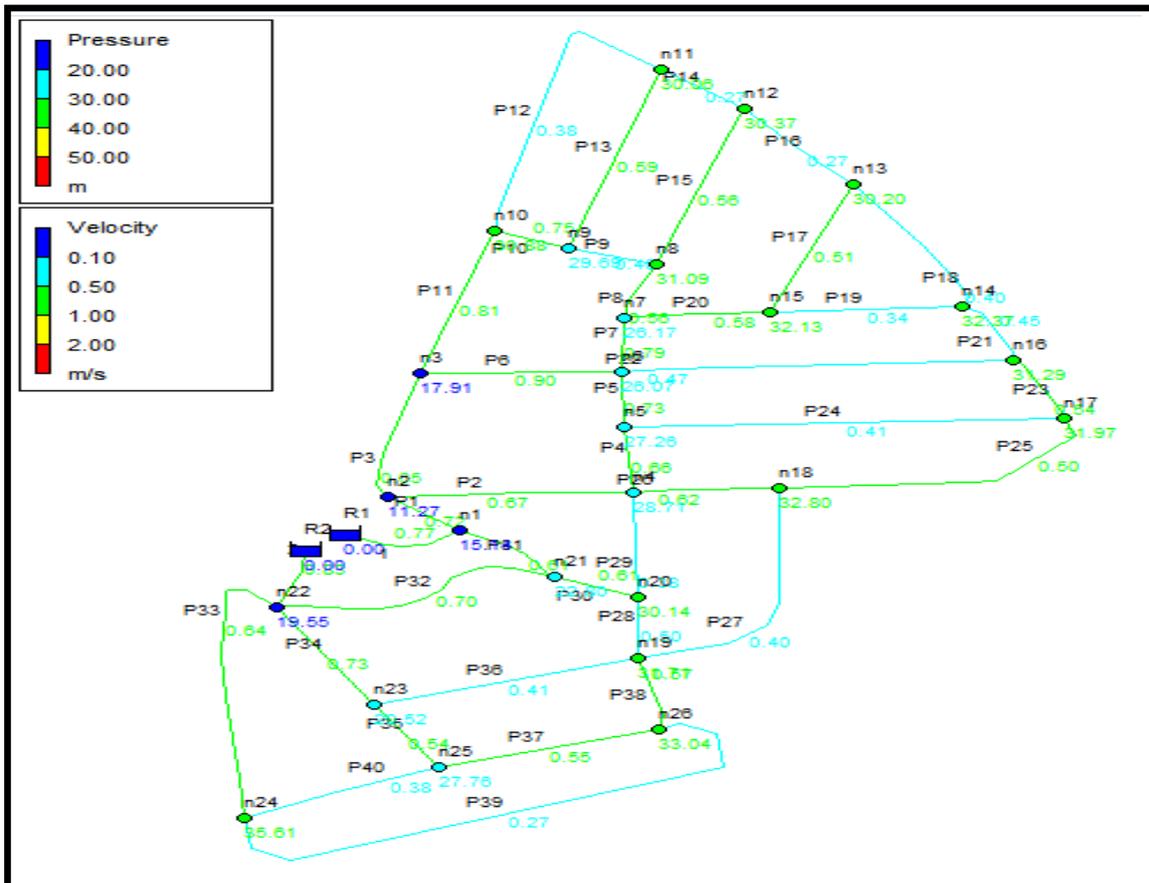


Figure IV.1 : La répartition des débits et pressions le long du réseau de distribution (cas de pointe)

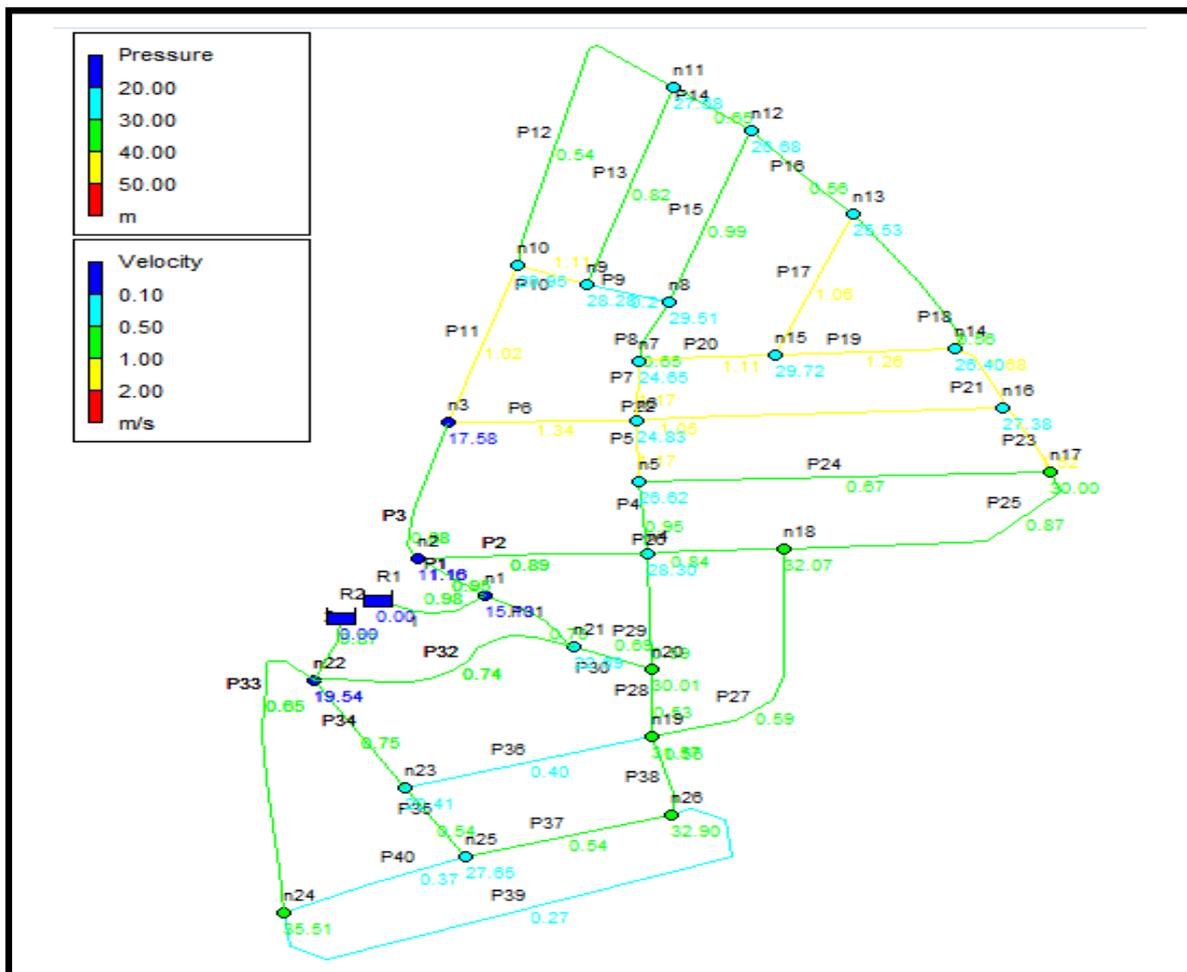


Figure IV.2 : La répartition des débits et pressions le long du réseau de distribution

(Cas de pointe + incendie)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons projeté un réseau de distribution et effectué une simulation hydraulique de notre variante, ce qui permet l'analyse du comportement du réseau. Les résultats montrent que cette variante est acceptable car nous avons trouvé une pression entre 11m à 35m en cas de pointe, entre 11m à 31m en cas de pointe plus incendie est une vitesse de 0.27 m/s jusqu'à 0.9 m/s en cas de pointe et entre 0.21 m/s à 1.68 m/s pour le cas de pointe plus incendie.

Chapitre V :
Accessoires de réseau de distribution

Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution

Introduction

Notre réseau d'alimentation en eau potable projeté n'est pas seulement constitué que de canalisations mais aussi d'équipements spéciaux appelés accessoires. Ces derniers sont indispensables pour le bon fonctionnement et l'efficacité de ce réseau.

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer de direction ;
- Soutirer des débits.

V.1 Les robinet

Ils permettent de contrôler les flux dans le réseau, et donc de mieux les gérer. Il existe plusieurs types de vannes qui répondent à différents besoins. Ce sont des appareils placés au niveau de chaque nœud, et permettent par exemple l'isolation de certains tronçons du réseau lors des travaux de réparation.

V.1.1 Fonctions

Les fonctions à assurer par le robinet sont :

a. Réglage

Dans ce cas l'intérêt se porte essentiellement sur les positions intermédiaires de l'obturateur (entre position fermée et position ouverte).

b. Isolement

Dans ce cas deux positions de l'obturateur sont essentielles :

- Position fermée (l'importance est donnée au niveau de l'étanchéité interne)
- Position ouverte (l'importance est donnée à la section de passage offerte au fluide, on recherche la perte de charge minimale)

V.1.2 Classement des robinets

Il existe plusieurs types des robinets :

a. Les robinets-vannes de sectionnement

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.



Figure V.1 : robinet vanne de sectionnement

b. Les vannes papillons

Ce sont des vannes haute vitesse spécialement utilisées dans les réservoirs d'eau (à la sortie), ce type des vannes se ferme sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Cela provoque une faible perte de charge.



Figure V.2 : vanne à papillon

c. Robinet à flotteur

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation, la commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique, Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.

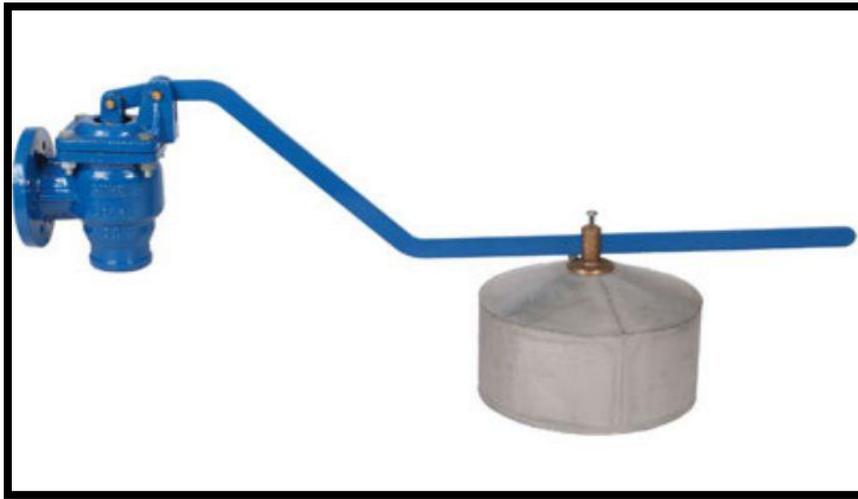


Figure V.3 : Robinet à flotteur

d. Les vannes d'isolement

Ces vannes doivent être placées au niveau de la conduite d'arrivée (à l'entrée) et de la conduite de départ (sortie) du réservoir alimentant notre réseau.

Leur rôle est d'isoler le réservoir.

e. Les vannes à clapet de non-retour

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. Au niveau de notre réseau, l'emplacement de ce type de vanne suit celui des compteurs à sens unique d'écoulement pour éviter leur endommagement.

f. Les vannes de réduction de pression

Elles permettent de ramener la pression à la valeur souhaitée ou de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

V.2 Les clapets

Ils sont destinés à empêcher le retour de la circulation, et sont généralement utilisés dans les stations de pompage où ils sont souvent placés à la sortie des pompes, et entre elles et les vannes de sectionnement.

Il existe plusieurs sortes :

- **Clapet anti – retour à battant** : le battant en position levée permet un débit important. Un mécanisme de contrepoids ou un ressort permet une fermeture régulée. Elle est utilisée pour une fréquence de manœuvre faible.
- **Clapet anti – retour à double battant** : Permet d'éviter les coups de bélier.
- **Clapet anti – retour à bille** : Une bille libre assure la fermeture.



Figure V.4: clapet anti retour

V.3 Les ventouses

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

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

Deux types de ventouses sont disponibles :

- Ventouse simple : Assure le dégazage des conduites à haute pression.



Figure V.5 : ventouse simple

- Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique.

Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

V.4 Les by-pass

Le by-pass est utilisé pour :

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

La conduite d'arrivée et de départ de notre réservoir seront by-passées pour assurer la continuité de la distribution en cas d'entretien ou de réparation du réservoir.

V.5 Régulateurs de pression amont

Cet appareil est principalement destiné à maintenir une pression adéquate dans les conduites.



Figure V.6 : réducteur de pression

V.6 Pièces spéciales de raccord

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

a. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifié, lorsque la conduite change de direction.

On y distingue des coudes à deux emboitements ou bien à emboitement et à bout lisse :

Les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}(90^\circ)$, $\frac{1}{8}(45^\circ)$, $\frac{1}{16}(22^\circ 30')$, $\frac{1}{32}(11^\circ 15')$.

b. Les joints

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

Les joints les plus couramment utilisés sont:

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

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

c. Cônes

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

- Les cônes à deux emboitements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboitement et brides.

d. Tés

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

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

V.7 Les organes de mesures**V.7.1 Mesures de débit**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des 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.

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, déterminer le débit.

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

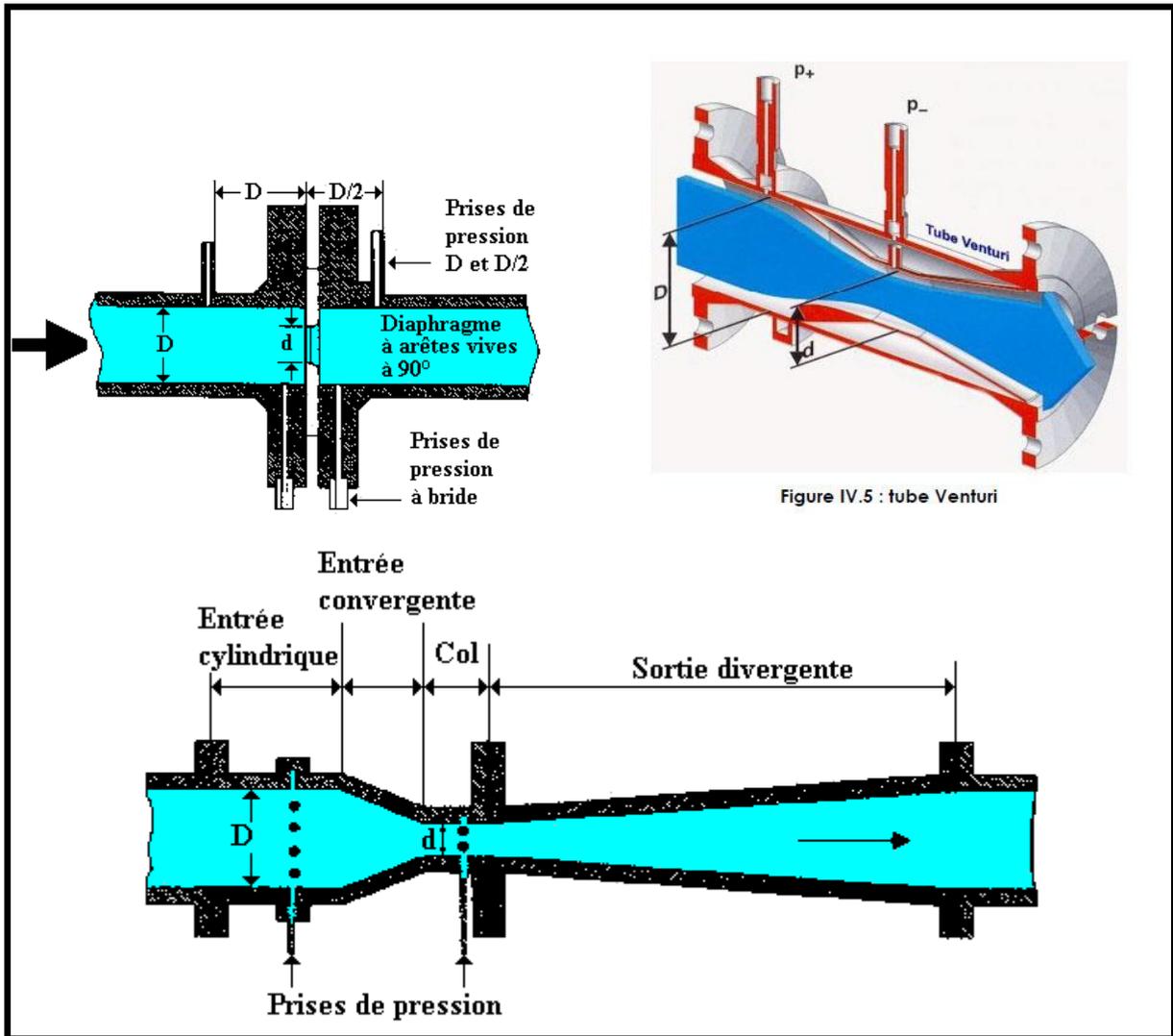


Figure V.7 : les différents types de débitmètres

V.7.2 Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflé.

V.8 Les bouches et les poteau d'incendie

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Elles sont reliées aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Le débit véhiculé est au minimum 17l/s aux points où la pression de service est au moins de 10 m.

Ce dernier sera installé en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance du risque imprévu.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les accessoires utilisés pour établir un réseau d'eau potable afin d'assurer le fonctionnement normal du réseau. A cet effet, la connexion sera effectuée par du personnel qualifié et compétent.

Chapitre VI :
Pose de canalisation et organisation
de chantier

Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Introduction

L'étude de dimensionnement d'un réseau d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière. Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour la pose de canalisation en vue d'une bonne réalisation de l'étude.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers

VI.1 Pose de canalisation

VI.1.1 Principe de pose de canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation est réalisée à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (à partir de 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail.

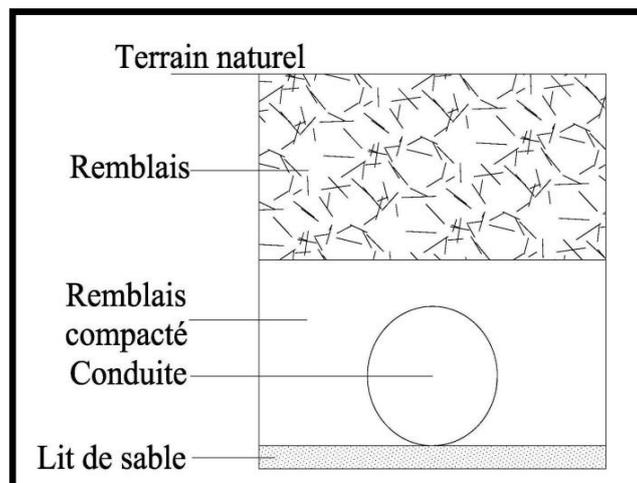


Figure VI.1 Pose de canalisation

VI.1.2 Conseils de pose de canalisation

- Choix du matériel adéquat
- Respect du produit pendant sa manutention et sa pose.
- La qualité de la mise en œuvre fera la performance du réseau.
- Tube bien traité, assurance de longévité et de pérennité du réseau
- Formation des opérateurs

VI.1.2.1 Conditionnement et stockage

a. Stockage

- Eviter le contact direct des tubes avec le sol.
- Débarrasser l'aire de stockage de toutes pierres ou objets pouvant endommager le tube.
- Mettre à l'abri du soleil, en cas de stockage prolongé

b. Manutention

- Utiliser des sangles en nylon.

VI.1.2.2 Mis en œuvre

Fond de fouille

- Le fond de la fouille doit être propre, sans pierres ou point dur.
- Mettre en place le tube sur un lit de sable (ne pas utiliser de matériaux concassés)

VI.2.2 .3 Réparation

En cas de détérioration accidentelle de la canalisation, les réparations peuvent être réalisées :

- Par manchons coulissants électro soudables.
- Par raccords mécanique

VI.2.3 Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés sont :

- La pose en terre ordinaire ;
- La pose en mauvais terrains ;
- La pose en galerie ;
- La pose en pentes ;
- La pose des conduites pour les traversées des routes et voies ferrées ;
- La pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- La pose sans tranchée ouverte ;
- Le passage des ponts.

a. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie ou d'obstacle (pas de rivière ...etc). Dans ce terrain la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et de profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (sable), la conduite et l'épaisseur du remblai en minimum de 80cm.

Le fond de la tranchée est tapissé d'une couche de sable d'au moins 10-20 cm d'épaisseur, destinée à former un matelas souple sous le tuyau. Avant l'excavation, on passe au triage du lit. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exemptes de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec les engins.

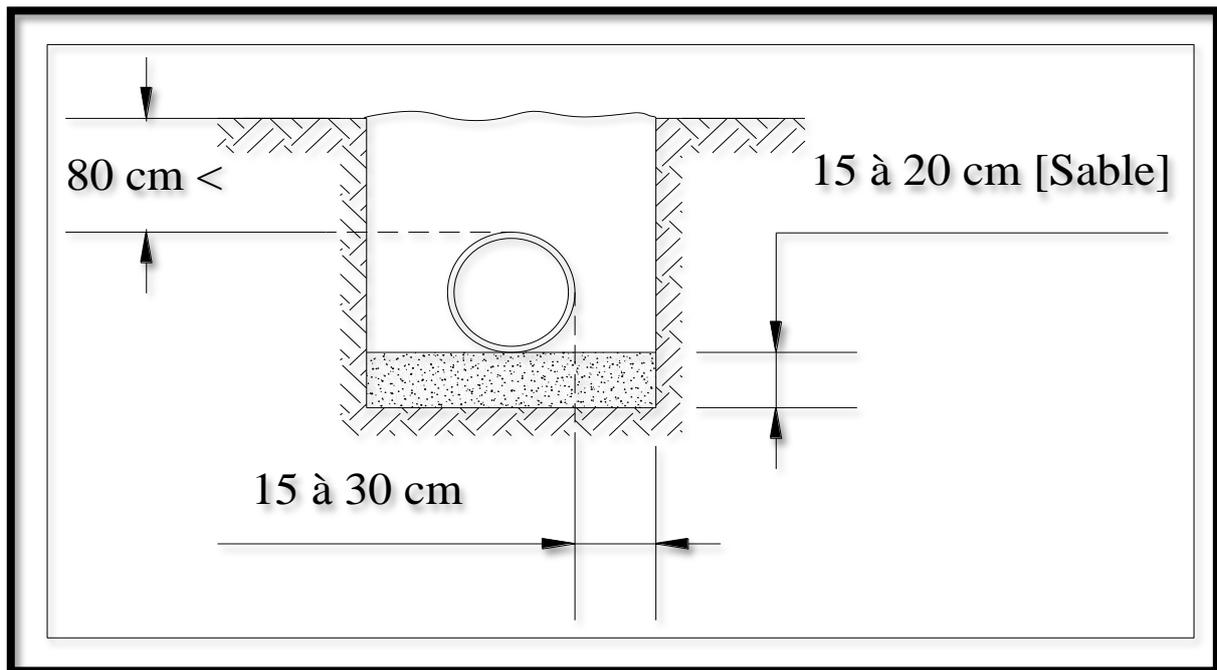


Figure VI.2 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

b. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

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

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

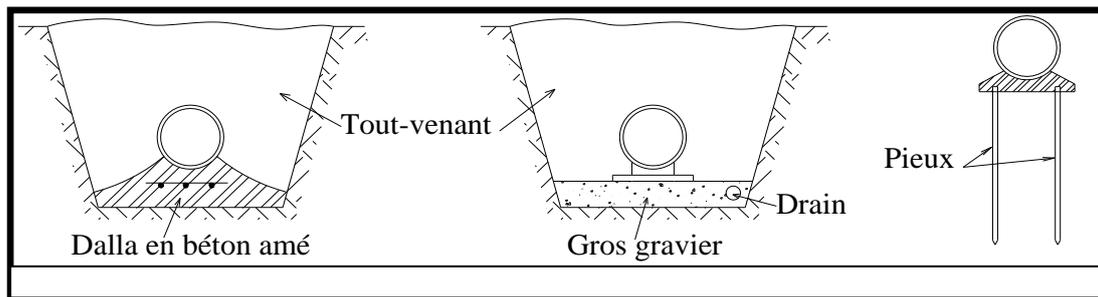


Figure VI.3 : pose de canalisation dans un mauvais terrain

c. Pose de canalisation en galerie

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

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

Les canalisation de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

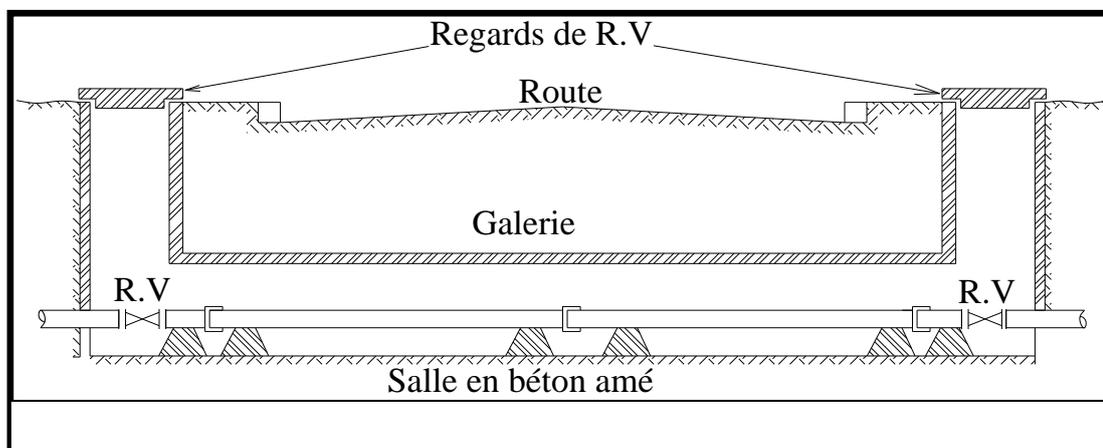


Figure VI.4 : pose de canalisation en galerie

d. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans la cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra

suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout- venant pour être protégée contre les chocs (dus à la navigation par exemple).

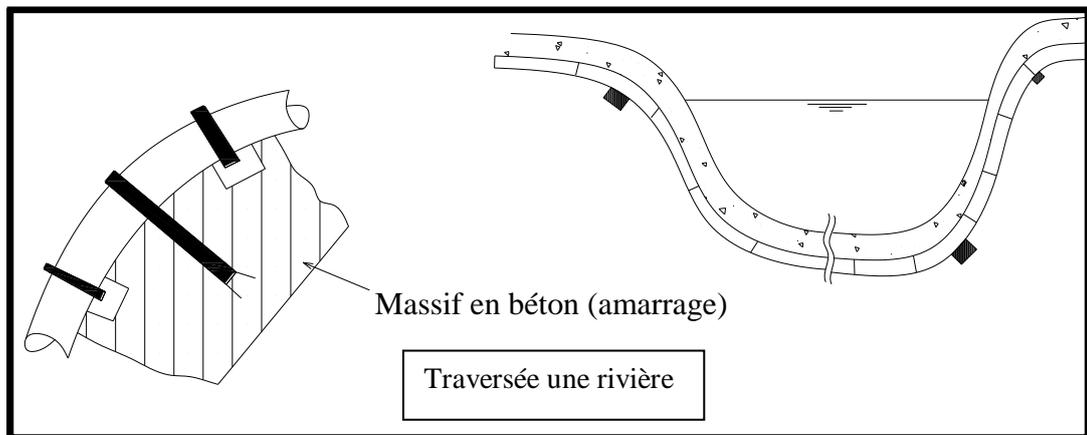


Figure VI.5 : une canalisation qui traverse la rivière

VI.2 Différentes étapes de mise en place des canalisations

VI.2.1 Réalisation des fouilles

a. Excavation des tranchées

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

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

b. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.6 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.3m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0.3)}$$

$$\text{Si } DN \geq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0.5)}$$

B : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la tranchée (m)

c. La profondeur de tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charges et surcharges. Cette distance varie généralement de 0.8 à 1.2 m

VI.2.2 Lit de pose

Lit de sable a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui recouvert de 0.1 m à 0.2 m. il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait pas appui linéaire ponctuel. Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée ;
- Respecter les cotes du profil en long ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de sable

VI.2.3 Remblaiement

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

a. Le remblai d'enrobage

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefers, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

b. Le remblai supérieur

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas de la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbain dans le premier cas (zone rurale), le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et

la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

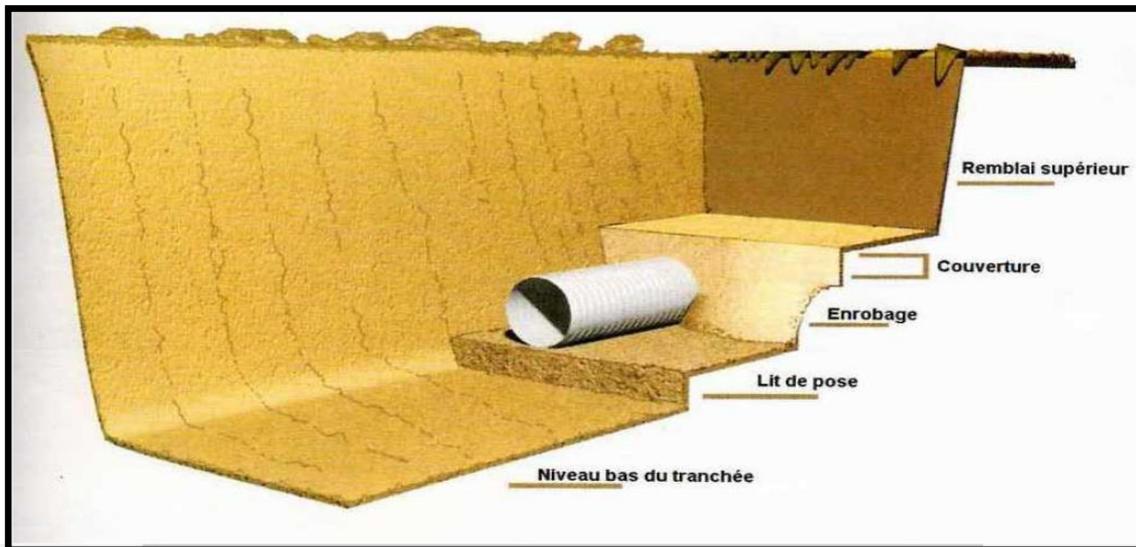


Figure VI.6 : schéma du remblai d'une tranchée.

VI.3 Organisation de chantier

VI.3.1 Travaux concernant le réseau de distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place du réseau de distribution sont :

- **Exécution des tranchées** C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards** Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.
- **Pose du lit de sable** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.
- **Pose des conduites** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Remblayage des tranchées** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VI.3.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

- **Matérialisation** : On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.
- **Le nivellement** : Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain comporte des obstacles limitant les visées, on procède au nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point.

VI.3.3 Calcul des volumes des travaux

VI.3.3.1- Calcul du volume du déblai du réseau

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

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse travailler sans difficulté, et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place.

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

- Profondeur de la tranchée ' H_{tr} '
- Largeur de la tranchée ' b '

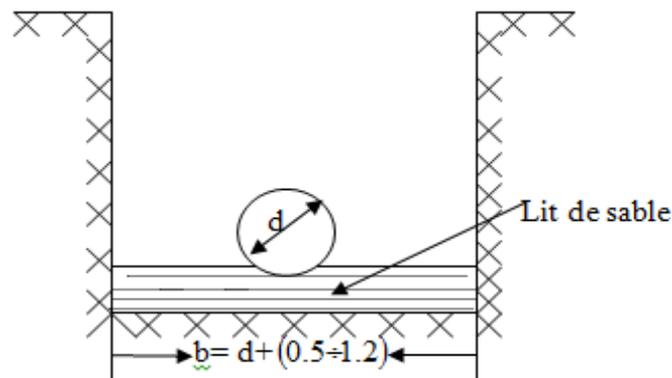


Figure VI.7: Schéma d'une tranchée.

VI.3.3.2 la profondeur (H_{tr})

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

Elle est donnée par la relation suivante :

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol. On prend : $h=1$ m.

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

$$\text{D'où : } H_{tr} = 1,15 + D \text{ (m)}$$

VII.3.3.3 Largeur de la tranchée

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

$$b = D + 0,6 \text{ m}$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VI.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_D (m²)	V_D (m³)
63	464,5	0,663	1,813	1,202019	558,33783
75	1639,7	0,675	1,825	1,231875	2019,9054
90	1689,63	0,690	1,84	1,2696	2145,1542
110	1389,94	0,71	1,86	1,3206	1835,5548
125	847,15	0,725	1,875	1,359375	1151,5945
160	717,71	0,76	1,91	1,4516	1041,8278
200	292,65	0,8	1,95	1,56	456,534
250	259,58	0,85	2	1,7	441,286
315	240,13	0,915	2,065	1,889475	453,71963
				Volume totale	10103,914

VI.3.3.4 Lit de sable

Le volume du lit de sable est calculé par :

$$V_s = b \times e \times L$$

V_s : volume du lit de sable (m³).

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

L : longueur de la tranchée (m).

b : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VII.-2

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m³)
63	464,5	0,663	0,15	46,19
75	1639,7	0,675	0,15	166,019
90	1689,63	0,690	0,15	174,87
110	1389,94	0,71	0,15	148,02
125	847,15	0,725	0,15	92,12
160	717,71	0,76	0,15	81,81
200	292,65	0,8	0,15	35,11
250	259,58	0,85	0,15	33,09
315	240,13	0,915	0,15	32,95
Volume total				810,23

VI.3.3.5 Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du

volume des remblais.
$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

S_c : section de la conduite (m^2).

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L$$

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

Tableau VI.3 : Calcul du volume des conduites.

D (mm)	L (m)	$S_c (m^2)$	$V_c (m^3)$
63	464,5	0,0031	1,44
75	1639,7	0,0044	7,24
90	1689,63	0,0063	10,74
110	1389,94	0,0094	13,20
125	847,15	0,0122	10,39
160	717,71	0,02	14,42
200	292,65	0,0314	9,18
250	259,58	0,049	12,73
315	240,13	0,0778	18,70
Volume total			98,07

VI.3.3.6 Remblai compacté

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

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c$$

Avec :

V_r : volume du remblai

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

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : \quad V_r = 10103,91 - 810,23 - 98,07 = 9293,68 \text{ m}^3$$

VI.4 Devis estimatif

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet,

Tableau VI. 4 : Devis estimatif et quantitatif du projet.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	m ³	9647,11	500	4 823 555
	lit de sable	m ³	810,23	1500	1 215 345
	remblaiement	m ³	9293,86	400	3 717 544
Fourniture transport et pose des conduites	63	ml	464,5	203,83	94 979,04
	75	ml	1639,7	289,41	474 545,58
	90	ml	1689,63	381,88	645 235,90
	110	ml	1389,94	568,93	790 778,56
	125	ml	847,15	721,36	611 100,12
	160	ml	717,71	1 181,58	848 031,78
	200	ml	292,65	1848,65	541 007,42
	250	ml	259,58	2869,93	744 976,43
	315	ml	240,13	4322,93	1 038 065,18
Les Tés	63	/	2	1 568,47	3 136,94
	75/63	/	5	3 491,81	17 549,05
	90/75	/	6	4 059,69	24 358,14
	110/90	/	3	4 478,32	13 434,96
	160/125	/	2	7 009,53	14 019,06
	160	/	2	11 457,82	22 915,64
	200/160	/	3	9 491,96	28 475,88
Vanne en fonte	63	/	3	8 552,58	25657,74
	75	/	6	10 613,69	63682,14
	90	/	12	10 921,86	131062,32
	110	/	13	12 984,96	168804,48

Tableau VI.4 : Devis estimatif et quantitatif du projet (suite).

Vanne en fonte (suite)	125	/	4	17 727,51	70910,04
	160	/	7	19 582,50	137077,5
	200	/	3	34 730,63	104191,89
	250	/	3	49 379,44	148138,32
	315	/	1	75 796,46	75796,46
Croix de réduction	160/110	/	2	11 752,14	23504,28
	200/160	/	2	14 203,05	28406,1
				Somme	16 646 285
				T.V.A 17%	2 829 868,44
				Coût Total	19 476 153,4

Les prix unitaires sont fournis par **CHIALI (2020)**

Donc le cout total du projet est environ de : **19 476 153,4 DA.**

Prix en lettre : Dix-neuf millions quatre cent soixante-seize mille cent cinquante-trois.

VI.5 Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.6 Planification par la méthode du réseau

Les principales opérations pour la conception des collecteurs d'un projet d'AEP

- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation ;
- Piquetage ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée

- F. Construction des regards et les vannes
- G. Assemblage des tuyaux
- H. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- I. Remblai des tranchées
- J. Travaux de finition.

Tableau VI.5 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

OPERATION	TR	Précède	succède
A	10	B	-
B	4	C	A
C	25	D, E, F	B
D	10	G	C
E	12	G	C
F	13	G	C
G	10	H	D, E, F
H	3	I	G
I	9	J	H
J	5	-	I

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Tableau VI.6 : Détermination des délais

Opération	TR (jour)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	10	0	10	0	10	0
B	4	10	14	10	14	0
C	25	14	39	14	39	0
D	10	39	49	42	52	3
E	12	39	51	40	52	1
F	13	39	52	39	52	0
G	10	52	62	52	62	0
H	3	62	65	62	65	0
I	9	65	74	65	74	0
J	5	74	79	74	79	0

- Le chemin critique : A-B-C-F-G-H-I-J tel que $\sum TR = 79$ jours, donc la durée de la réalisation de ce projet est estimée à 2 mois et 19 jours.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé les volumes des travaux, pour établir une estimation du coût total du projet évalué donc à environ **19 476 153,4 DA**. Nous avons aussi établi une planification des travaux d'où la durée de réalisation de ce projet est estimée à 2 mois et 19 jours.

Chapitre VII :
Protection et sécurité de travail

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

Introduction

Les problèmes et les accidents du travail ont une grande incidence sur le plan financier et humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc, la sécurité du travail est un aspect important dans tout travail sur chantier ou autre.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers. Le domaine hydraulique en fait partie

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens résolvent tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VII.1 Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques.

VII.1.1 Causes humaines

Ces causes sont dues à :

- La négligence des travailleurs ;
- La fatigue ;
- La distraction ;
- Les gestes néfastes ;
- L'inaptitude mentale ou physique ;
- L'adoption de la solution de facilité ;
- L'encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Le manque de contrôle et négligence.

VII.1.2 Causes techniques

Sont causées par :

- L'encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Les mauvaises conditions de travail.
- Le manque d'éclairage.

VII.1.3 Causes matérielles

Leurs origines sont :

- 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 pression soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.1.4 Causes des maladies professionnelles

a. Poussière

La poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

b. Bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochère irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des

tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VII.2 Liste des conditions dangereuses

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

VII.3 Liste des actions dangereuses

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

VII.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

Il y a deux types d'équipement de protection, individuelle et collective.

VII.4.1 Protection individuelle

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

Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavation des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle son tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.4.2 Protection collective

a. Equipement de mise en œuvre du béton

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

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

b. Engin de levage :

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

- 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.

c. Appareillage électrique :

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

VII.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent le plus de temps dans la réalisation des projets on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau **VII.1**

Tableau VII.1 : plans de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc...).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurts entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux; - Moyens de calage de chargement et déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons cité d'abord les principales causes des accidents et comment les prévenir afin de les diminuer, en second lieu nous nous sommes penchés sur le côté des équipements de protection.

Tout employeur doit impérativement respecter le code de la sécurité de travail.

Chapitre VIII :
Gestion de réseau

Chapitre VIII : Gestion du réseau

Introduction

Les objectifs de la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable sont multiples : éviter toute rupture du service (arrêt d'eau et nuisances engendrées), assurer la qualité du service rendu, la préservation de la ressource (limiter les pertes), maîtriser les coûts d'exploitation.

Gérer un réseau c'est conserver son potentiel, sa continuité de production et l'entretien de tous les équipements tout en respectant l'aspect économique.

VIII.1 But de la gestion

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

VIII.2 Défaillances

VIII.2.1 définition

On appelle défaillance toute détérioration pouvant provoquer ou accentuer le risque de dysfonctionnement du réseau (ou de l'un de ses éléments), ou diminution de son rendement.

VIII.2.2 Les différents types de défaillances

VIII.2.2.1 Les pertes

Dans le réseau, il existe deux types de pertes, pour diverses raisons:

- Fuites sur tuyaux et connexions spécifiques causées par la rupture et diverses raisons.
- Fuites sur les robinets, vannes et accessoires en raison d'un mauvais serrage des joints, des presse-étoupes et des accessoires
- Les pertes administratives : ce sont les eaux consommées mais non comptabilisées. On citera :
 - ✓ La consommation des organismes publics.
 - ✓ La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs.
 - ✓ Pertes par branchements illicites.
 - ✓ Absence de compteurs chez les abonnés.

VIII.2.2.2 Les fuites

Ce sont des pertes physiques d'une certaine quantité d'eau, mais elles n'empêcheront pas le fonctionnement normal du réseau. Les fuites sont généralement locales, ou au niveau de la jonction, de la vanne, des raccordements, entre deux composants ou dans le corps même de la conduite.

a. Cause des fuites :

- Corrosion.
- Glissement de terrain.
- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés.

b. Effet des fuites :

- Risque de retour d'eau.
- Risque de dégradation de la qualité d'eau suite à l'introduction d'eau polluée.
- Perturbation de la circulation suite aux inondations.

VIII.2.2.3 Les ruptures (casses)

Une rupture ou une casse est définie comme étant une détérioration induisant un arrêt momentané de l'alimentation en eau et qui nécessite une intervention sur le réseau.

a. Les causes des ruptures :

- Mouvement du sol.
- Travaux de chantier.
- Condition de pose.
- Coup de bélier.

b. Les effets des ruptures :

- Fuites et leurs conséquences.
- Interruption de l'alimentation en eau des abonnés.

VIII.3 L'entretien :

C'est l'ensemble d'opérations d'inspection et de remise en état suggérées par le diagnostic dans le but de préserver l'état initial du réseau. On distingue deux types d'entretien :

VIII.3.1 Les type d'entretien

VIII.3.1.1 Entretien préventif systématique

Ce type d'entretien nous permet de surveiller les états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau et ses accessoires d'une façon régulière, selon un programme obligatoire fait par l'exploitant en se basant sur les résultats donnés par les diagnostics. Il consiste à intervenir dans des opérations de routine tel que :

- Vérifier le bon fonctionnement des vanteuses.
- Contrôler régulièrement la qualité de l'eau.
- Vidanger et purger les réservoirs.
- Resserrer les presse-étoupes des vannes.

VIII.3.1.2 Entretien exceptionnel

Il inclut la mise en œuvre d'interventions préalablement planifiées par l'opérateur, mais ces interventions sont liées à une panne soudaine sur le réseau et ne peuvent donc pas être planifiées longtemps à l'avance.

VIII 4. Entretien des réseaux d'AEP

L'entretien du réseau d'approvisionnement en eau a plusieurs objectifs, tels que le maintien de services fiables, une eau de haute qualité et des coûts d'exploitation plus bas.

VIII.4.1 Entretien des réservoirs

Il réside dans :

- Vidange et nettoyage de l'ouvrage au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies de désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.
- Des travaux de génie civil : ces travaux concernent la dégradation du béton et les défauts d'étanchéité.
- Une analyse de la qualité de l'eau.

VIII.4.2 Entretien du réseau de distribution et de l'adduction

Les travaux d'entretien du réseau de distribution et d'adduction concernent les conduites et tous les accessoires qui les accompagnent. Ces travaux sont :

- Surveillance et entretien.
- Actions de réductions des pertes.

VIII.4.2.1 Surveillance et entretien

La surveillance et l'analyse des conditions physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau permettent de mieux comprendre les problèmes qui surviennent dans le réseau.

VIII.4.2.2 Actions de réduction des pertes en eau

Afin de réduire la perte d'eau dans le réseau d'adduction et de distribution, l'exploitant doit prendre deux mesures: La première et la plus importante est de trouver et de réparer la fuite. Le deuxième point est plus ou moins important, c'est le comptage.

VIII.4.2.2.1 Recherche et réparation des fuites

VIII.4.2.2.2.1 Détecte et gestion des fuites

Trouver, quantifier et gérer les fuites est un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement en eau existant. Elle représente souvent la plus importante cause des pertes dans le système et peuvent atteindre jusqu'à 30% de l'eau captée, même dans les systèmes bien gérés. Des taux de fuites de 80 à 90 % ne sont pas rares.

Parmi les difficultés à gérer les fuites, on peut noter que :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites.
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière.
- L'évaluation sur le plan économique de l'importance des déperditions ne peut se faire que si elles ont pu être quantifiées.
- Les opérations de réparation et de gestion des déperditions sont des investissements rentables. Il s'avère en général moins coûteux de maîtriser les fuites que de prélever dans une nouvelle source d'approvisionnement le volume d'eau équivalant à la quantité économisée. Plusieurs méthodes ont été développées afin de permettre la détection des fuites et même leur localisation avec une précision plus ou moins grande. Ces méthodes sont classées en trois catégories :
 - Méthodes de recherche à grand échelle.
 - Méthodes acoustiques.
 - Méthodes modernes.

a. Méthodes de recherche à grand échelle

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau.

La méthode fréquemment utilisée pour la délimitation de la zone de la fuite est l'isolement des tronçons soupçonnés puis la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

b. Méthodes acoustiques

Les méthodes de détection utilisées sont toutes basées sur le bruit émis par les fuites.

L'écoute du bruit causé par la fuite peut se faire soit direct avec la conduite et tout ce qui y est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol.

Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain.

L'écoute et l'analyse de ce bruit permettent de déterminer une zone plus ou moins importante de détection de la fuite. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier).

L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.

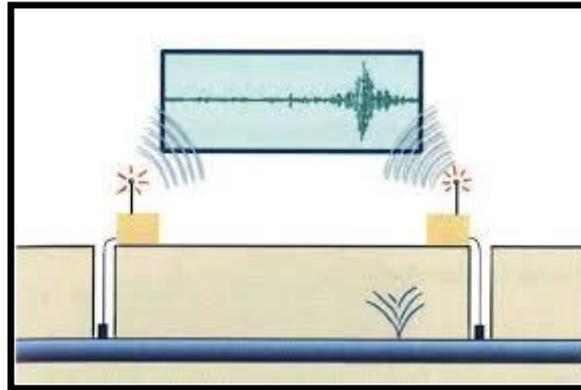


Figure VIII.1 : la corrélation acoustique.

c. Méthodes modernes

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites. On citera :

- utilisation des tractors radioactifs : détection de la radioactivité intense à la zone des fuites.
- La technologie de photographie aérienne, en particulier dans le domaine infrarouge, peut détecter des zones avec des températures différentes causées par des fuites en prenant des photos.
- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées)

VIII.4.2.2 Réparation des fuites

Une fois la fuite détectée, elle sera réparée. Les mesures suivantes doivent être prises pendant la maintenance:

- Faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite.
- Ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite.
- Nettoyez soigneusement toutes les pièces réparées et les pièces de conduite exposées avec de l'eau de Javel.

Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de la rincer et de procéder au contrôle de la qualité de l'eau.

VIII.4.3 Dispositions et moyens d'intervention

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, il est utile de :

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnels, en matériels et en budget mis à la disposition des services d'études, d'exploitation et des groupes d'entretien.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages.
- Connaître les valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

VIII.4.3.1 Moyens humains

Le personnel doit avoir des compétences techniques dans différents domaines :
L'hydraulique, l'électricité, l'électromécanique et l'électronique.

Le nombre d'agents composant l'équipe d'intervention dépend de l'importance du réseau, la complexité de ses équipements et du budget annuel accordé au niveau de service.

VIII.4.3.2 Moyens matériels

Le choix du type et de la quantité de ressources matérielles utilisées dépend du type d'intervention, et le type d'intervention lui-même dépend du type de défaillance. Les moyens matériels d'intervention se répartissent en deux catégories: les moyens simples (clé, machine à souder, tournevis) et les moyens lourds (bulldozers, pelle hydraulique, matériel de détection de fuite).

VIII.5 Intérêt du SIG dans la gestion patrimoniale

Le SIG constitue le socle de la gestion d'un réseau. Il consiste :

- La base de données sur tous les éléments du patrimoine d'alimentation en eau potable, il facilite ainsi la production du descriptif détaillé des ouvrages de transport et de distribution d'eau.
- L'outil qui permet de capitaliser l'historique des interventions sur le réseau, notamment les dysfonctionnements et les défaillances (fuites, casses).
- L'outil qui permet de recevoir et facilement mettre à jour toute nouvelle information ou données recueillie suite à des interventions pour réparation ou travaux neufs.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu que les pannes du réseau peuvent parfois causer des dommages considérables, ce qui nécessite beaucoup d'investissement. Une recherche diagnostique approfondie peut aider les gestionnaires à résoudre ces défaillances et à mieux gérer les investissements. Il comprend:

Evaluer les coûts de réparation et ceux d'une réhabilitation des conduites et de prendre la meilleure décision et optimiser les coûts de l'entretien.

Conclusion générale

Notre étude menée sur le réseau d'alimentation en eau potable du POS°14 commune EL Idrissia (W.Djelfa). Nous a permis de dimensionner et de proposer des solutions techniques, en prenant en compte des besoins futures à l'horizon 2050 et à la base d'un taux d'accroissement de la population de 2.45%.

D'après l'analyse de la consommation, nous avons détecté un surplus remarquable d'où on n'a pas besoin de mobiliser une autre ressource d'eau, avec un débit maximal de 4693,73 m³/j et minimal de 3129,15 m³/j à l'horizon de calcul.

L'augmentation de la population a exigé d'avoir ajouter un réservoir surélevé avec une capacité de 1000 m³.

Nous avons utilisé un logiciel de simulation hydraulique du réseau appelé EPANET, pour dimensionner notre réseau de distribution :

- Toutes les conduites sont en PEHD
- Les diamètres varient entre 63 mm à 315 mm
- Les pressions varient entre 11 m.c.e à 35 m.c.e
- Les vitesses varient entre 0.21 m/s à 1.68 m/s

Pour réaliser le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable de la population du POS°14, nous estimons un coût de **19 476 153,4 DA** et une réalisation de 2 mois et 19 jours.

Enfin, nous devons assurer la pérennité du projet. Nous avons déjà évoqué les notions d'opérations de gestion, d'exploitation et de maintenance à réaliser sur différentes structures. Ce que nous voulons souligner, c'est que les gestionnaires et les opérateurs doivent faire attention à la maintenance et à l'entretien, et espérer ces travaux pourront apporter plus de bénéfices à la réalisation de projets de terrain.

Bibliographie

SALAH Boualem : polycopie Alimentation en eau potable, ENSH, Septembre 2014

KAHLERRAS, D: Cours De Protection et Sécurité Du Travail(ENSH)

MOHAMED TAMMAL : cours d'alimentation en potable 2eme année option genie civile - Université internationale de Casablanca-

JEAN-LOUP Robert,Ph.D, : Hydraulique urbaine.2004

BONIN, J. : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances. Editions 1986. Paris.

CHATELAIN E : Le Comité de Rédaction du STR PE, Guide-conseil-de-pose. 2004

M. CARLIER : Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles.

E. IVANOV: Organisation de la construction d'un système du projet de distribution de l'eau. 1985

DUPONT.A : Hydraulique urbaine Tome I et II.

Sylvain Guilsou : Modélisation sur le logiciel EPANET du réseau d'eau potable de la commune d'Urrugne (064)-France, Juin 2007

Les Annexes

ANNEXES

TUBE PEHD EAU POTABLE

(PN10) :

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Épaisseur en MM	Diamètre Int en MM	Q en l/s pour	
					V=0,5 m/s	V= 1 m/s
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----			
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	27.2	0.29	0.58
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	34	0.45	0.91
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	42.6	0.71	1.43
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	53.6	1.13	2.26
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	63.8	1.60	3.20
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	79.2	2.46	4.93
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	96.8	3.68	7.36
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	110.2	4.77	9.54
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	141	7.81	15.61
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	176.2	12.19	24.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	220.4	19.08	38.15
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	277.6	30.26	60.52
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	352.6	48.82	97.65
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	440.6	76.23	152.47
11 003 6301	Tube PEHD	630	51.2	527.6	109.31	218.62

Source : STPM CHIALI

ANNEXE 2

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

تیبکس

3

Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=75 mm S=4,5 mm Di=66 mm			D=90 mm S=5,4 mm Di=79,2 mm			D=110 mm S=6,6 mm Di=96,8 mm			D=125 mm S=7,4 mm Di=110,2 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)
0.20	0.68	0.92	0.20	0.98	0.73	0.20	1.47	0.58	0.20	1.91	0.47
0.30	1.03	1.75	0.30	1.48	1.50	0.30	2.21	1.13	0.30	2.86	0.93
0.40	1.37	3.19	0.40	1.97	2.51	0.40	2.94	1.97	0.40	3.81	1.61
0.50	1.71	4.51	0.50	2.46	3.47	0.50	3.68	2.87	0.50	4.77	2.45
0.60	2.05	6.03	0.60	2.95	4.87	0.60	4.41	3.92	0.60	5.72	3.24
0.70	2.39	8.37	0.70	3.45	6.49	0.70	5.15	5.30	0.70	6.67	4.35
0.80	2.74	10.35	0.80	3.94	8.32	0.80	5.88	6.66	0.80	7.63	5.62
0.90	3.08	13.28	0.90	4.43	10.35	0.90	6.62	8.39	0.90	8.58	7.04
1.00	3.42	15.71	1.00	4.92	12.80	1.00	7.36	10.05	1.00	9.53	8.44
1.10	3.76	18.32	1.10	5.42	15.02	1.10	8.09	11.85	1.10	10.49	10.13
1.20	4.10	22.08	1.20	5.91	17.65	1.20	8.83	14.08	1.20	11.44	11.77
1.30	4.45	25.12	1.30	6.40	20.48	1.30	9.56	16.17	1.30	12.39	13.53

1.40	4.79	29.46	1.40	6.89	23.51	1.40	10.30	18.73	1.40	13.35	15.62
1.50	5.13	32.92	1.50	7.39	26.07	1.50	11.03	21.11	1.50	14.30	17.62
1.60	5.47	36.56	1.60	7.88	29.45	1.60	11.77	23.62	1.60	15.25	19.97
1.70	5.81	41.69	1.70	8.37	33.02	1.70	12.50	26.62	1.70	16.21	22.20
1.80	6.16	45.75	1.80	8.86	36.78	1.80	13.24	29.46	1.80	17.16	24.82
1.90	6.50	51.44	1.90	9.36	40.73	1.90	13.98	32.82	1.90	18.11	27.29
2.00	6.84	55.91	2.00	9.85	44.87	2.00	14.71	35.91	2.00	19.07	30.17
2.10	7.18	60.56	2.10	10.34	49.20	2.10	15.45	39.12	2.10	20.02	32.87
2.20	7.52	67.03	2.20	10.83	53.00	2.20	16.18	42.95	2.20	20.97	36.00
2.30	7.86	72.09	2.30	11.33	57.20	2.30	16.92	46.44	2.30	21.93	38.94
2.40	8.21	79.10	2.40	11.82	58.43	2.40	17.65	50.59	2.40	22.88	42.33
2.50	8.55	84.56	2.50	12.31	63.32	2.50	18.39	54.36	2.50	23.83	45.85
2.60	8.89	90.20	2.60	12.80	67.37	2.60	19.12	58.25	2.60	24.79	49.14
2.70	9.23	97.98	2.70	13.29	72.60	2.70	19.86	62.86	2.70	25.74	52.92
2.80	9.57	104.03	2.80	13.79	78.02	2.80	20.60	67.04	2.80	26.69	56.44
2.90	9.92	112.36	2.90	14.28	83.63	2.90	21.33	71.96	2.90	27.65	60.06
3.00	10.26	118.78	3.00	14.77	89.42	3.00	22.07	76.41	3.00	28.60	64.21

ANNEXE 3

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

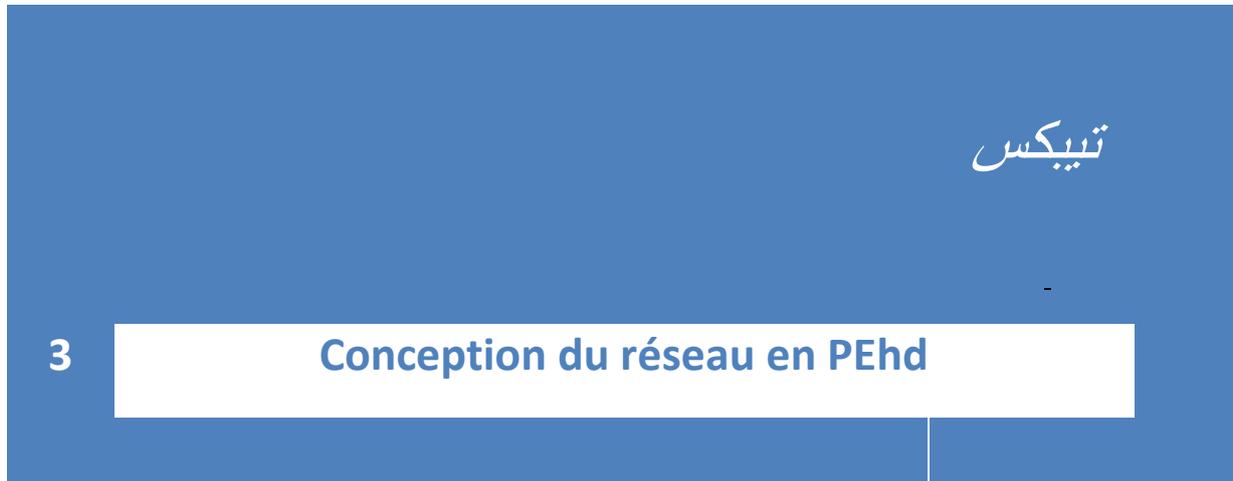


Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=160 mm S=9,5 mm Di=141 mm			D=200 mm S=11,9 mm Di=176,2 mm			D=250 mm S=14,8 mm Di=220,4 mm			D=315 mm S=18,7 mm Di=277,6 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)
0.20	3.12	0.34	0.20	4.87	0.27	0.20	7.63	0.20	0.20	12.10	0.15
0.30	4.68	0.72	0.30	7.31	0.54	0.30	11.44	0.42	0.30	18.15	0.31
0.40	6.24	1.18	0.40	9.75	0.92	0.40	15.25	0.70	0.40	24.20	0.53
0.50	7.80	1.79	0.50	12.19	1.37	0.50	19.07	1.04	0.50	30.25	0.78
0.60	9.36	2.51	0.60	14.62	1.89	0.60	22.88	1.45	0.60	36.30	1.10
0.70	10.92	3.28	0.70	17.06	2.52	0.70	26.69	1.92	0.70	42.35	1.45
0.80	12.49	4.20	0.80	19.50	3.20	0.80	30.51	2.46	0.80	48.39	1.85
0.90	14.05	5.16	0.90	21.93	3.99	0.90	34.32	3.04	0.90	54.44	2.30
1.00	15.61	6.29	1.00	24.37	4.82	1.00	38.13	3.69	1.00	60.49	2.79
1.10	17.17	7.52	1.10	26.81	5.73	1.10	41.95	4.39	1.10	66.54	3.32

1.20	18.73	8.77	1.20	29.25	6.71	1.20	45.76	5.15	1.20	72.59	3.90
1.30	20.29	10.19	1.30	31.68	7.80	1.30	49.57	5.98	1.30	78.64	4.52
1.40	21.85	11.62	1.40	34.12	8.97	1.40	53.39	6.85	1.40	84.69	5.18
1.50	23.41	13.24	1.50	36.56	10.16	1.50	57.20	7.78	1.50	90.74	5.89
1.60	24.97	14.96	1.60	38.99	11.42	1.60	61.01	8.76	1.60	96.79	6.63
1.70	26.53	16.66	1.70	41.43	12.82	1.70	64.82	9.80	1.70	102.84	7.42
1.80	28.09	18.57	1.80	43.87	14.22	1.80	68.64	10.92	1.80	108.89	8.26
1.90	29.65	20.45	1.90	46.31	15.75	1.90	72.45	12.06	1.90	114.94	9.12
2.00	31.21	22.55	2.00	48.74	17.31	2.00	76.26	13.26	2.00	120.99	10.04
2.10	32.77	24.74	2.10	51.18	18.93	2.10	80.08	14.52	2.10	127.04	10.99
2.20	34.33	26.89	2.20	53.62	20.68	2.20	83.89	15.82	2.20	133.09	12.00
2.30	35.90	29.27	2.30	56.05	22.44	2.30	87.70	17.22	2.30	139.14	13.03
2.40	37.46	31.59	2.40	58.49	24.34	2.40	91.52	18.64	2.40	145.18	14.11
2.50	39.02	34.16	2.50	60.93	26.23	2.50	95.33	20.11	2.50	151.23	15.23
2.60	40.58	26.82	2.60	63.37	28.20	2.60	99.14	21.63	2.60	157.28	16.40
2.70	42.14	39.40	2.70	65.80	30.31	2.70	102.96	23.21	2.70	163.33	17.59
2.80	43.70	42.25	2.80	68.24	32.41	2.80	106.77	24.88	2.80	169.38	18.84
2.90	45.26	45.01	2.90	70.68	34.67	2.90	110.58	26.56	2.90	175.43	20.11
3.00	46.82	48.04	3.00	73.11	36.91	3.00	114.40	28.30	3.00	181.48	21.45

Liste des prix

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34,32	40,15
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	43,78	51,23
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	55,10	64,47
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83,50	97,69
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128,66	150,53
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	203,83	238,48
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289,41	338,61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381,88	446,80
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568,93	665,64
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721,36	843,99
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181,58	1 382,45
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848,65	2 162,92
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869,93	3 357,81
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322,93	5 057,83
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936,23	8 115,39
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783,03	12 616,15
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077,20	19 980,32