

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 potable de La Ville
d'Oued Nechou (w.Ghardaia).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-18

APA Citation (APA توثيق):

Sama, Abdelaziz (2018). Etude du Réseau d'alimentation en eau potable de La Ville
d'Oued Nechou (w.Ghardaia)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE D'OUED NECHOU
(W.GHARDAIA)**

Présenté Par :

Mr. SAMA Abdelaziz

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. D.KAHLERRAS	M.C.B	Président
Mr. A.HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
Mme. L.KADI	M.A.A	Examineur
Mr. Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
Mme. S.BELLABAS CHERIFI	M.A.A	Promotrice

SEP- 2018

Dédicace

A l'occasion de cette journée inoubliable qui clôturera le cycle de mes études, je dédie mon travail :

A mes très très très chers parents « BAHMED & ZOHRA »

A mes très chères sœurs « BAYA, SALIHA, SAFIA, DJAMILA, FATIHA, ROKIA, FAFFA »

A tous leurs enfants et filles chacun de son propre nom

A ma fiancée « ROMAÏSSA »

A mon cher cousin « ALI » qui m'ont beaucoup d'aide par ses encouragements chaque fois, et je n'oublier jamais ma tante « MENNA »

A mes chers oncles

A mes chères tantes

A tous mes cousins et cousines

A toute la famille de SAMA

A tous mes amis : SLIMANE, BRAHIM, YUCEF, ZAKI, HASSAN, AYYOUB, AZEDDINE, RIADH, SLIMANE BENSEGHIER, ALI HADJ SAID.

A tous mes amis dans mon parcours d'étude.

A tous les étudiants de L'ENSH.

Abdelaziz SAMA

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement ma promotrice Mme. S.BELLABAS CHERIFI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes amis SLIMANE, BRAHIM, YUCEF, ZAKI, AYYOUB, RIADH et tous mes collègues de l'option la promo

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص:

تشمل مذكرة نهاية الدراسة، دراسة المخطط النوعي لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمنطقة واد نشو ولاية غرداية، هذه الدراسة تتمثل في حساب أنابيب التزويد وضمان السرعة والضغط اللازمين في الشبكة من أجل الاستجابة النوعية والكمية للطلبات المتزايدة للسكان في أفق 2048.

RESUME :

Notre objectif consiste à étudier le réseau d'alimentation en eau potable de la zone de OUED NECHOU (W.GHARDAIA), nous comptons dimensionner le réseau de distribution, assurer la pression et la vitesse acceptables dans le réseau afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population à l'horizon 2048.

ABSTRACT:

Our thesis consists of the study of water supply network of OUED NECHOU, city of Ghardaia. It aims to dimensioning the distribution of the network, as well as ensuring its acceptable velocity and pressure in order to meet residents' growing needs, either qualitatively and quantitatively, from 2048 onwards.

Sommaire

Chapitre I:

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :	2
I.2. Situation géographique :	2
I.3. Situation topographique :	4
I.4. Situation géologique et hydrogéologique :	4
I.4.1. Géologie :	4
I.4.2. hydrogéologie :	5
I.4.2.1. Les nappes phréatiques :	5
I.4.2.2. La nappe du Continental Intercalaire (CI):	6
I.5. Situation climatique :	6
I.5.1. Climat :	6
I.5.2. température :	7
I.5.3. Précipitations :	7
I.5.4. Evapotranspiration :	8
I.5.5. Le vent :	8
I.5.6. L'humidité :	9
I.6. Situation hydraulique :	9
I.6.1. Forages :	9
I.6.2. Réservoirs de stockage :	10
I.7. Conclusion :	10

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau potable

II.1. Introduction :	11
II.2. Evaluation de la population :	11
II.3. Evaluation des besoins en eau potable :	11
II.3.1. norme unitaire de consommation :	12
II.3.1.1. Définition :	12
II.3.1.2. Critères de choix de la norme :	12

II.3.2. Consommation moyenne journalière :	12
II.3.3. Estimation des besoins domestique moyenne :	13
II.3.4. Estimation des besoins des autres catégories d'usagers :	13
II.3.5. Récapitulation des besoins en eaux :	14
II.4. Etude de variation de la consommation :	15
II.4.1. variation de la Consommation journalière :	15
II.4.1.1. Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max, j}$).....	15
II.4.1.2. Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{min, j}$) :.....	15
II.4.2. Débit maximum journalier :	16
II.4.3. Récapitulation des variations journalières de la consommation	16
II.4.4. Détermination des consommations horaires :	17
II.4. 3.1. Consommation moyen horaire :	17
II.4.3.2. consommation maximum horaire :	17
II.4.3.3. Consommation minimale horaire	18
II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	19
II.6. Conclusion :	23

Chapitre III

Réservoir d'alimentation en eau potable

III.1. Introduction	24
III.2. Rôle des réservoirs	24
III.3. Vérification de l'emplacement du réservoir.....	25
III.4. Principe de fonctionnement.....	25
III.5. Type de réservoir.....	26
III.6. Calcul de la capacité du réservoir	26
III.6.1. Principe de calcul.....	27
III.7. Equipement du réservoir	29
III.7.1. Conduit d'arrivée ou d'alimentation.....	29
III.7.2. Conduite de départ ou de distribution.....	30
III.7.3. Conduite de trop-plein	30

III.7.4. Conduite de vidange	31
III.7.5. Conduite by-pass.....	31
III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	31
III.8. Conclusion.....	32

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

IV.1. Introduction	34
IV.2. Présentation générale d'un système d'alimentation en eau potable.....	34
IV.2.1. Captage d'eau de surface et souterraine.....	35
IV.2.2. Le réseau de distribution d'eau potable	35
IV.2.2.1. Les conduites.....	35
IV.2.2.2. Les nœuds.....	36
IV.2.3. Topologie du réseau.....	36
IV.3. Conception d'un réseau	39
IV.3.1. Principe du tracé du réseau maillé.....	39
IV.3.2. Choix du matériau des conduites.....	40
IV.3.2.1. Tuyaux en P.E	40
IV.3.2.2. Tuyaux en PVC	41
IV.3.2.3. Comparaison entre PEHD et PVC	41
IV.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution	41
IV.4.1 Calcul des débits :.....	42
IV.4.1.1 Détermination du débit spécifique :	42
IV.4.1.2 Calcul des débits en route :	42
IV.4.1.3 Détermination des débits nodaux (cas de pointe) :	43
IV.4.1.4 Détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie) :	45
IV.4.2. Répartition arbitraire des débits :	45
IV.4.3. Calcul du réseau par logiciel EPANET	45
IV.4.3.1. Définition	45
IV.4.3.2. Fonction et application	46
IV.4.3.3. Résultats de la simulation.....	46
IV.5 Conclusion :	53

Chapitre V : Les accessoires du réseau

V.1. Introduction	54
V.2. Rôle des accessoires	54
V.3. Organes accessoires utilisés dans le réseau :	54
V.3.1. Robinets vannes	55
V.3.1.1. Vanne à coin (à opercule).....	55
V.3.1.2. Vannes-papillons	56
V.3.1.3. Clapets anti retour.....	56
V.3.1.4. Vannes de décharge :	57
V.3.1.5. Robinets de branchement :	57
V.3.2. Les ventouses	58
V.3.3. Les poteaux d'incendie	58
V.3.4. Les raccordements :	59
V.3.4.1. Soudure bout à bout.....	59
V.3.4.2. Les raccords électro- soudables.....	60
V.3.4.3. Les raccords mécaniques :	61
V.3.5. Les organes de mesure	62
V.3.5.1. Mesure de débit	62
V.3.5.2. Mesure de pression	62
V.3.6. By-pass :	62
V.4. Conclusion	63

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1 Introduction :	64
VI.2 Causes du coup de bélier :	64
VI.3 Les risque dus aux coups de bélier :	64
VI.3.1 Risque de surpression :	64
VI.3.2 Pression négative :	65
VI.3.3 Fatigues des conduites :	65

VI.4 Moyens de protection contre le coup de bélier :.....	65
VI.4.1 Les volants d'inertie :	65
VI.4.2 Les soupapes de décharge :	66
VI.4.3 Les réservoirs d'air :	66
VI.4.4 Les cheminées d'équilibre :	67
VI.4.5 Vanne à fermeture lente:.....	67
VI.5 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier (R1-N1) :.....	67
VI.5.1 Détermination de la célérité :.....	67
VI.5.2 Détermination de La vitesse d'écoulement en régime permanent :	68
VI.6 Conclusion :	69

Chapitre VII :

Pose de canalisations et organisation de chantier

VII.1. Introduction.....	70
VII.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération.....	70
VII.2.1. Pose de canalisation en terre	71
VII.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	71
VII.2.3. Pose des conduites en traversées des routes.....	71
VII.3. Les différents travaux de mises en place des canalisations	72
VII.3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	72
VII.3.1.1. Matérialisation	72
VII.3.1.2. Nivellement.....	72
VII.3.2. Excavation des tranchées	73
VII.3.2.1. Enlèvement de la couche végétale	73
VII.3.2.2. Réalisation des fouilles	73
VII.3.3 La profondeur (H tr) :.....	73
VII.3.4. Largueur de la tranchée :	74
VII.3.5 Choix du coefficient du talus :	74
VII.4. Calcul du volume du déblai :.....	76
VII.4.1. Section transversale de la tranchée (Str) :	76
VII.5.1. Pose des conduites.....	77
VII.5.2. Epreuve de joints et de la canalisation	77

VII.5.3. Remblayage des tranchées	78
VII.5.3.1. Le remblai d'enrobage	78
VII.5.3.2. Le remblai supérieur	78
VII.6. Remblaiement des tranchées :	78
VII.6.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie	80
VII.6.2. La durée d'excavation	80
VII.6.3. Nivellement et compactage	80
VII.6.4. Désinfection du réseau	81
VII.7. Estimation de coût des terrassements	81
VII.7.1. Devis estimatif de la pose de canalisation.....	81
VII.7.2. Devis global.....	82
VII.8. Conclusion	82

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

VIII.1. Introduction	83
VIII.2. Causes des accidents de travaux dans un chantier hydraulique	84
VIII.2.1. Facteurs humains	85
VIII.2.2. Facteurs matériels	85
VIII.3. Liste des conditions dangereuses	85
VIII.4. Liste des actions dangereuses	86
VIII.5. Coût des accidents	86
VIII.6. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	88
VIII.6.1. Protection individuelle	88
VIII.6.2. Protection collective.....	88
VIII.6.2.1. Equipement de mise en œuvre du béton.....	88
VIII.6.2.2. Engin de levage	88
VIII.6.2.3. Appareillage électrique.....	89
VIII.6.2.4. Formation des salariés à la sécurité.....	89
VIII.6.2.5. Prévention médicale : (Les missions du médecin du travail)....	89
VIII.6.2.6. Prévention pour les conducteurs d'engin	90
VIII.7. Conclusion	90

Liste des tableaux

Chapitre I:

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Variations des températures	7
Tableau I.2 : Précipitations mensuelle	8
Tableau I.3 : Evaporation mensuelle.....	8
Tableau I.4 : vitesse moyenne mensuelle.....	8
Tableau I.5 : moyenne mensuelle des humidités	9
Tableau I.6 : les caractéristiques des forages existants dans la région	9

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1 : nombre des habitants à l'horizon 2038.....	11
Tableau II.2 : besoins domestiques moyens à l'horizon 2038	13
Tableau II.3 : Besoins en eau des différents équipements de la zone d'étude... ..	13
Tableau II.4 : récapitulation des besoins en eau de la ville.....	15
Tableau II. 5 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	16
Tableau II.6: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.	18
Tableau II.7: Résultats de calculs des débits horaires.....	19
Tableau II.8 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	20
Tableau II.9 : Détermination du débit maximum horaire	21

Chapitre III

Réservoir d'alimentation en eau potable

Tableau III. 1 : détermination de la capacité du réservoir	28
--	----

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

Tableau IV.1 : Détermination de débit spécifique	42
Tableau IV.2 : calcule des débits aux nœuds-cas de pointe.....	43
Tableau IV.3 : Résultats de la simulation sur les conduites.....	47
Tableau IV.4 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds	48
Tableau IV.5 : Résultats de la simulation sur les conduites.....	50
Tableau IV.6 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds	51

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI.1 : Calcul Du Coup De Bélier	68
Tableau VI.2 : Calcul du temps de fermeture de la vanne	69

Chapitre VII : Pose de canalisations et organisation de chantier

Tableau VII.1 : choix du coefficient du talus.....	74
Tableau VII.2 : Calcul du volume du déblai	76
Tableau VII.3: Calcul du volume du lait de sable.....	76
Tableau VII.4 : Calcul du volume du remblait	79
Tableau VII.5: Volumes des travaux de pose de canalisation	79
Tableau VII.6: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	79
Tableau VII.7: Devis estimatif de la pose de canalisation	81
Tableau VII.5 : Devis estimatif global	82

Liste des figures

Chapitre I:

Présentation de la zone d'étude

Figure I.1:localisation de la commune de gharadia dans la wilaya (Ghardaia)	2
Figure I. 2 : Carte limites administrative de la Wilaya de GHARDAIA	3
Figure I. 3 : Extrait de la carte géologique 1/2.000.000 (G. Busson 1967)	5
Figure I. 4 : Ressources en eau souterraines (CI).....	6

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 : Histogramme de consommation journalière	22
Figure II.2 : Graphique de consommation	22

Chapitre III

Réservoir d'alimentation en eau potable

Figure III. 1 : le stockage, exemple, un réservoir surélevé	31
Figure III. 2 : le refoulement du forage au réservoir.....	32

Chapitre IV :

Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

Figure IV. 1 : Schéma général d'alimentation en eau potable.....	34
Figure IV. 2 : Réseaux de distribution ramifier et maillé	37
Figure IV. 3 : Le réseau étagé	38
Figure IV.4: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe).	49
Figure IV.5: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe + incendie)	52

Chapitre V :
Les accessoires du réseau

Figure V. 1 : Robinets vanne à opercule	55
Figure V. 2 : Robinets vanne papillon	56
Figure V. 3 : Clapet anti retour	57
Figure V. 4 : Schéma de la bouche d'incendie	58
Figure V. 5 : Raccordement par machine de soudure bout à bout	59
Figure V. 6 : Raccordement par groupe électro-soudables	60

Chapitre VI :
Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure.VI. 1 Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier	66
Figure. VI.2 Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir	66

Chapitre VII :
Pose de canalisations et organisation de chantier

Figure VII. 1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	71
Figure VII. 2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine	72
Figure VII. 3 : Pose du grillage avertisseur.....	75

Liste des planches

- 1- Plan de masse de la ville de d'oued nechou (w.Ghardaïa)
- 2- Réseau d'AEP de la ville d'oued nechou (w.Ghardaïa)
- 3- Plan de situation.
- 4- Profil en long de la conduite principale.
- 5- Les accessoires dans le réseau d'AEP.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité et à une pression et en quantité suffisantes.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Elles sont en fonte grise ou ductile, en PVC, PEHD etc.... Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir alors les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade donc les pertes d'eau et les casses augmentent.

Toutes les eaux présentes dans la nature, ce format de rivière, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques ne sont pas forcément potables pour l'homme. Dans les régions du sud algérien la source principale est souterraine. Il est important de bien gérer ses sources là pour protéger cette ressource naturelle.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau pour assurer les besoins de l'agglomération actuelle et à l'horizon, et puis d'assurer une longue durée de vie du réseau.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Oued Nechou (W. GHARDAIA).

Le réseau existant de distribution est de type ramifié, en acier est vétuste. C'est un réseau formé de trois branches de différents diamètres. Selon les constats de la gestion quotidienne,

Ce réseau ne répond plus aux besoins en eau potable (sous dimensionné). Les fuites représentent un pourcentage qui peut atteindre environ 50% de la consommation journalière. Ces fuites sont issues le plus souvent à partir des points de raccordement et des joints disloqués. Alors la rénovation de ce réseau s'impose dans sa totalité pour assurer l'alimentation de la totalité de la zone.

Enfin. Ce présent travail est terminé par une conclusion générale.

CHAPITRE I
PRESENTATION
DE LA ZONE
D'ETUDE

Chapitre .I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aire d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographiques, géologiques topographiques, et climatiques, aussi la situation hydraulique.

I.2. Situation géographique :

La ville de OUED NECHOU située au sud d'Algérie environ 600 km d'Alger capital la ville est au nord de la wilaya de GHARDAIA de 20 km.

Elle est limitée au Nord par la commune de BERRIAN, au sud par le centre-ville de la commune de GHARDAIA, à l'ouest par la commune de DAYA et à l'Est par la commune de LGUERRARA. La ville s'étend sur une superficie de 355ha.

Pour bien éclaircir notre situation géographique, on présente la carte administrative de la wilaya de Ghardaïa (figure I.2)

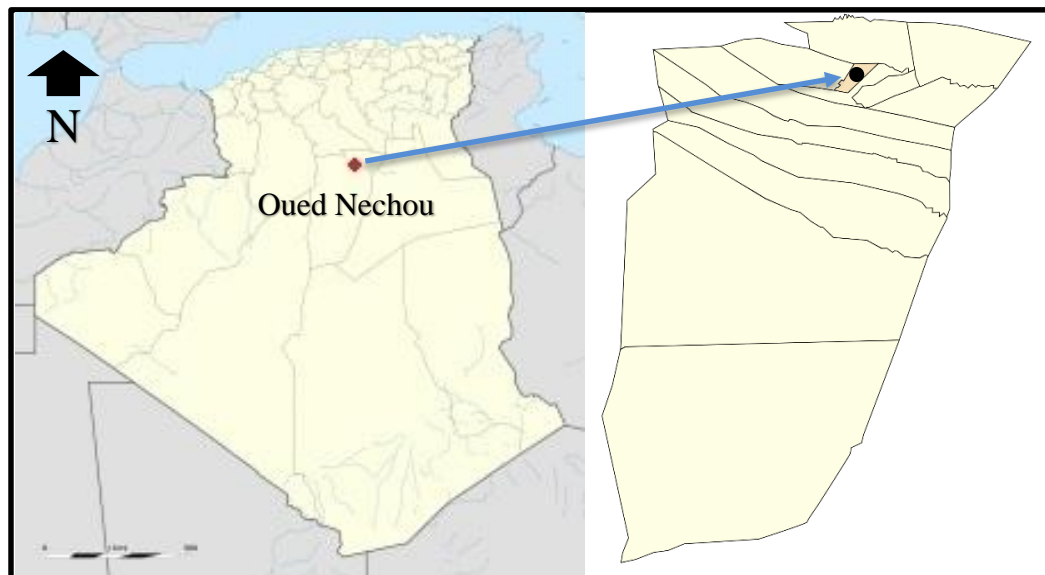


Figure I.1:localisation de la zone d'etude dans la wilaya (GHARDAIA)

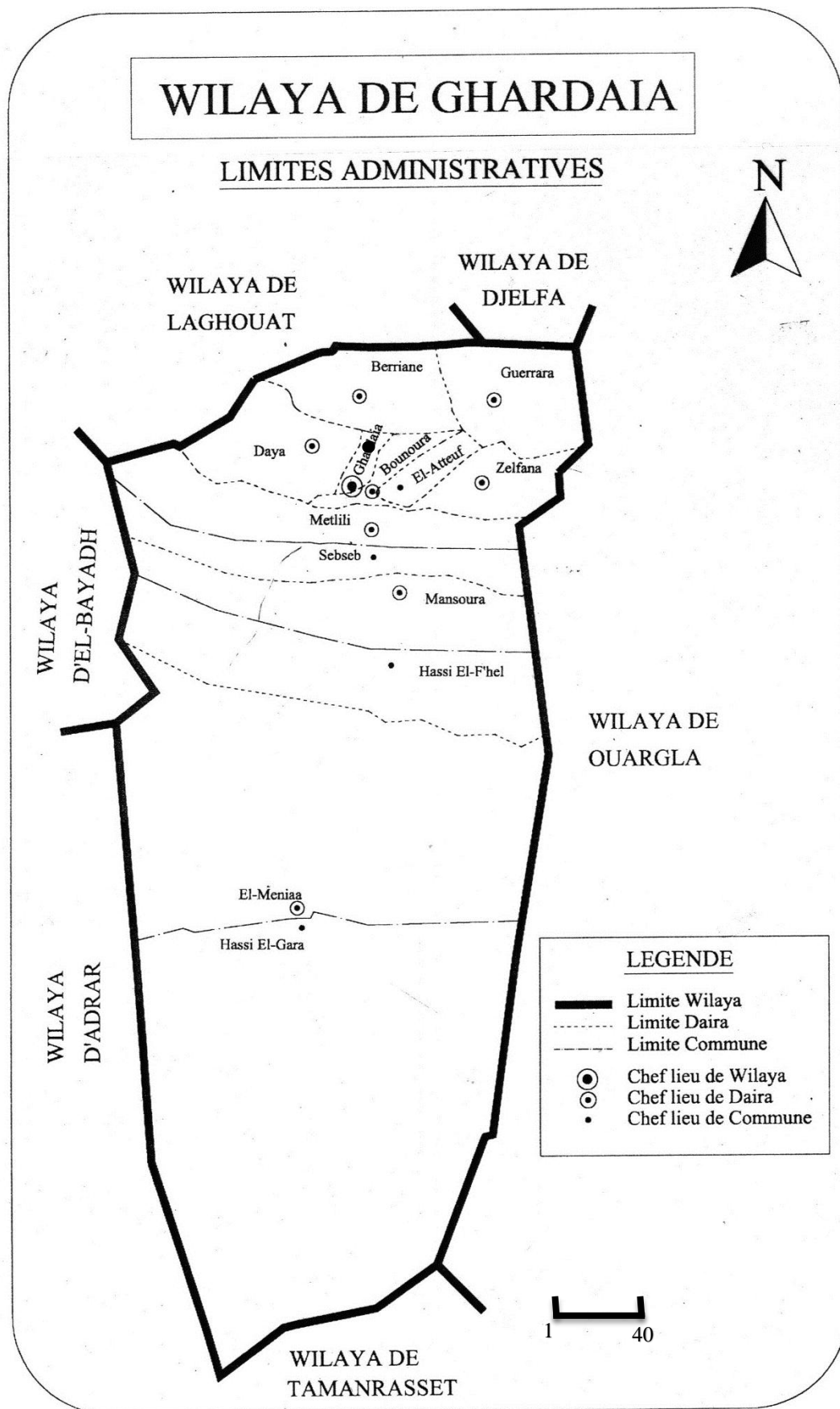


Figure I. 1 : Carte limites administrative de la Wilaya de GHARDAIA

I.3. Situation topographique :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau.
Le levé topographique du site est effectuée à l'échelle 1/2000. La zone d'étude présente une pente variant entre (1 à 3)%.
Les altitudes varient entre 580m et 545m.

I.4. Situation géologique et hydrogéologique :

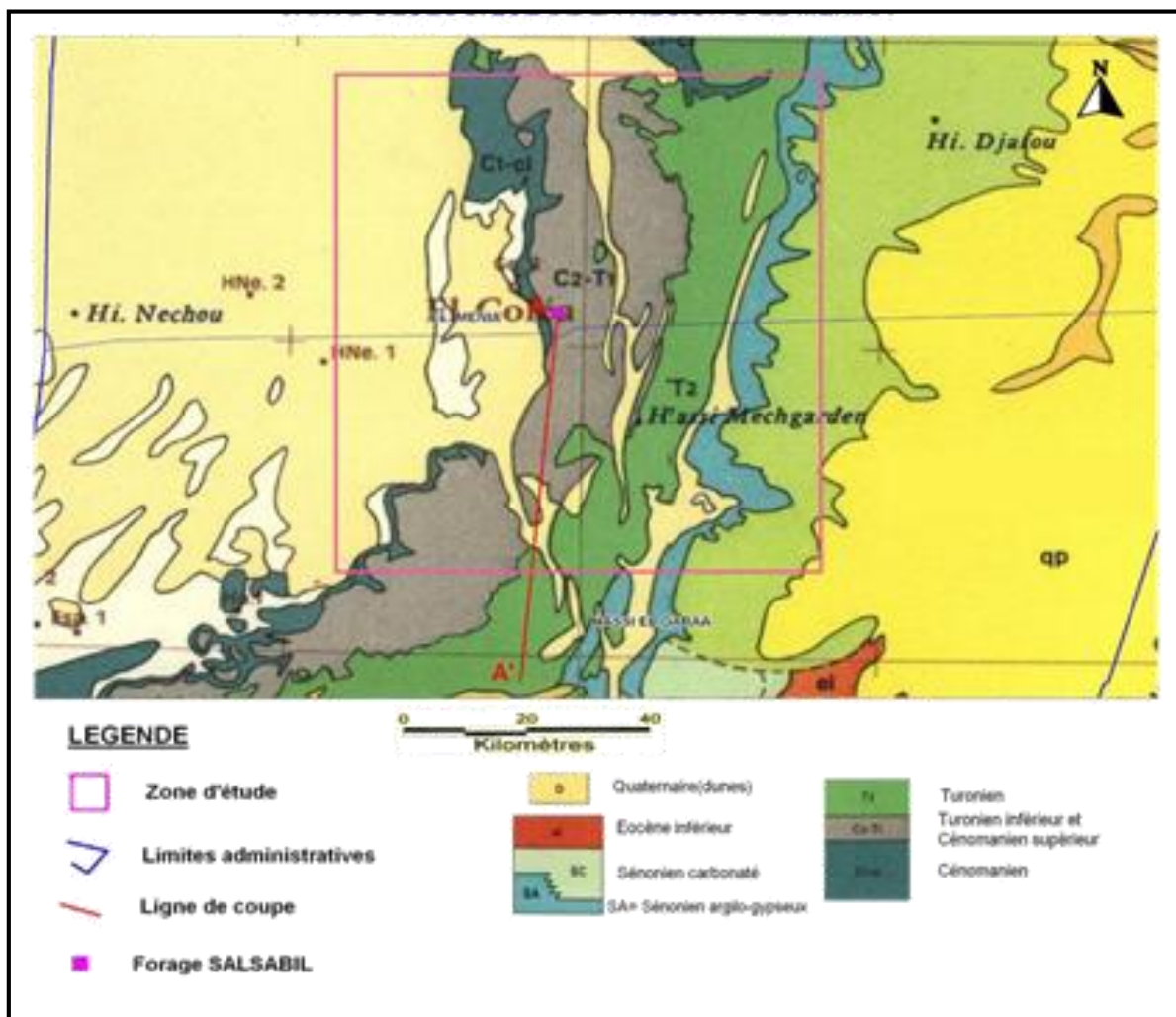


Figure I. 2 : Extrait de la carte géologique 1/2.000.000 (G. Busson 1967)

Source : ANRH Ghardaïa.

I.4.1. hydrogéologie :

Les principales ressources en eau de la wilaya sont d'origine souterraine. Elles sont contenues dans deux types d'aquifères ; les nappes phréatiques superficielles et la nappe profonde captive du Continental Intercalaire dite albienne.

I.4.1.1. Les nappes phréatiques :

Elles sont abritées dans les alluvions des vallées des oueds de la région. L'alimentation et le comportement hydrogéologique sont étroitement liés à la pluviométrie. La profondeur du niveau d'eau varie entre 10 et 30m.

Ces nappes sont captées par des centaines de puits traditionnels, et destinées essentiellement, pour irriguer les palmeraies des vallées.

I.4.1.2. La nappe du Continental Intercalaire (CI):

Elle représente la principale ressource en eau de la région. L'aquifère est composé de sables, grés et d'argiles sableuses d'âge Albien. Selon la région, elle est captée à une profondeur allant de 80 à 1000m.

Suivant l'altitude de la zone et la variation de l'épaisseur des formations postérieures au CI, exploitée par pompage à des profondeurs variant de 80m à 170m dans la zone de Ghardaïa.

I.5. Situation climatique :

I.5.1. Climat :

Le caractère fondamental du climat saharien est la sécheresse de l'air mais les microclimats jouent un rôle considérable au désert. Le relief, la présence d'une végétation abondante peuvent modifier localement les conditions climatiques.

Au sein d'une palmeraie on peut relever un degré hygrométrique élevé, le degré hygrométrie modifie les effets de la température pour l'homme.

Il faut tenir compte également du fait que les moyennes de températures sont relevées à l'ombre et celle-ci est rare au Sahara où la température au sol peut dépasser 60° C.

Le climat Saharien se caractérise par des étés aux chaleurs torrides et des hivers doux, surtout pendant la journée.

I.5.2. température :

La température moyenne du mois le plus froid est de 9.8°c et celle du mois le plus chaud est de 33.9°c. Elles correspondent respectivement au mois du janvier et de juillet, les températures moyennes, maximales, minimales et les températures moyennes pour chaque mois de l'année 2017 sont représentées dans le tableau I.1.

Tableau I.1 : Variations des températures

Moi	Sep	Oct	Nov	Des	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
Tmax(°c)	34.5	27.5	22.1	16.7	14.9	20.6	24.3	27.7	34.9	37.7	40.5	40.3
Tmin(°c)	21.7	16.2	10.0	6.20	4.80	8.80	12.0	14.9	22.1	25.1	27.4	27.0
Tmoy(°c)	28.1	21.8	16.0	11.5	9.80	14.7	18.1	21.3	28.5	31.4	33.9	33.7

(Source ANRH Ghardaia)

I.5.3. Précipitations :

Cette commune est située dans la zone où la pluviométrie moyenne annuelle est de 34 mm/an.

Le tableau ci- dessous représente les valeurs des précipitations mensuelles pour chaque mois.

Tableau I.2 : Précipitations mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Dés	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pm (mm)	16	8	6	0	1	0	1	0	nt	2	nt	nt

(Source ANRH Ghardaia) 2017

I.5.4. Evapotranspiration :

Le pouvoir d'évaporation est grand, il atteint son maximum en juillet de 347 mm, alors que le minimum est constaté au cours du mois de janvier de 86 mm

Le tableau ci- dessous représente les valeurs d'évaporation mensuelle pour chaque mois.

Tableau I.3 : Evaporation mensuelle :

Mois	Sept	Oct	Nov	Dés	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Evaporation (mm)	251	161	134	95	86	129	165	220	309	300	347	340

(Source ANRH Ghardaia) 2017

I.5.5. Le vent :

Le vent est le facteur principal de la topographie désertique. Pendant certaines périodes de l'année, en général Mars et Avril, on assiste au Sahara à de véritables tempêtes de sable. Des trompes de sable se déplacent avec violence atteignant plusieurs centaines de mètre de haut.

L'analyse du tableau I.4, montre que la vitesse moyenne des vents enregistrée est de 16,57 km/h annuellement avec un maximum de 34,78 km/h pour le mois de juin.

Tableau I.4 : vitesse moyenne mensuelle des vents 1999 à 2010

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Aout
V(Km/h)	15.90	13.51	11.52	12.53	12.80	15.04	15.46	18.03	19.78	34.78	15.41	14.41

Source : ONM Ghardaia (2017).

I.5.6. L'humidité

Dans le Sahara, la moyenne des humidités est rarement supérieure à 65% et peut descendre au-dessous de 30%. La moyenne des humidités la plus élevée est enregistrée

au mois de janvier avec un taux de 61,18% et la plus faible au mois de Juillet avec une valeur 22,13%.

Tableau I. 1 : moyenne mensuelle des humidités 1985 à 2010

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
H(%)	32.97	42.08	53.72	61.61	61.18	47.27	38.28	30.55	28.48	24.68	22.13	24.60

Source :(ONM Ghardaia) 2017

I.6. Situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle du système d'alimentation en eau potable de la ville d'OEUD NECHOU et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage.

I.6.1. Forages :

L'alimentation est assurée principalement par deux forages situés dans le champ de captage de la ville. Ils permettent la mobilisation et le captage des eaux de la nappe albienne. Ces deux forages sont situés dans la région du périmètre du chef-lieu de la ville et ils permettent la mobilisation d'un débit total de 50 l/s. d'après la DRE Ghardaïa.

Tableau I.6 : les caractéristiques des forages existants dans la région

Nom du paramètre	Coordonnées (m)			Profondeur (m)	Nappe	Débit exploité (l/s)	Année de mise en service	Etat du forage
	X	Y	Z					
OUED NECHOU F1	3°43' 51''	32°36'17''	554	517	ALBIE NNE	25	2009	Exploité
OUED NECHOU F2	3°43' 32''	32°36'09''	563	500	ALBIE NNE	25	2010	Exploité

(Source DRE Ghardaia)

I.6.2. Réservoirs de stockage :

La consommation d'eau des habitants de la ville est assurée par un réservoir de stockage de 1500m³ situé sur une petite montagne.

I.7. Conclusion :

Après avoir recensé les différentes informations qui sont très utiles et nécessaires pour la suite de l'étude des chapitres de notre projet. Ces données vont nous aider à garantir une meilleure projection du système d'alimentation en eau potable de la zone d'oued nechou. Dans le chapitre qui suit le calcul des besoins en eau de notre agglomération est réalisé.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES

BESOINS EN EAU

POTABLE

Chapitre .II.

Estimation des besoins en eau potable

II.1. Introduction :

Afin 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 ses Besoins en eau potable. Ceci 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.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des caractéristiques et des habitudes de la population, du climat de la région, de la taille de la localité, ainsi que du rythme des activités humaines.

II.2. Evaluation de la population :

La zone d'OUED NECHOU de la commune de GHARDAIA est une nouvelle zone alors que l'estimation de nombre d'habitants est en fonction de nombre de logements à l'horizon d'étude qu'on s'appelle occupation par logement

Le calcul de nombre d'habitants est résumé dans le tableau suivante :

Tableau II.1 : nombre des habitants à l'horizon 2048

Nombre de logements	Habitant par logement	Nombre des habitants
2950	7	20650

II.3. Evaluation des besoins en eau potable :

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau nécessaire

dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

II.3.1. norme unitaire de consommation :

II.3.1.1. Définition

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule....etc.[2]

II.3.1.2. Critères de choix de la norme

La dotation moyenne journalière est en fonction de :

- Des ressources existantes et exploitables
- Du niveau de vie de la population
- Du nombre d'habitants

Pour le cas de notre projet, le calcul des besoins domestiques à l'état actuel se fera à la base d'une dotation de **160 l/j/h.**(selon DRE)

II.3.2. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre d'usages formant le type de consommateurs, exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation :

$$Q_{moy} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \quad \text{En } [m^3/j] \quad \text{(II.1)}$$

Avec :

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

Q_i : Dotation moyenne journalière en $l/j/hab$.

N_i : Nombre de consommateurs.

II.3.3. Estimation des besoins domestique moyenne :

Il est jugé qu'une dotation de 160 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme. Les résultats sont représentés dans le tableau II.2 ci-après :

Tableau II.2 : besoins domestiques moyens à l'horizon 2048

années	Nombre d'habitants	dotation	$Q_{moy j}$ (m^3/j)
2038	20650	160l/j/hab	3304

II.3.4. Estimation des besoins des autres catégories d'usagers :

Notre plan d'aménagement de la zone de oued nechou possède des équipements existants, projetés, et d'autres en cours de réalisation. De ce fait la direction d'urbanisme et d'architecture et construction de la wilaya (DUAC) a fait recours à une étude technico-économique, pour estimer les besoins des équipements polyfonctionnels et ceux des terrains non aménagés, les valeurs sont indiquées dans le tableau II.3 ci-après :

Tableau II.3 : Besoins en eau des différents équipements de la zone d'étude.

équipements	unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	Besoin moyens m ³ /j
Administratif	m ²	84400	5	782.15
équipements	unité	Nombre d'unité	Dotation l/j/unité	Besoin moyens m ³ /j
Commerciaux	m ²	71100	5	487.19
Marché	m ²	14000	5	90.4
Complexe sportif	m ²	28000	5	175
Centre culturel	m ²	9000	5	65
Station urbain	m ²	2860	5	14.3
Arrosage	m ²	29340	6	176
3 mosquées	Fidèle	1500	5	7.5
Maison des jeunes	Personne	100	160	16
5 écoles primaires	Elèves	2000	20	40
2 CEM	Elèves	1000	20	20
Lycée	Elèves	600	20	12
hôpital	Lit	500	300	150
hôtel	Lit	200	160	32
Totale des besoins				1500

II.3.5. Récapitulation des besoins en eaux :**Tableaux II.4 :** récapitulation des besoins en eau de la ville

Catégories des besoins	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)
Domestiques	3304
Publiques	1500
total	4804

II.4. Etude de variation de la consommation :**II.4.1. variation de la Consommation journalière :**

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{\text{max},j}$ et minimum $K_{\text{min},j}$.

II.4.1.1. Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{\text{max},j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

$$K_{\text{max},j} = \frac{Q_{\text{max},j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.2})$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3 et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre projet on prend : $K_{\text{max},j}=1,2$ pour l'agglomération et $K_{\text{max},j}=1,0$ pour l'arrosage.

II.4.1.2. Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{\text{min},j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante : [2]

$$K_{\min} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy}j}} \tag{II.3}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec $K_{\min, j}$ varie entre 0,7 et 0,9.

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

II.4.2. Débit maximum journalier :

Ce débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l’année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d’adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaine de distribution. Il est donné par :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{moy}, j} \quad (m^3/j) \tag{II.4}$$

- $Q_{\max, j}$: 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 journalière.

II.4.3. Récapitulation des variations journalières de la consommation

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

	$Q_{\text{moy} j}$		K_{\max} j	$Q_{\max j}$		$Q_{\max j}$ Total		K_{\min} j	$Q_{\min j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s	m3/j	l/s		m^3/j	l/s
Agglomération	4628	53.56	1,2	5553.6	64.27	5729.6	66.3	0,8	3878.4	44.88
Arrosage	176	2.03	1	176	2.03					

II.4.4. Détermination des consommations horaires :

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

II.4.3.1. Consommation moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.5})$$

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

II.4.3.2. consommation maximum horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année.

Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (\text{II.6})$$

- , il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (\text{II.7})$$

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 : $\alpha_{max} = 1,30$
- β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.6 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.6: β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63

Puisque on a un nombre d'habitants égale à 20650 habitants alors : $\beta_{max} = 1,15$

D'où la valeur de $K_{max, h}$ sera : $K_{max, h} = 1,3 \times 1,15 \Rightarrow K_{max, h} = 1,495$

Après le calcul de $K_{max, h}$ on calcule le débit max qui est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max, h} = K_{max, h} \times Q_{moy, h} \quad (m^3/h) \tag{II.8}$$

- $Q_{moy, h}$: Débit moyen horaire en m^3/h ;
- $K_{max, h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

II.4.3.3. Consommation minimale horaire

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{min h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \tag{II.9}$$

Avec :

α_{\min} : varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,4$.

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

Le tableau II.7 ci-dessus donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,6$; d'où la valeur de $K_{\min h}$ sera :

$$AN: K_{\min h} = 0,4 * 0,6 = 0,24 \quad \rightarrow \quad K_{\min h} = 0,24$$

Le tableau présenté ci-après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits horaires.

Tableau II.7: Résultats de calculs des débits horaires.

Paramètres	$Q_{\max j T}$	$Q_{\text{moy, h}}$	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h}$
	(m^3/j)	(m^3/h)		(m^3/h)	(l/s)		(m^3/h)
Agglomération	5729.6	238.73	1,495	356.90	99.14	0.24	57,3

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

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grande variation, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en se basant sur le tableau (II.8) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Tableau II.8 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3.0	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

(Source : polycop d'A.E.P de Mr. Salah Boualem).

Pour notre cas on a choisi la répartition variant entre **10001 à 50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2038** est de **20650** hab.), la durée d'arrosage pendant la journée est prévue pour quatre (04) heures.

Tableau II.9 : Détermination du débit maximum horaire

Heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		courbe intégrale
	%	Q (m ³ /h)	%	Q (m ³ /h)	%	Qt (m ³ /h)	
0-1	1,5	83,30			1,5	83,30	1,5
1-2	1,5	83,30			1,5	83,30	3
2-3	1,5	83,30			1,5	83,30	4,5
3-4	1,5	83,30			1,5	83,30	6
4-5	2,5	138,84			2,5	138,84	8,5
5-6	3,5	194,38			3,5	194,38	12
6-7	4,5	249,91			4,5	249,91	16,5
7-8	5,5	305,45			5,5	305,45	22
8-9	6,25	347,10	25	44	6,25	391,10	28,25
9-10	6,25	347,10	25	44	6,25	391,10	34,5
10-11	6,25	347,10			6,25	347,10	40,75
11-12	6,25	347,10			6,25	347,10	47
12-13	5	277,68			5	277,68	52
13-14	5	277,68			5	277,68	57
14-15	5,5	305,45			5,5	305,45	62,5
15-16	6	333,22			6	333,22	68,5
16-17	6	333,22	25	44	6	377,22	74,5
17-19	5,5	305,45	25	44	5,5	349,45	80
18-19	5	277,68			5	277,68	85
19-20	4,5	249,91			4,5	249,91	89,5
20-21	4	222,14			4	222,14	93,5
21-22	3	166,61			3	166,61	96,5
22-23	2	111,07			2	111,07	98,5
23-24	1,5	83,30			1,5	83,30	100
Total	100	5553,60	100	176	100	5729,60	

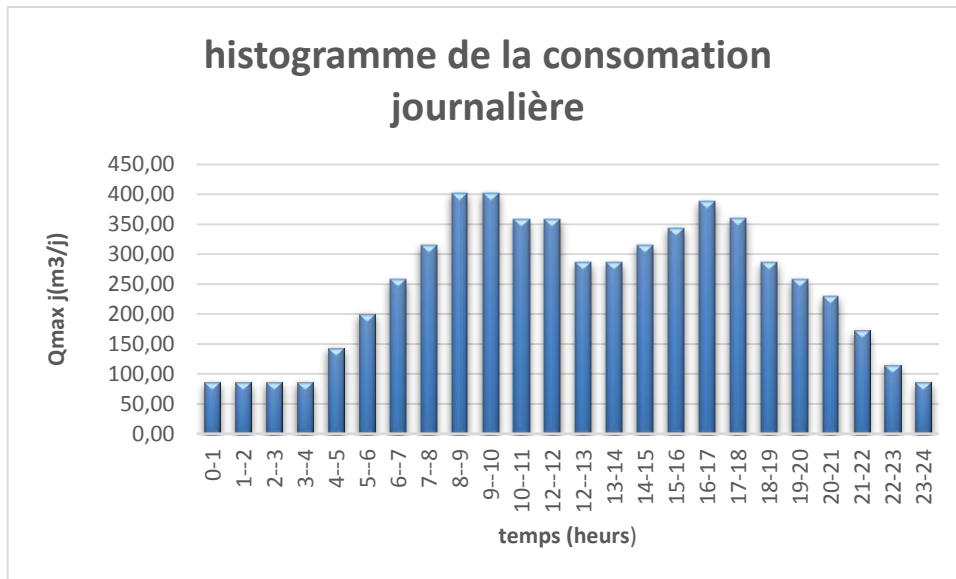


Figure II.1 : Histogramme de consommation journalière

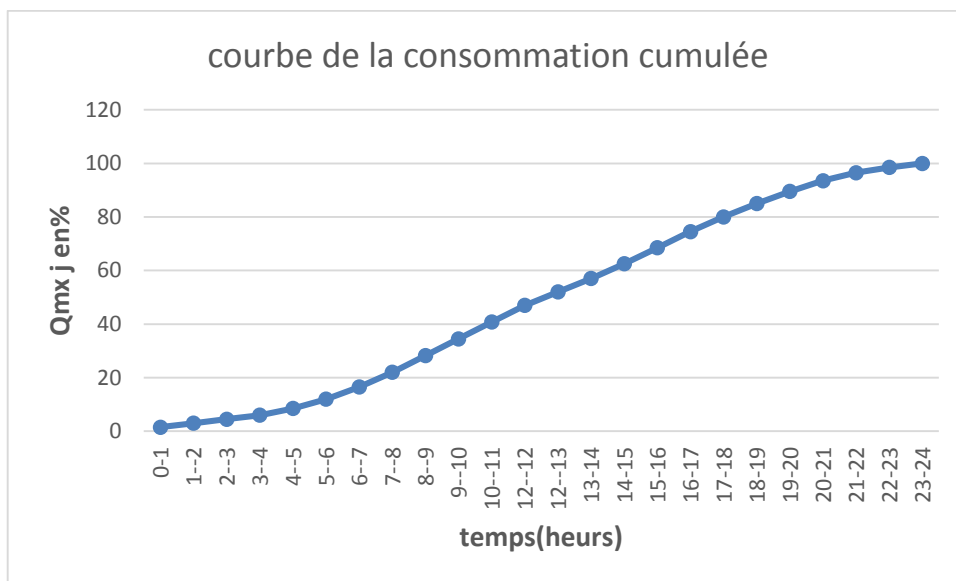


Figure II.2 : Graphique de consommation

II.6. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents consommateurs formant l'agglomération d'OUED NECHOU, les besoins dominants sont beaucoup plus domestiques.

Après comparaison entre le débit maximum journalier ($Q_{\max,j} = 5729.6\text{m}^3/\text{j}$), et le débit fournit par les forages qui est ($Q_{\text{forage}} = 4320\text{m}^3/\text{j}$) on remarque qu'il y a un déficit de $1409.6\text{m}^3/\text{j}$ alors on va projeter un nouveau forage avec un débit d'exploitation égal à 17 l/s Pendant 20 Heures.

CHAPITRE III

RESERVOIR

D'ALIMENTATION

EN EAU POTABLE

Chapitre IV

RESERVOIR D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Chapitre III

Réservoir d'alimentation en eau potable

III.1. Introduction

Après avoir calculé les besoins de l'agglomération on a constaté que le volume de ce réservoir satisfait ces besoins largement mais, il faut qu'on vérifie la capacité du réservoir d'alimentation existant à l'horizon 2038, sachant que ce réservoir de tête est de caractéristique suivantes :

- Côte de radier : 587.2 m.
- Côte de trop plein : 590.2 m.
- Volume : 1500 m³.

III.2. Rôle des réservoirs

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Ils offrent de la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont le plus bas.
- Ils assurent la régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Ils simplifient l'exploitation.
- Ils régularisent les pressions dans le réseau.

- Ils garantissent la réserve d'incendie au moyen d'un volume réservé dans la cuve du réservoir.

III.3. Vérification de l'emplacement du réservoir

Le réservoir de la zone doit vérifier certains critères par son emplacement qui sont :

- L'élévation du réservoir devrait être au niveau de tel sorte à assurer la charge hydraulique dans les points défavorables du réseau.
- Si le plan d'eau est inférieur au niveau nécessaire, on doit augmenter la durée de pompage pour que le niveau d'eau dans le réservoir reste élevé.

Comme il doit :

- pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.
- Être le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer.
- Assurer l'alimentation du réseau par gravité, c'est-à-dire que sa cote de radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique du réseau.

Ces points sus cités sont respectés par notre réservoir.

III.4. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau vers le réservoir avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (apport - distribution). Ce pendant lors des heures de forte consommation (heure de pointe), le déficit sera assuré par le réservoir vers le réseau de distribution.

III.5. Type de réservoir

Pour pouvoir accomplir convenablement les fonctions pour lequel il est conçu, le réservoir de la zone de science est de type sur élevé de forme circulaire, est cela. Ce type de réservoir est déterminé par de multiples facteurs comme :

- Conditions topographiques de la région à desservir.
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer,
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Mais les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques,
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- Les possibilités d'adaptation au réseau,
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

III.6. Calcul de la capacité du réservoir

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe). Sa capacité 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.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.6.1. Principe de calcul

Le principe de calcul se base :

- Soit sur la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

Pour notre cas, on va utiliser la méthode analytique qui dépendra de deux points essentiels :

- Le régime de consommation de l'agglomération des quatre chemins caractérisé par la courbe de consommation présentée dans la figure II.2 (chapitre II).
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait d'un pompage à partir des réservoirs remplies du forage.

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 IV.1

Le volume utile est donnée par :

$$Vu = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV .1})$$

V_u : volume utile (m^3).

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

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

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir.

Tableau III. 1 : détermination de la capacité du réservoir

Heures H	consommation horaires de $Q_{max,j}$ en %	refoulement d'eau en %	arrivée d'eau dans le réservoir en %	départ d'eau du réservoir en %	reste d'eau dans le réservoir en %
0--1	1,5	0		1,5	7,5
1--2	1,5	0		1,5	6
2--3	1,5	0		1,5	4,5
3--4	1,5	0		1,5	3
4--5	2,5	5	2,5		5,5
5--6	3,5	5	1,5		7
6--7	4,5	5	0,5		7,5
7--8	5,5	5		0,5	7
8--9	6,25	5		1,25	5,75
9--10	6,25	5		1,25	4,5
10--11	6,25	5		1,25	3,25
11--12	6,25	5		1,25	2
12--13	5	5	0		2
13--14	5	5	0		2
14--15	5,5	5		0,5	0
15--16	6	5		1	-1
16--17	6	5		1	-2
17--18	5,5	5		0,5	-2,5
18--19	5	5	0		-2,5
19--20	4,5	5	0,5		-2
20--21	4	5	1		-1
21--22	3	5	2		1
22--23	2	5	3		4
23--24	1,5	5	3,5		7,5
Total	100	100	14,61	14,61	

Remarque :

Dans la dernière colonne, nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (23-24) h, à partir de là, on fait le cumul des valeurs des colonnes (4) et(5). Et d'après la dernière colonne, on repère, en valeur absolue, la valeur la plus grande de la partie positive et négative (les extremums), qui est de 10% qui se manifeste de 17h à 18h du soir ; et sachant que le débit maximum journalier est de 3974,13 m³/j on calcul la capacité du réservoir des quatre chemins :

$$\text{AN : } V_u = \frac{10 * 5729.6}{100} = 572.96 \quad \text{m}^3$$

Le volume utile sera : 572.96 m³

A cela on ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 60 m³/h pendant 2 heures donc le volume d'incendie minimum est 120 m³.

$$\text{Donc : } V_T = V_u + V_{\text{inc}} \quad \text{AN : } V_T = 572.96 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3 = 692.96 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_T = 692.96 \text{ m}^3$

On note que la capacité totale du réservoir de la zone d'oued nechou est de 1500m³, alors que le volume calculé est estimé à 692.96 m³, donc la capacité existante est suffisante pour l'alimentation de la zone pour l'horizon 2038.

III.7. Equipement du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

III.7.1. Conduit d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement, la figure IV.2 représente les équipements d'un refoulement forage-réservoir.

III.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite. (Voir figure III.1)

III.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage –ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

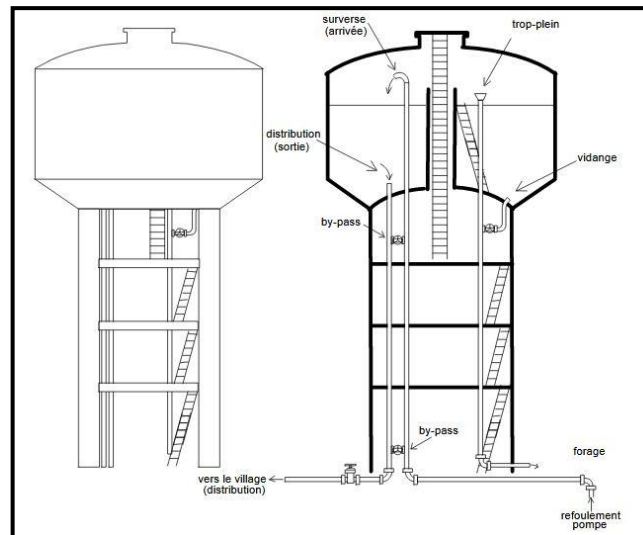


Figure III. 1 : le stockage, exemple, un réservoir surélevé

III.7.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes. (Voir figure IV.1)

III.7.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

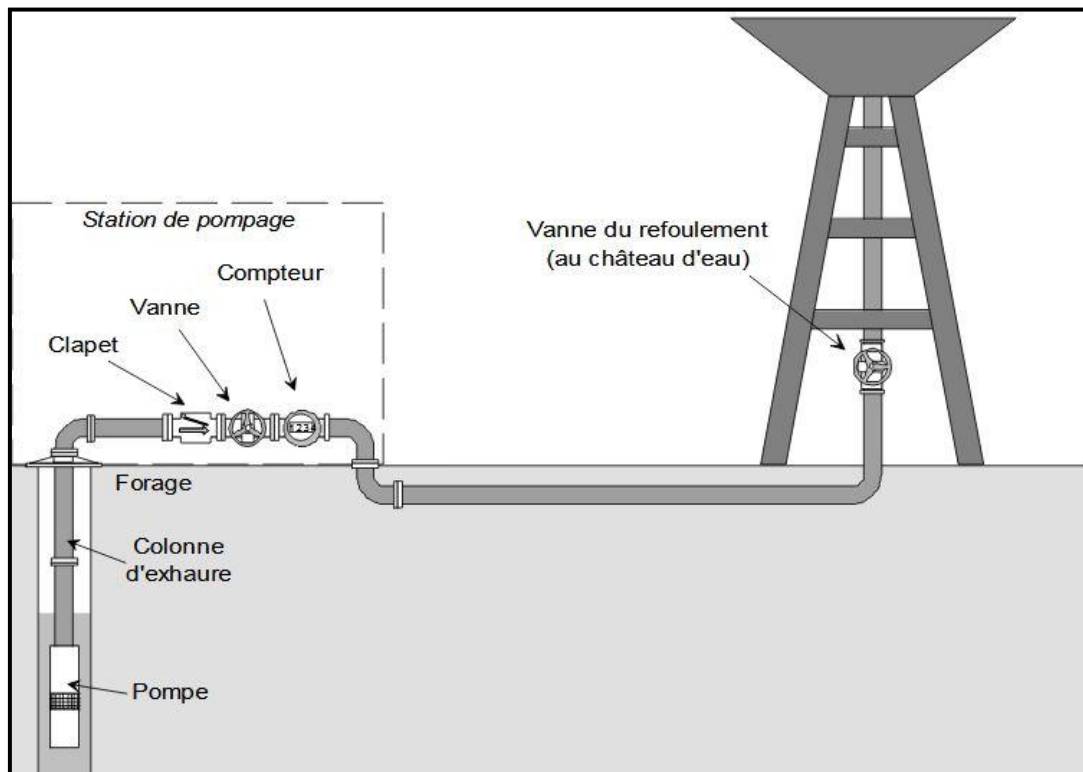


Figure III. 2 : le refoulement du forage au réservoir

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est de vérifier la capacité de stockage du réservoir existant à l'horizon 2038. A cette horizon il a été déduit un volume de 693 m³ qui est inférieur au volume de 1500 m³ existant. Étant donné que le réservoir existant est en très bon état.

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT
DU RESEAU DE
DISTRIBUTION
D'EAU

Chapitre .IV.

Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

IV.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence.

IV.2. Présentation générale d'un système d'alimentation en eau potable

Un système d'alimentation en eau potable (AEP) est l'ensemble des ouvrages qui permettent de mettre de l'eau à la disposition des habitants, est composé d'un ensemble d'infrastructures et d'installations nécessaires à satisfaire tous les besoins en eau potable d'une zone urbaine et industrielle.

Le système d'AEP comporte différents composants dont les constructions et les installations affectées au captage (1, 3), au traitement (5), au transport (2, 6, 8), au stockage (7) et à la distribution de l'eau potable (9) chez les différents consommateurs (10) (Figure IV.1).

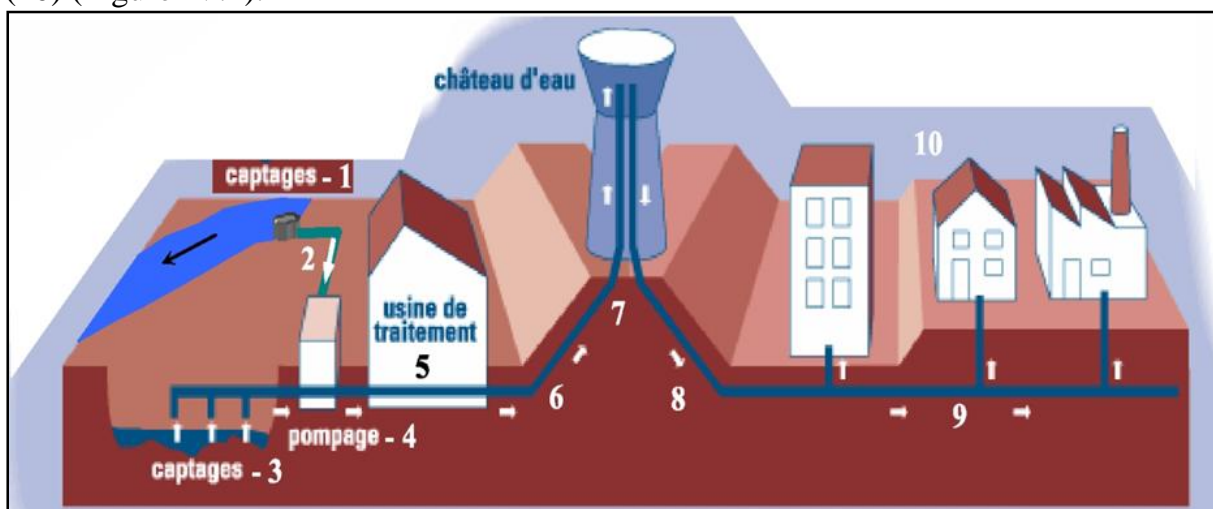


Figure IV. 1 : Schéma général d'alimentation en eau potable

IV.2.1. Captage d'eau de surface et souterraine

L'eau destinée à être traitée puis distribuée dans les réseaux publics peut être prélevée, soit par captage des sources, soit par des puits ou des forages dans de vastes nappes d'eau souterraine (3) (qui sont alimentées par l'infiltration directe des eaux de pluie ou par celle de l'eau de ruissellement ou d'accompagnement de rivières), soit par prise d'eau dans les rivières (1), dans des retenues, ou dans des lacs. Dans les deux premiers cas, nous sommes en présence d'eaux souterraines, dans le troisième cas, ce sont des eaux superficielles. [3]

NB : pour notre cas on a seulement une source souterraine par un forage.

IV.2.2. Le réseau de distribution d'eau potable

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante.

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers ;
- l'emplacement des consommateurs ;
- le relief ;
- le souci d'assurer un service souple et régulier.

Les réseaux de distribution sont constitués par :

IV.2.2.1. Les conduites

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- Une longueur donnée L .
- Un diamètre D .
- Un coefficient de rugosité ε traduisant la perte de charge
- Un sens d'écoulement.
- Un état : ouvert, fermé.

IV.2.2.2. Les nœuds

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- **Les nœuds à débit fixe** : Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.
- **Les nœuds à charge fixe** : ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

IV.2.3. Topologie du réseau

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux.

En termes de topologie, nous distinguons :

- Les réseaux ramifiés,
- Les réseaux maillés,
- Les réseaux étagés,

- Les réseaux combinés.

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval (position 1, Figure IV.2).

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour (position 2, Figure IV.2), pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié. [3]

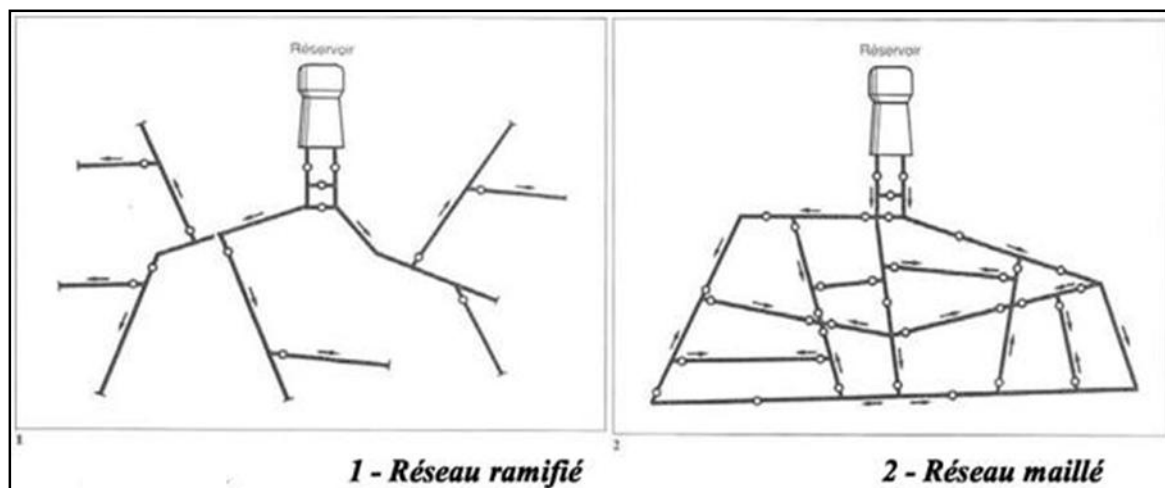


Figure IV. 2 : Réseaux de distribution ramifié et maillé

Le plus souvent, un réseau est composé d'une partie maillée et une partie ramifiée, les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées.

Si la topographie du territoire desservi par un réseau de distribution accuse de trop fortes dénivellations, on peut devoir créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe entre ces zones soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la pression (l'eau provenant d'une zone plus basse).

Avec le réseau étagé (Figure IV.3), il est possible, ainsi que nous l'avons vu, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40 m d'eau.

Les réseaux d'alimentations distinctes distribuent, d'une part, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et d'autre part, l'eau réservée aux usages industriels et au lavage et arrosage de la rue et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes. [3]

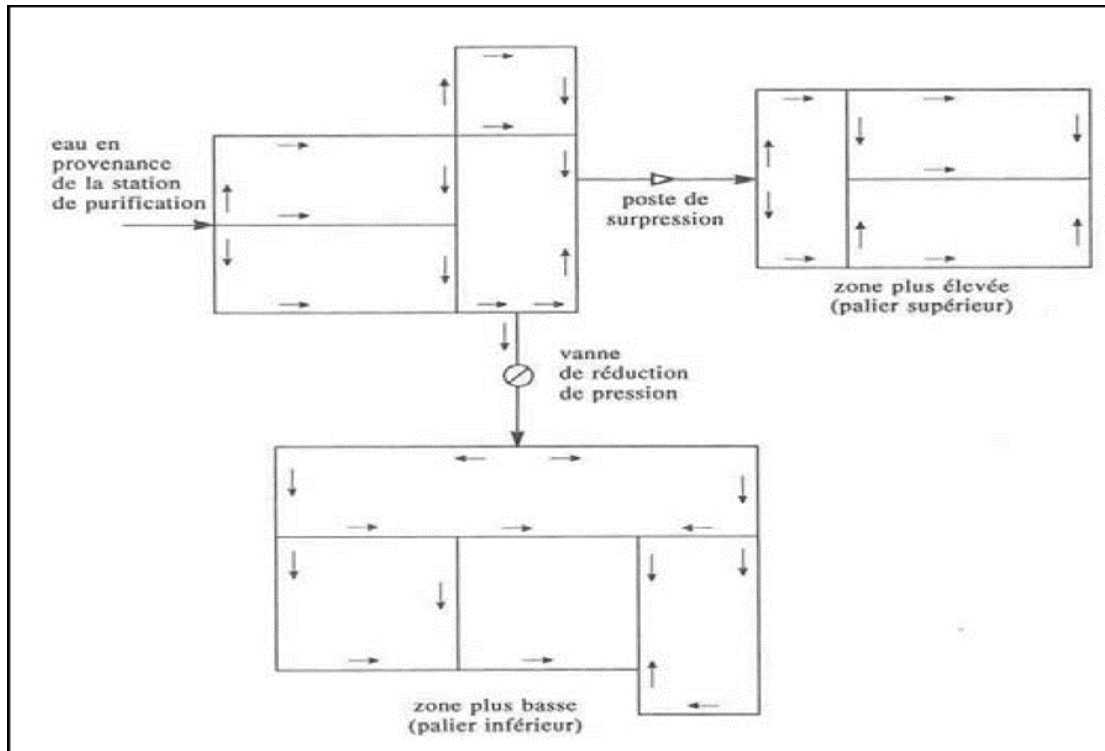


Figure IV. 3 : Le réseau étagé

Dans la plupart des agglomérations, ces conduites sont posées dans le sous-sol en terre, sous le trottoir, afin d'éviter les oscillations dues à la circulation des véhicules.

NB : Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleure exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau combiné contenant plus de mailles que de ramification.

IV.3. Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

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

IV.3.1. Principe du tracé du réseau maillé

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instruction à respecter, à savoir :

- 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, les conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.3.2. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). [3]

IV.3.2.1. Tuyaux en P.E HD

a) Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage, grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 .ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

b) Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.3.2.2. Tuyaux en PVC

a) Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponible sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.

b) L'inconvénient est le risque de rupture.

IV.3.2.3. Comparaison entre PEHD et PVC

La principale différence entre les conduites en PVC et celles en PEHD repose dans leur résistance et dans leur tolérance à la pression. Les parois des conduites en PEHD doivent être au moins 2,5 fois plus épaisses que celles en PVC pour présenter la même capacité de résistance à la pression. Alors que le PVC est plus résistant et plus dense (plus lourd), le PEHD est plus ferme, plus rude, plus résistant à l'usure et aux déchirures, et tolère des températures plus élevées. [7]

De plus, il y a tendance à avoir beaucoup moins de coups de pression dans les conduites en PEHD que dans celles en PVC. Dans la plupart des cas, moins de coups de pression signifient une durée de vie plus longue pour les pompes et les valves. [7]

Pour notre cas on utilisera le PEHD que ça soit le PE100 (polyéthylène haute densité appelé PEHD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent, son tolérance a des températures plus élevé et sa densité plus lord pour résister au contrainte du sol.

IV.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution

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

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- Les débits routes pendant les heures considérées.
- Les débits spécifiques en considérant les débits routes.

- Les débits supposés concentrés aux nœuds.

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

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

IV.4.1 Calcul des débits :

IV.4.1.1 Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$q_{sp} = \frac{Q_{pte}}{\sum L} \quad \text{IV.1}$$

Q pointe : débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s).

q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

$\sum L_i$: Somme des longueurs du tronçon (m).

Les résultats des calculs sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Détermination de débit spécifique

Heure de pointe	Q Pointe (l/s)	108.64
	$\sum_{i=1}^{n=28} L_i$ (m)	11400.9
	q_{sp} (l/s/m)	0.009529

IV.4.1.2 Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_{rte} = q_{sp} * L_i \quad \text{IV.II}$$

Avec :

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

IV.4.1.3 Détermination des débits nodaux (cas de pointe) :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{n,i} = 0.5\sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \quad \text{IV.III}$$

Où :

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ri-k}$: la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ci}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Le tableau suivant contient les calculs du débit aux nœuds (cas de pointe) :

Tableau IV.2 : calcul des débits aux nœuds-cas de pointe

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	1-RE	71,98	0,009529	-	-	1,93
	1-2	197,43		1,88	0,94	
	1-20	207,99		1,98	0,99	
2	2-1	197,43		1,88	0,94	5,92
	2-3	620,82		5,92	2,96	
	2-10	423,86		4,04	2,02	
3	3-2	620,82		5,92	2,96	8,24
	3-4	466,18		4,44	2,22	
	3-8	641,71		6,11	3,06	
4	4-3	466,18		4,44	2,22	6,57
	4-5	271,19		2,58	1,29	
	4-7	642,56		6,12	3,06	
5	5-4	271,19		2,58	1,29	4,36
	5-6	644,29		6,14	3,07	
6	6-5	644,29		6,14	3,07	4,16
	6-7	229,3	2,19	1,09		

Tableau IV.2 : calcul des débits aux nœuds-cas de pointe-(suite)

N°	N°	Longueur	Qsp	Q _r	0.5Q _r	Q _n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
7	7-4	642,56	0,009529	6,12	3,06	6,41
	7-6	229,3		2,19	1,09	
	7-8	473,33		4,51	2,26	
8	8-3	641,71		6,11	3,06	6,81
	8-7	473,33		4,51	2,26	
	8-9	314,42		3,00	1,50	
9	9-8	314,42		3,00	1,50	3,27
	9-10	372,17		3,55	1,77	
10	10-2	423,86		4,04	2,02	5,72
	10-9	372,17		3,55	1,77	
	10-11	404,93		3,86	1,93	
11	11-10	404,93		3,86	1,93	6,53
	11-12	534,45		5,09	2,55	
	11-20	430,89		4,11	2,05	
12	12-11	534,45		5,09	2,55	6,65
	12-13	430,82		4,11	2,05	
	12-17	430,59		4,10	2,05	
13	13-12	430,82		4,11	2,05	5,19
	13-14	297,48		2,83	1,42	
	13-21	361,16		3,44	1,72	
14	14-13	297,48	2,83	1,42	3,38	
	14-15	138,75	1,32	0,66		
	14-22	273,17	2,60	1,30		
15	15-14	138,75	1,32	0,66	3,77	
	15-16	652,88	6,22	3,11		
16	16-15	652,88	6,22	3,11	5,20	
	16-17	437,75	4,17	2,09		
17	17-12	430,59	4,10	2,05	7,73	
	17-16	437,75	4,17	2,09		
	17-18	218,75	2,08	1,04		
	17-20	534,33	5,09	2,55		
18	18-17	218,75	2,08	1,04	3,59	
	18-19	533,93	5,09	2,54		
19	19-18	533,93	5,09	2,54	3,57	
	19-20	215,77	2,06	1,03		
20	20-1	207,99	1,98	0,99	6,62	
	20-11	430,89	4,11	2,05		
	20-17	534,33	5,09	2,55		
	20-19	215,77	2,06	1,03		

Tableau IV.2 : calcul des débits aux nœuds-cas de pointe-(suite)

N°	N°	Longueur	Q _{sp}	Q _r	0.5Q _r	Q _n
Nœuds	Tronçons	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
21	21-13	361,16	0,009529	3,44	1,72	1,72
22	22-14	273,17		2,60	1,30	1,30

IV.4.1.4 Détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie) :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent, mais seulement on doit s'assurer le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) qui se trouve au nœud N°9.

IV.4.2. Répartition arbitraire des débits :

Il suffit d'injecter la longueur, le coefficient de rugosité des conduites, le débit et la côte du terrain naturel de chaque nœud, pour obtenir la répartition arbitraire des débits.

La répartition arbitraire des débits est faite selon les principes de la méthode de HARDY CROSS qui repose sur les deux lois suivantes :

1^{er} loi : pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants (équation de la continuité $\sum Q=0$).

2^{ème} loi : la somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle ($\sum HL=0$).

Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe V.).

IV.4.3. Calcul du réseau par logiciel EPANET**IV.4.3.1. Définition**

EPANET est un logiciel de modélisation du système de distribution d'eau du domaine public développé par la **United State Environmental Protection Agency** (EPA) ou agence américaine de protection de l'environnement). Il effectue une simulation de comportement hydraulique et de qualité de l'eau dans les réseaux de

canalisations sous pression et est conçu pour être « un outil de recherche qui améliore notre compréhension du mouvement et du devenir des constituants de l'eau potable dans les réseaux de distribution. Epanet est apparu 1993.

EPANET est disponible à la fois en tant que programme à open-source. Son moteur de calcul est utilisé par de nombreuses sociétés de logiciels qui ont développé des packages propriétaires plus puissants. Le format de fichier d'entrée EPANET « .inp », qui représente la topologie du réseau, la consommation d'eau et les règles de contrôle, est pris en charge par de nombreux logiciels de modélisation gratuits et commerciaux. Par conséquent, il est considéré comme la norme de l'industrie.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La version du logiciel EPANET 2.

IV.4.3.2. Fonction et application

Le modèle EPANET a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. Voici quelques exemples :

- L'utilisation des formules hydraulique pour estimer les pertes de charges le long des tuyaux.
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs par des courbes caractéristique.
- Solveur de réseau hydraulique qui utilise la méthode de gradient proposée par Todini et Pilati, qui est une variante de la méthode de Newton-Raphson.
- Simulation de qualité de l'eau dans les canalisations.

IV.4.3.3. Résultats de la simulation

Les calculs sont présentés pour le cas d'un système à réservoir de tête en deux cas :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe + incendie.

Les résultats sont présentés successivement dans les tableaux (IV.3, IV.4, IV.5, IV.6).

a) Cas de pointe :

Les tableaux suivants résument les résultats de la simulation sur logiciel **EPANET**

Tableau IV.3 : Résultats de la simulation sur les conduites

N°	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert Charge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m
Tuyau 13--21	361,16	63	1,72	0,67	3.34
Tuyau 3--4	466,18	125	16,48	1,58	8.48
Tuyau 5--6	644,29	75	2,11	0,59	3.74
Tuyau 10--11	404,93	110	-10,13	1,25	5.62
Tuyau 12--17	430,59	90	3,15	0,58	1.92
Tuyau 15--16	652,88	110	-4,8	0,59	2.35
Tuyau 19--20	215,77	160	14,67	0,86	0.96
Tuyau 1--20	207,99	200	-45,12	1,69	2.44
Tuyau 1--2	197,43	250	61,59	1,47	1.38
Tuyau 3--8	641,71	90	-5,14	0,95	6.9
Tuyau 4--7	642,56	90	3,43	0,63	3.35
Tuyau 4--5	271,19	125	6,47	0,62	0.9
Tuyau 6--7	229,3	75	-2,05	0,57	1.3
Tuyau 7--8	473,33	90	5,02	0,93	4.9
Tuyau 8--9	314,42	90	6,69	1,24	5.5
Tuyau 9--10	372,17	160	9,96	0,58	0.8
Tuyau 2--10	423,86	200	-25,81	0,96	1,78
Tuyau 2--3	620,82	250	29,86	0,71	1,15
Tuyau 11--20	430,89	110	10,47	1,29	6,35
Tuyau 11--12	534,45	160	14,06	0,82	2,20
Tuyau 17--20	534,33	125	13,37	1,28	6,63
Tuyau 18--19	533,93	125	11,1	1,06	4,71
Tuyau 17--18	218,75	125	7,51	0,72	0,95
Tuyau 16--17	437,75	125	10	0,96	3,20
Tuyau 12--13	430,82	125	10,56	1,01	3,48
Tuyau 13--14	297,48	90	3,65	0,67	1,73
Tuyau 14--22	273,17	63	1,3	0,51	1,53
Tuyau 14--15	138,75	50	1,03	0,64	1,57
Tuyau RE--1	71,98	400	108,64	1,01	0,14

Tableau IV.4 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds

N°	Altitude	Demande	Charge	Pression
Nœud	m	LPS	m	m
Nœud N12	563,79	6,65	579,07	15,28
Nœud N11	563,83	6,53	581,27	17,44
Nœud N2	557,5	5,92	588,67	31,17
Nœud N1	564,61	1,93	590,06	25,45
Nœud N20	562,38	6,62	587,62	25,24
Nœud N17	558,03	7,73	580,99	22,96
Nœud N10	555,9	5,72	586,89	30,99
Nœud N13	560,14	5,19	575,59	15,45
Nœud N21	551,31	1,72	572,25	20,94
Nœud N14	562,52	3,38	573,86	11,34
Nœud N22	556,2	1,3	572,33	16,13
Nœud N8	562,22	6,81	580,59	18,37
Nœud N19	564,78	3,57	586,66	21,88
Nœud N3	561,8	8,24	587,52	25,72
Nœud N4	555,98	6,57	579,04	23,06
Nœud N5	553,62	4,36	578,14	24,52
Nœud N6	543,97	4,16	574,4	30,43
Nœud N7	543,32	6,41	575,69	32,37
Nœud N9	550,8	3,27	586,07	35,27
Nœud N18	567,49	3,59	581,94	14,45
Nœud N15	560,41	3,77	575,44	15,03
Nœud N16	567,12	5,2	577,79	10,67

Nous avons remarqué qu'il y a des vitesses acceptables entre 0.5 m/s et 2m/s, et on a aussi des pressions acceptables sur toutes le nœud.

La simulation sur logiciel EPANET est montrée dans la figure IV.1 :

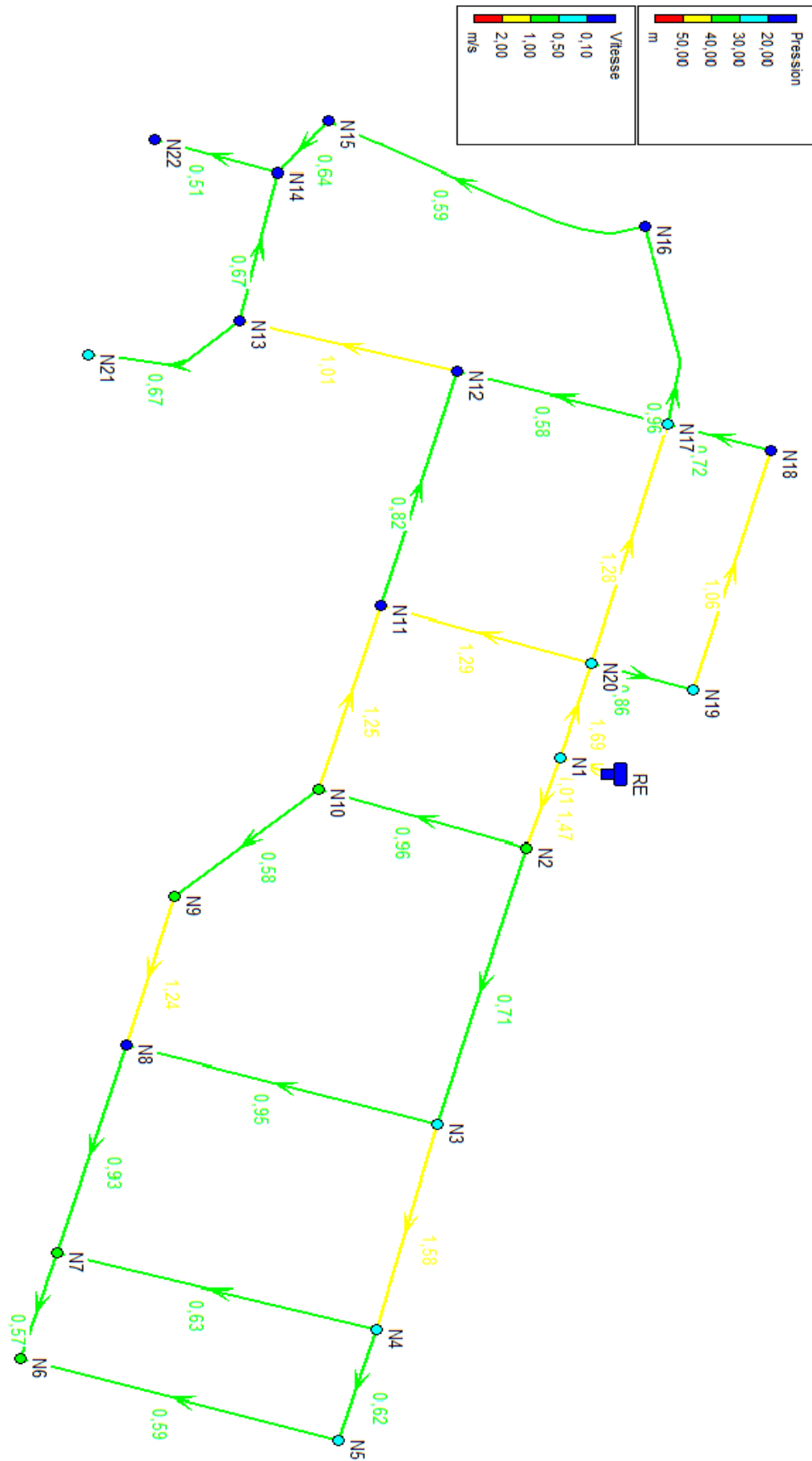


Figure IV.4: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe)

b) Cas de pointe + incendie :

Tableau IV.5 : Résultats de la simulation sur les conduites

N°	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert Charge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m
Tuyau 13--21	361,16	63	1,72	0,67	3,34
Tuyau 3--4	466,18	125	17,24	1,65	9,22
Tuyau 5--6	644,29	75	2,34	0,65	4,46
Tuyau 10--11	404,93	110	-8,53	1,05	4,11
Tuyau 12--17	430,59	90	3,67	0,68	2,53
Tuyau 15--16	652,88	110	-4,91	0,61	2,44
Tuyau 19--20	215,77	160	14,95	0,87	0,99
Tuyau 1--20	207,99	200	-46,72	1,75	2,60
Tuyau 1--2	197,43	250	76,99	1,84	2,08
Tuyau 3--8	641,71	90	-6,28	1,16	9,95
Tuyau 4--7	642,56	90	3,98	0,74	4,37
Tuyau 4--5	271,19	125	6,7	0,64	0,96
Tuyau 6--7	229,3	75	-1,82	0,51	1,05
Tuyau 7--8	473,33	90	4,26	0,79	3,64
Tuyau 8--9	314,42	90	4,79	0,89	2,99
Tuyau 9--10	372,17	160	25,06	1,46	4,40
Tuyau 2--10	423,86	200	-39,31	1,47	3,86
Tuyau 2--3	620,82	250	31,76	0,76	1,29
Tuyau 11--20	430,89	110	11,43	1,41	7,45
Tuyau 11--12	534,45	160	13,43	0,78	2,03
Tuyau 17--20	534,33	125	13,72	1,31	6,95
Tuyau 18--19	533,93	125	11,38	1,09	4,94
Tuyau 17--18	218,75	125	7,79	0,74	1,02
Tuyau 16--17	437,75	125	10,11	0,97	3,27
Tuyau 12--13	430,82	125	10,45	1	3,41
Tuyau 13--14	297,48	90	3,54	0,65	1,64
Tuyau 14--22	273,17	63	1,3	0,51	1,53
Tuyau 14--15	138,75	50	1,14	0,71	1,88
Tuyau RE--1	71,98	400	125,64	1,17	0,19

Tableau IV.6 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds

N°	Altitude	Demande	Charge	Pression
Nœud	m	LPS	m	m
Nœud N12	563,79	6,65	577,93	14,14
Nœud N11	563,83	6,53	579,96	16,13
Nœud N2	557,5	5,92	587,93	30,43
Nœud N1	564,61	1,93	590,01	25,4
Nœud N20	562,38	6,62	587,41	25,03
Nœud N17	558,03	7,73	580,46	22,43
Nœud N10	555,9	5,72	584,07	28,17
Nœud N13	560,14	5,19	574,52	14,38
Nœud N21	551,31	1,72	571,18	19,87
Nœud N14	562,52	3,38	572,88	10,36
Nœud N22	556,2	1,3	571,34	15,14
Nœud N8	562,22	6,81	576,68	14,46
Nœud N19	564,78	3,57	586,42	21,64
Nœud N3	561,8	8,24	586,63	24,83
Nœud N4	555,98	6,57	577,42	21,44
Nœud N5	553,62	4,36	576,46	22,84
Nœud N6	543,97	4,16	572	28,03
Nœud N7	543,32	6,41	573,05	29,73
Nœud N9	550,8	20,27	579,67	28,87
Nœud N18	567,49	3,59	581,48	13,99
Nœud N15	560,41	3,77	574,75	14,34
Nœud N16	567,12	5,2	577,2	10,08

On considère que l'incendie se déclenche au niveau de nœud N9, et on remarque qu'il reste tous jours dans le réseau des vitesses et des pressions acceptables.

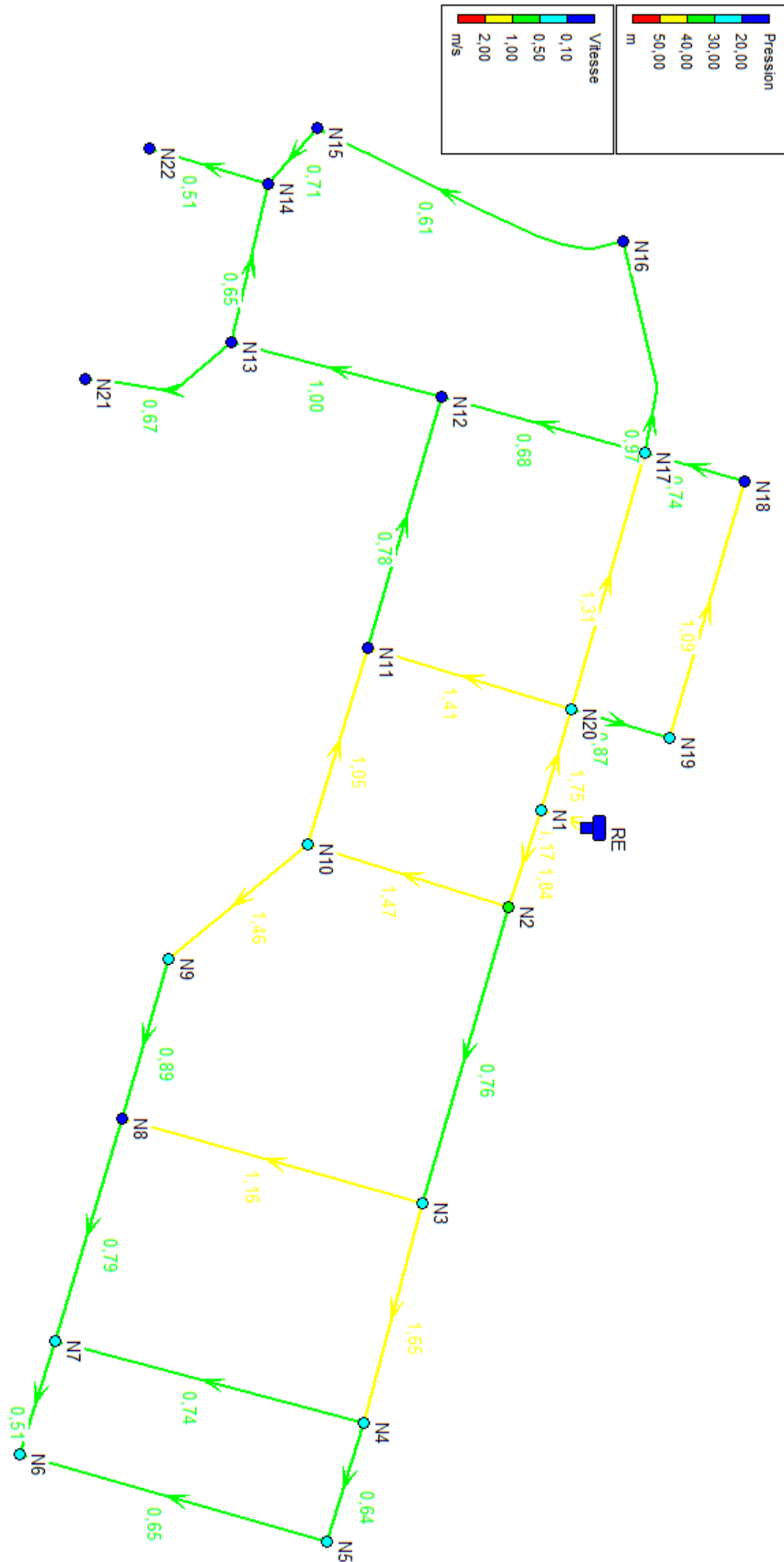


Figure IV.5: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe + incendie)

IV.5 Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel Epanet 2. Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 63 mm et 400 mm. Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

CHAPITRE V :
LES ACCESSOIRES
DU RESEAU

Chapitre V

LES ACCESSOIRES DU RESEAU**V.1. Introduction**

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

V.2. Rôle des accessoires

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

V.3. Organes accessoires utilisés dans le réseau :

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

V.3.1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- électriquement pour des robinets de grande dimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

V.3.1.1. Vanne à coin (à opercule)

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm.



Figure V. 1 : Robinets vanne à opercule

NB : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, (en respectant la règle (n-1) où n est le nombre de conduites aboutissant au nœud).

V.3.1.2. Vannes-papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge.



Figure V. 2 : Robinets vanne papillon

NB : Pour notre réseau, on place ce type de robinet au niveau du point de piquage.

V.3.1.3. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère.....etc.

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour là où sont installés les compteurs à un seul sens obligeant ainsi l'écoulement dans le sens indiqué par le compteur.



Figure V. 3 : Clapet anti retour

V.3.1.4. Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

NB : Dans notre cas on prévoit ces vannes aux points bas des conduites formant les mailles et au niveau des nœuds qui représentent les extrémités aval des ramifications pour vidanger, nettoyer et réparer ces dernières.

V.3.1.5. Robinets de branchement :

On distingue :

- les robinets d'arrêt qui sont placés à l'aval des points de raccordement des branchements. Leur rôle est d'isoler le particulier du réseau
- Les robinets de prise pour soutirer les débits, ils joueront également le rôle de dégazage.

V.3.2. Les ventouses

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

NB : Pour le cas d'un réseau de distribution, ils sont remplacés par des robinets de prise ils ne sont donc pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.

V.3.3. Les poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.

- 1- Chapeau
- 2- Arbre de manœuvre
- 3- Palier vissé
- 4- Ecrou de manœuvre
- 5- Vis de manœuvre
- 6- Clapet surmoulé
- 7- Siège
- 8- Raccord de prise
- 9- Coffre – cadre – tampon

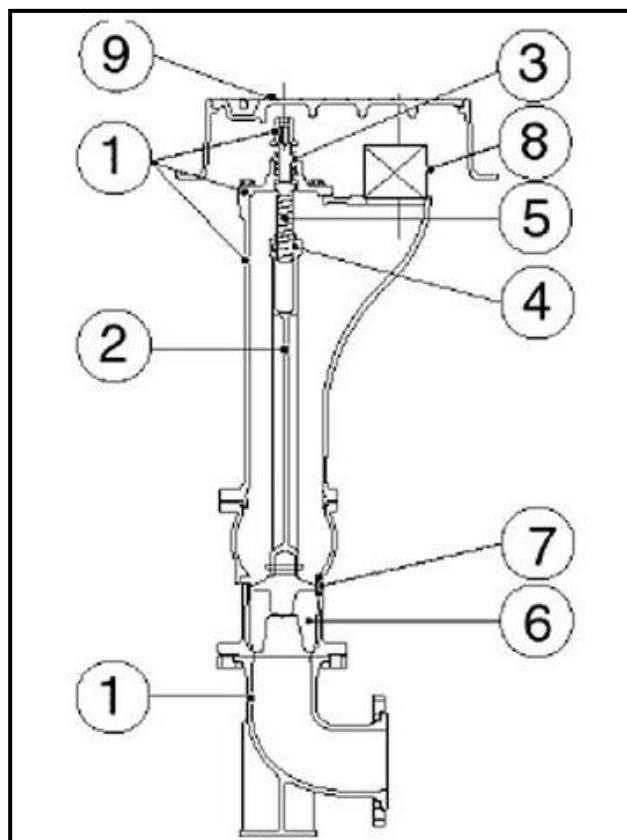


Figure V. 4 : Schéma de la bouche d'incendie

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 400m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 0,8 bar. On veille à choisir le coté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchement à la conduite de distribution.

V.3.4. Les raccords :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccords :

V.3.4.1. Soudure bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température $T = 230^{\circ}\text{C}$ de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l'une contre l'autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes. Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm

[5]



Figure V. 5 : Raccordement par machine de soudure bout à bout

V.3.4.2. Les raccords électro- soudables

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccords, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage [5].



Figure V. 6 : Raccordement par groupe électro-soudables

V.3.4.3. Les raccords mécaniques :

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et Chau freinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord. [5]

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

- **Les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- **Les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- **Les cônes** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- **Les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.
- **Clapets** : Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

V.3.5. Les organes de mesure

V.3.5.1. Mesure 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.

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

NB : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

V.3.5.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- a) **Manomètres à aiguilles :** Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

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

NB : Dans notre cas on prévoit un manomètre au point de piquage et au niveau des conduites quelques soit leur diamètre.

V.3.6. By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

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

NB : Dans notre cas, un by-pass est placé au niveau du point de piquage pour remplir les deux premiers rôles.

V.4. Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

CHAPITRE I
PRESENTATION
DE LA ZONE
D'ETUDE

CHAPITRE II

ESTIMATION DES

BESOINS EN EAU

POTABLE

CHAPITRE III

RESERVOIR

D'ALIMENTATION

EN EAU POTABLE

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT
DU RESEAU DE
DISTRIBUTION
D'EAU

CHAPITRE VI
PROTECTION DES
CONDUITES
CONTRE LE COUP
DE BELIER

CHAPITRE VII
POSE DE
CANALISATION ET
ORGANISATION
DE CHANTIER

CHAPITRE VIII
PROTECTION ET
SECURITE DE
TRAVAIL

Chapitre VI

Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1 Introduction :

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

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

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

VI.2 Causes du coup de bélier :

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

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

VI.3 Les risque dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.3.1 Risque de surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de

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

VI.3.2 Pression négative :

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

VI.3.3 Fatigues des conduites :

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

VI.4 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.
- Vanne à fermeture lente

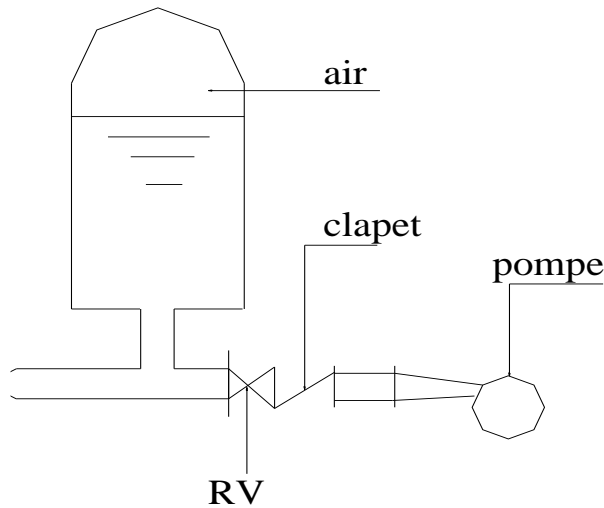
VI.4.1 Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie restitué au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.4.2 Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.



FigureVI. 1 Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

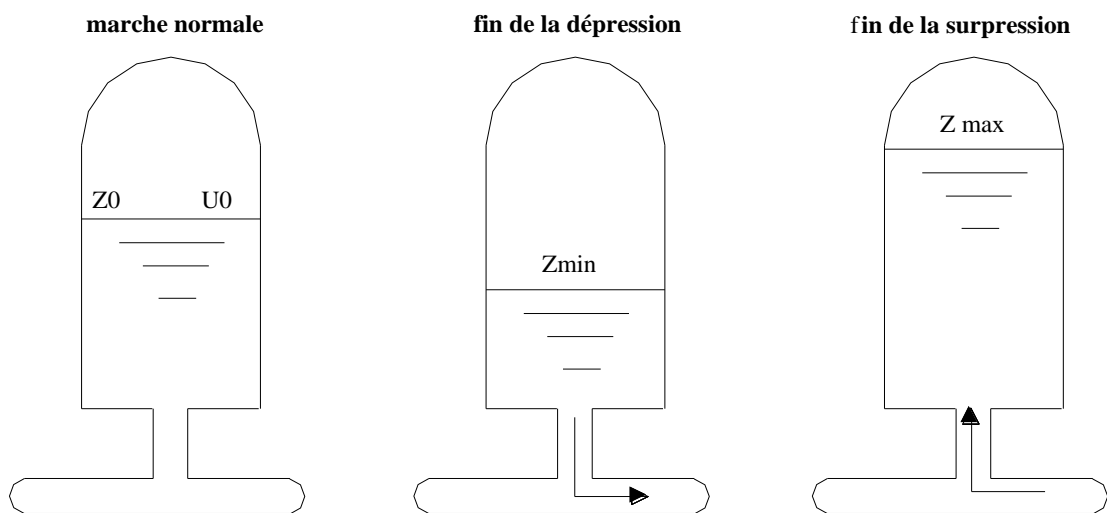


Figure VI.2 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

VI.4.3 Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

VI.4.4 Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage .un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

VI.4.5 Vanne à fermeture lente:

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

VI.5 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier (R1-N1) :

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

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation.

VI.5.1 Détermination de la célérité :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}}$$

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.07 \cdot 10^9$ à 20°C .

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{kg} / \text{m}^3$

E : Coefficient de l'élasticité de la conduite ; $E = 1.2 \cdot 10^9$

D : diamètre de refoulement (400mm) en PEHD.

e : Epaisseur de la conduite (mm),

$(K/\rho)^{1/2}$: Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

VI.5.2 Détermination de La vitesse d'écoulement en régime permanent :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q : le débit refoulé et D : diamètre de refoulement

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = H_g + \frac{cV_0}{g}$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = H_g - \frac{cV_0}{g}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Calcul Du Coup De Bélier pour la conduite (R-N1)

tronçon	D (mm)	L (m)	e (mm)	C	V ₀	H _g (m)	B	H _{max}	H _{min}
				(m/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)
R-N1	400	71,98	23,7	262,18	0,86	25,59	23,11	48,70	2,48

Le temps de fermeture de la vanne est régi par la formule :

$$tr = \frac{2L}{a}$$

tr : temps de fermeture de la vanne (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

a : célérité d'onde (m/s) ;

Tableau VI.2 : Calcul du temps de fermeture de la vanne

	L(m)	a(m/s)	tr(s)
R-N1	71.98	262.18	0.5

VI.6 Conclusion :

Les effets des coups de bélier peuvent être fatals dans un réseau, c'est pour cela que l'installation des moyens anti-béliers est primordiale malgré ces solutions qui ont vu le jour n'éradiquent pas le phénomène (Coup de bélier), par contre elles le limitent.

Afin de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes.

CHAPITRE VII
POSE DE
CANALISATION ET
ORGANISATION
DE CHANTIER

Chapitre VII

Pose de canalisation et organisation de chantier

VII.1. Introduction

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération, une chronologie des travaux à entreprendre, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

VII.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre.
- la Pose en mauvais terrains.
- la Pose en galerie.
- la Pose en pentes.
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.
- la Pose en immersion (cours d'eau).
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- la Passage de ponts.
- la Pose sans tranchée ouverte.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VII.2.1. Pose de canalisation en terre

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité. Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante (détaillé ci-après) avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel.

NB : tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire sauf quelques-uns, dont on a suggéré les poses citées ci-dessous.

VII.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Ce cas concerne, les tronçons qui seront posés dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30cm, comme l'indique la figure VII.1 ci-après :

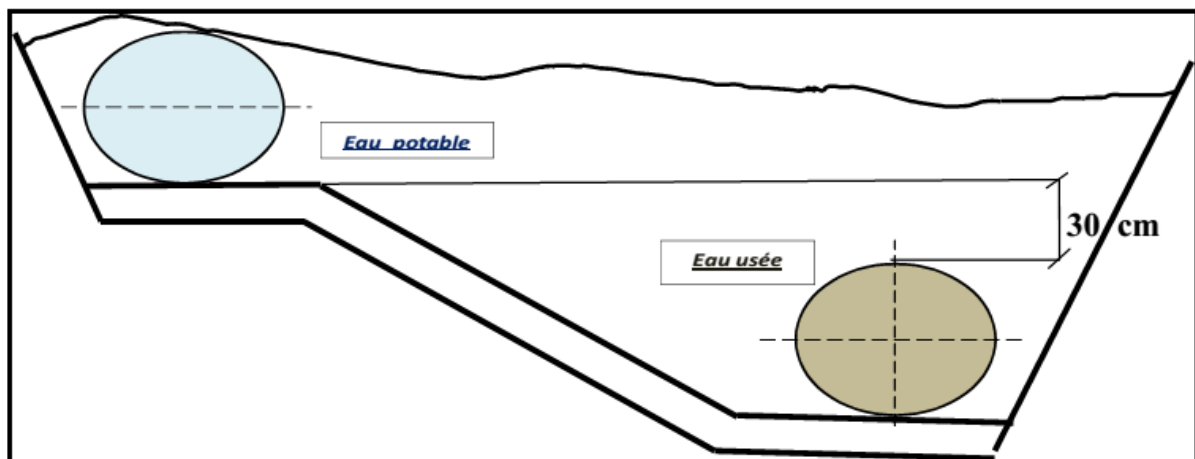


Figure VII. 1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

VII.2.3. Pose des conduites en traversées des routes

Cette pose sera appliquée pour les tronçons pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux

conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

NB : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines (voir Figure VII.2)

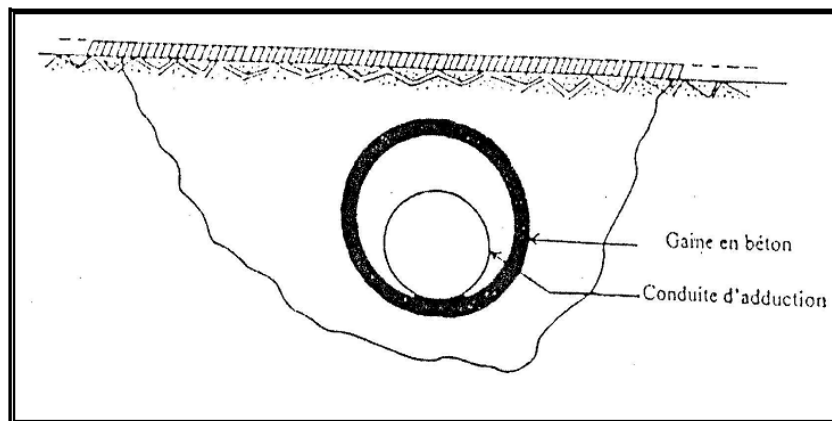


Figure VII. 2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine

VII.3. Les différents travaux de mises en place des canalisations

VII.3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VII.3.1.1. Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.3.1.2. Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on

procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.3.2. Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.3.2.1. Enlèvement de la couche végétale

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un Bulldozer.

VII.3.2.2. Réalisation des fouilles

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- Environnement.
- Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre).
- Nature du terrain (avec ou sans eau).
- Profondeur de pose.

NB : on choisit d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles.

VII.3.3 La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

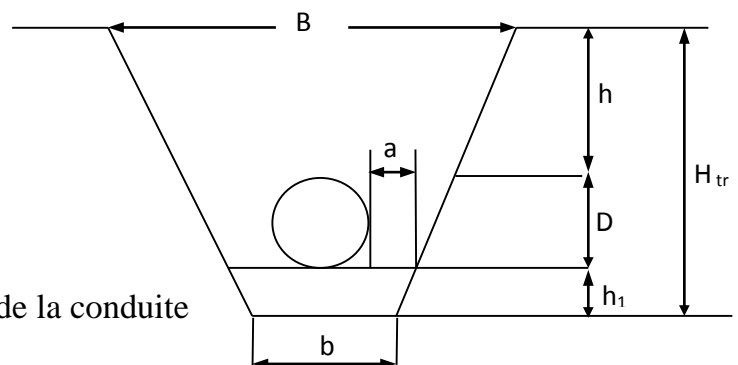
H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m.



D'où : $H_{tr} = 1,1 + D$. (m).

VII.3.4. Largueur de la tranchée :

La largueur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse $a=30$ cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a.$$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).

VII.3.5 Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII.1 : choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Dans notre cas le sol est sableux, d'où le coefficient de talus $m = 0.5$

c) Lit de pose

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à

0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

d) L'assise

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue. L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui.[9].

e) Grillage avertisseur

Un grillage avertisseur est un matériau à mailles larges généralement en plastique et dont la couleur indique ce qui a été enterré à l'aplomb de ce grillage.

Il existe 7 couleurs différentes¹ pour signaler ce qui est enterré :

Rouge : Électricité ; **Bleu : Eau potable** ; Vert : Télécom/Vidéo ; Jaune : Gaz ; Violet : Chauffage/Climatisation ; Orange : Produits Chimiques ; Blanc : Équipements routiers dynamiques ; Marron : Assainissement.

Le grillage avertisseur doit être enterré dans une tranchée, à une distance de 20 à 30 centimètres au-dessus de ce qui est à protéger. (Voir Figure VII.4)

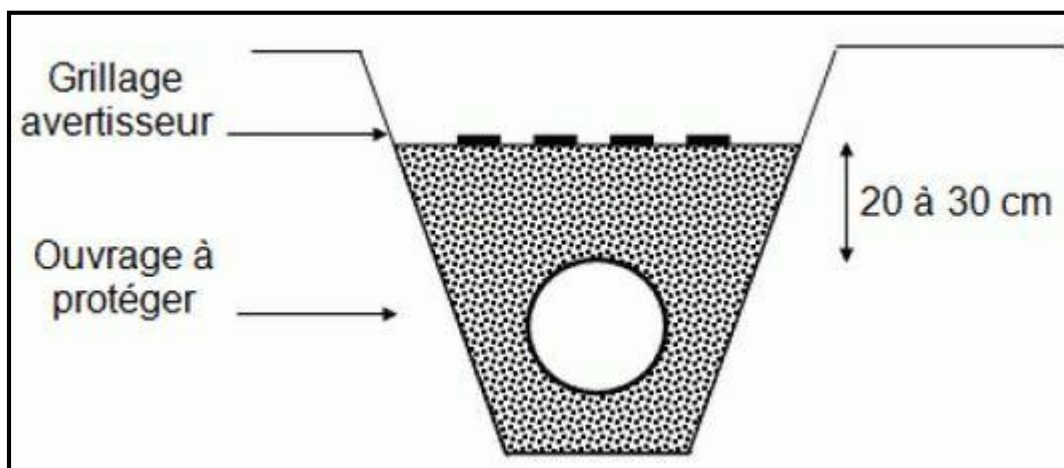


Figure VII. 3 : Pose du grillage avertisseur

VII.4. Calcul du volume du déblai :

Méthodologie de calcul :

VII.4.1. Section transversale de la tranchée (Str) :

$$\text{Str} = H_{\text{tr}} \times b + m \times H_{\text{tr}}^2$$

Pour le calcul on prend le diamètre de 250 mm.

$$H_{\text{tr}} = 1,1 + 0,25 = 1,35 \text{ m.}$$

$$b = 0,25 + 0,6 = 0,85 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } S_{\text{tr}} = 1,35 \times 0,85 = 2,42 \text{ m}^2.$$

Tableau VII. 2 : Calcul du volume du déblai

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	Str (m ²)	V _d (m ³)	V _{dT} (m ³)
50	138,75	0,65	1,15	1,67	232,16	22277,52
63	634,33	0,663	1,163	1,72	1089,69	
75	873,59	0,675	1,175	1,76	1537,14	
90	2800,09	0,69	1,19	1,81	5074,80	
110	1488,7	0,71	1,21	1,88	2804,67	
125	2892,95	0,725	1,225	1,94	5608,16	
160	1122,39	0,76	1,26	2,07	2322,14	
200	631,85	0,8	1,3	2,22	1404,60	
250	818,25	0,85	1,35	2,42	1982,82	
400	71,98	1	1,5	3,08	221,34	

Tableau VII. 3: Calcul du volume du lait de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	Str (m ²)	V _s (m ³)	V _{ts} (m ³)
50	138,75	0,65	0,1	0,07	9,99	911,59
63	634,33	0,663	0,1	0,07	46,50	
75	873,59	0,675	0,1	0,07	65,08	
90	2800,1	0,69	0,1	0,08	212,81	
110	1488,7	0,71	0,1	0,08	116,12	
125	2893	0,725	0,1	0,08	229,99	
160	1122,4	0,76	0,1	0,08	93,16	
200	631,85	0,8	0,1	0,09	54,97	
250	818,25	0,85	0,1	0,09	75,28	
400	71,98	1	0,1	0,11	7,70	

VII.5.1. Pose des conduites

1- Avant la descente des conduites aux fouilles, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs.

2- la descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.

3- Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux afin d'avoir une pente régulière entre deux regards, pour y opérer correctement on effectue des visées à l'aide des nivelettes tous les 80 m environ

4- Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.

5- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire.

NB : puisque nous avons des petits diamètres (la majorité des tronçons inférieurs à 250 mm) on va faire descendre les conduites manuellement.

VII.5.2. Epreuve de joints et de la canalisation

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII.5.3. Remblayage des tranchées

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu). Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

VII.5.3.1. Le remblai d'enrobage

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation,

Jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constituée du même matériau que celui de lit de pose.

VII.5.3.2. Le remblai supérieur

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation.

NB : nous utiliserons un chargeur pour le remblayage.

VII.6. Remblaiement des tranchées :

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

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

V_r : volume du remblai.

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

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

Tel que :

$$V_c = S_c * L$$

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

Tableau VII.4 : Calcul du volume du remblait

D (mm)	L (m)	V d (m3)	Vc	Vs	Vd	Vr	Vtr
50	138,7	184,2	1,09	9,99	232,16	221,08	20705,46
63	634,3	868,3	7,91	46,50	1089,69	1035,29	
75	873,5	1229,2	15,43	65,08	1537,14	1456,62	
90	2800	4075,1	71,22	212,81	5074,80	4790,77	
110	1488,7	2264,2	56,56	116,12	2804,67	2631,99	
125	2892,9	4545	141,94	229,99	5608,16	5236,23	
160	1122,3	1897,8	90,22	93,16	2322,14	2138,76	
200	631,8	1158,1	79,36	54,97	1404,60	1270,27	
250	818,2	1651,4	160,58	75,28	1982,82	1746,97	
400	71,98	188,9	36,16	7,70	221,34	177,48	

Tableau VII. 5: Volumes des travaux de pose de canalisation

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m3	22277,52
2	Lit de sable	m3	911,59
3	Remblais	m3	20705,46

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

Tableau VII.6: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 1.1 m³.

VII.6.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du gobet 1.1 m³.

Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8.

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur : Kt = 0,7- 0,9 prenons Kt = 0,8.

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du gobet

Tc = (15-30) s, on prend Tc = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 1,1 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 105,6 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour Rp = 844.8 m³/j.

VII.6.2. La durée d'excavation

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) et RP : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{22277,52}{844,8} = 26,37 \text{ jours}$$

VII.6.3. Nivellement et compactage

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

NB : nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

VI.6.4. Désinfection du réseau

Lors de la pose, la terre ou les poussières peuvent être introduites à l'intérieur des conduites, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de procéder à un nettoyage et un rinçage du réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- Le permanganate de potassium (KMnO₄) ;
- Hypochlorite de calcium (ClO₂Ca) ;
- L'hypochlorite de sodium (ClONa ou eau de javel).

Avec un temps de contact qui dépend du produit utilisé et de sa dose introduite ; en fin on procède au rinçage à l'eau claire. (Voir l'annexe VI.1)

Remarque : Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux, et si les résultats sont défavorables, l'opération est renouvelée dans les mêmes conditions.

VII.7. Estimation de coût des terrassements

VII.7.1. Devis estimatif de la pose de canalisation

Tableau VII. 7: Devis estimatif de la pose de canalisation

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m ³	22277,52	400,00	8911009,81
lit du sable	m ³	911,59	2000,00	1823187,98
Remblaiement	m ³	20705,46	400,00	8282184,21
conduite ø 400	ml	71,98	12147,9	874405,84
conduite ø 250	ml	818,25	4777,04	3908812,98

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
conduite \varnothing 200	ml	631,85	3070,52	1940108,06
conduite \varnothing 160	ml	1122,39	1990,09	2233657,12
conduite \varnothing 125	ml	2892,95	1204,43	3484355,77
conduite \varnothing 110	ml	1488,70	936,1	1393572,07
conduite \varnothing 90	ml	2800,09	827,34	2316626,46
conduite \varnothing 75	ml	873,59	590,53	515881,10
conduite \varnothing 63	ml	634,33	414,69	263050,31
conduite \varnothing 50	ml	138,75	380,72	52824,90

Tableau VII. 7 : Devis estimatif de la pose de canalisation (suite)

VII.7.2. Devis global

Tableau VII. 1 : Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	19016382,00
Conduites,	16983294,61
Totale HT	35999676,61
TVA 19%	6839938,556
TOTALE TTC	42839615,17

VII.8. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier, et la manière dont il faut procéder. Mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention de tuyaux, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, Pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement, et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise.

CHAPITRE VII :
PROTECTION ET
SECURITE DE TRAVAIL

Chapitre VIII

Protection et sécurité de travail

VIII.1. Introduction

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

Donc, la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante. L'essentiel objectif de la sécurité de travail est la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

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.

NB : Pour notre nous avons seulement la phase des travaux d'excavation et pose de canalisation.

VIII.2. Causes des accidents de travaux dans un chantier hydraulique

Dans tous les domaines d'activité, il existe un risque d'accident. L'accident est une conséquence dernière de conditions dangereuses et d'actes dangereux les trois principaux intervenants sont le matériel, le milieu de travail et le travailleur. C'est l'équipement de sécurité qui fait défaut dans l'usine, les machines qui sont mal conçues ou mal protégées. C'est le bruit, qui empêche d'entendre les signaux de sécurité, la chaleur, qui accroît la fatigue et nuit à la concentration, l'insuffisance de la ventilation, qui ne suffit pas à prévenir l'accumulation de vapeurs toxiques. C'est aussi le travailleur qui n'a pas reçu la formation requise ou qui manque d'expérience.

L'homme n'est pas une machine, il fait parfois des erreurs. Une erreur peut être le fait de toute personne qui a quelque chose à voir avec les plans, la construction, l'installation, la direction, la surveillance et la marche de l'usine et de tout ce qui s'y trouve.

L'étude des causes d'accident est très complexe. Des théories ont été avancées pour expliquer comment les accidents se produisent et comment on peut les empêcher de se produire de nouveau.

Une classification simple suivant la cause avec les grandes rubriques suivantes : machines, transports, explosions et incendies, substances toxiques, brûlantes ou corrosives, électricité, chute de personnes, marche sur des objets ou choc contre des obstacles, chute d'objets, éboulements, manutention d'objets sans appareils mécaniques, outils à main, causes diverses.

Cette classification n'a pas donné satisfaction, elle laissait une trop grande marge d'interprétation et elle couvrait mal la multiplicité des facteurs qui, en se combinant, peuvent conduire à un accident.

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

VIII.2.1. Facteurs humains

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

VIII.2.2. Facteurs matériels

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)[11].

VIII.3. Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.

- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.4. Liste des actions dangereuses

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

VIII.5. Coût des accidents

On a rarement cherché à évaluer ce que coûtent ces accidents à l'économie nationale avec précision. Est-il vraiment possible de le chiffrer et, dans l'affirmative, quel est l'intérêt du calcul pour la prévention ? A vrai dire, quel est le prix d'une vie humaine ?

Du point de vue économique, chacun sait que les accidents, par les dommages qu'ils causent, coûtent de l'argent. Alors l'employeur, responsable en dernier ressort. Diverses estimations purement financières du coût annuel des accidents du travail ont été faites, d'après les statistiques disponibles, les accidents du travail ont coûté, quelque milliards de dollars, sans compter les dégâts matériels.

De nombreux éléments de ce coût peuvent être aisément chiffrés, d'autres sont beaucoup moins faciles à cerner. Certains auteurs distinguent les coûts directs et les coûts indirects, et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.). En raison même de la multiplicité des éléments qui entrent en jeu, il semble qu'il n'y ait guère d'accord sur ce que sont exactement les coûts indirects des accidents. Voici une petite liste d'évaluation :

1- Coût du temps perdu par la victime de l'accident.

2- Coût du temps perdu par les autres salariés qui ont interrompu leur travail :

- par curiosité
- par amitié pour la victime
- pour porter secours à la victime
- pour d'autres raisons.

3 -Coût du temps perdu par les agents de maîtrise, les chefs de service et autres cadres :

- pour venir en aide à la victime.
- pour rechercher les causes de l'accident.
- pour trouver un autre salarié qui puisse remplacer la victime, le former ou le mettre au courant.
- pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.

4 -Coût du temps des secouristes et du personnel des services hospitaliers, lorsque ce coût n'est pas pris en charge par une compagnie d'assurances.

5 -Dommages subis par les machines, l'outillage ou d'autres biens, perte de matières ou de fournitures.

6 - Coûts qu'entraînent la désorganisation de la production, les retards de livraison.

VIII.6. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VIII.6.1. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.) [11]

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'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VIII.6.2. Protection collective

VIII.6.2.1. Equipement de mise en œuvre du béton

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

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

VIII.6.2.2. Engin de levage

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

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

VIII.6.2.3. Appareillage électrique

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

VIII.6.2.4. Formation des salariés à la sécurité

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste.

Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique lors de la formation professionnelle, elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

VIII.6.2.5. Prévention médicale : (Les missions du médecin du travail)

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- Postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- Poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

VIII.6.2.6. Prévention pour les conducteurs d'engin

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.

VIII.7. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la zone d'OUED NECHOU de la Wilaya de Ghardaia.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques de la population a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer l'état de l'approvisionnement en eau de la zone à l'horizon 2038.

Dans un troisième temps, un dimensionnement du réseau de distribution, avec la fourchette de diamètre varie entre (63÷400) mm en PEHD, avec une étude estimative du coût des travaux, en suit les conditions de sécurité nécessaires pour le bon avancement du projet, et la gestion détaillé de system d'alimentation en eau après la réalisation.

Pour l'ouvrage de stockage existant est satisfaisant, mais pour la source d'eau on a proposé de projeté un nouveau forage de débit d'exploitation égal à 30 l/s Pendant 20 Heures, pour compléter le déficit qui environ de 2129.6 m³/j. l'horizon, et on a prés on considération tous les accessoires nécessaires, pour protéger tous le system.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et de control du fonctionnement de système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations.

Ce projet m'a permis d'acquérir une expérience professionnel, il m'a aidé à découvrir de nombreuses connaissances et techniques dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

On espère que ce travail puisse servir à l'amélioration de l'état d'approvisionnement en eau potable dans les zones sahariennes à l'horizon précis, satisfaire leur habitants et participation dans la croissance locale.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques :

- [1] **BENACHENHOU, A., & BENACHENHOU, Y.** Ghardaïa pour un développement durables. Alpha éditions.
- [2] **SALAH, B.** (1994). Cours d'alimentation en eau potable. Blida: ENSH.
- [5] **Chiali.** Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires.
- [6] **Dupont, A.** (1979). Hydraulique Urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution.
- [9] **TUBEX.** Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).
- [10] **CARLIER, M.** (1972). Hydraulique générale et appliqué. Eyrolles Paris.

Références par site :

- [4] **BLINDU, I.** (2004). Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques. Récupéré sur : www.emse.fr/site/themerecherche/Blindu_Chapitre_I.pdf
- [7] **Plastech Plus inc.** (2014, octobre 14). Les différences entre le PVC et le PEHD. Récupéré sur Plastech Plus inc. : <http://www.plastechplus.ca/nouvelles/les-differences-entre-le-pvc-et-le-pehd-69.aspx>

ANNEXES

Tableau I : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

Tableau II : Variation du coefficient β_{\max}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau III : Variation du coefficient β_{\min}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Tableau V : Tube PEHD eau potable (PN06)

Référence	Désignation	Diamètre Ex en mm	Épaisseur en mm	Diamètre Int en mm	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
11 002 0201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
11 002 0251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
11 002 0321	Tube PEHD	32	2.0	28	0.31	0.62
11 002 0401	Tube PEHD	40	2.0	36	0.51	1.02
11 002 0501	Tube PEHD	50	2.4	45.2	0.80	1.60
11 002 0631	Tube PEHD	63	3.0	57	1.28	2.55
11 002 0751	Tube PEHD	75	3.6	67.8	1.81	3.61
11 006 0901	Tube PEHD	90	3.5	83	2.71	5.41
11 006 1101	Tube PEHD	110	4.2	101.6	4.05	8.11
11 006 1251	Tube PEHD	125	4.8	115.4	5.23	10.46
11 006 1601	Tube PEHD	160	6.2	147.6	8.56	17.11
11 006 2001	Tube PEHD	200	7.7	184.6	13.38	26.76
11 006 2501	Tube PEHD	250	9.6	230.8	20.92	41.84
11 006 3151	Tube PEHD	315	12.1	290.8	33.21	66.42
11 006 4001	Tube PEHD	400	15.3	369.4	53.59	107.17
11 006 5001	Tube PEHD	500	19.1	461.8	83.75	167.49
11 002 6301	Tube PEHD	630	33.1	563.8	124.83	249.65

Source : STPM CHIALI

Tableau IV : Tube PEHD eau potable (PN10)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre Int (mm)	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 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