

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 de Menea " projet de pole " (w.Ghardaia) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0022-18

APA Citation (توثيق APA):

Taleb Brahim, Zakaria (2018). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Menea " projet de pole " (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DE MENEVA « projet de pôle »
(W.GHARDAIA)**

Présenté Par :

Mr. TALEB BRAHIM Zakaria .

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r .D.KAHELERRAS	M.C.B	Président
M ^r . A.HABOUCHE	M.A.A	Examineur
Mme. L.KADI	M.A.A	Examineur
M ^r .Y.DARNOUNI	M.A.A	Examineur
Mme.S.BELLABAS CHRIFI	M.A.A	Promoteur

Juin- 2018

Dédicace

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

A mes très chers parents « Brahim » « Khadra ».

Mes frères Khaled, Oualid, Riad et ma sœur Hadia. à qui je dois toute ma réussite et à qui je serai reconnaissant.

A ma fiancée Radia .

A Tous mes oncles mes tantes et mes cousins et toutes la famille
surtout ma cousine Imen .

A mes cher amis : Djaber ,Othman , Mohamed et Nadir

A tous mes amis : BRAHIM, AZIZ, YOUCEF, SLIMAN, AYYOUB, AZEDDINE,
SLIMANE BENSEGHIER ,RIAD . Et tous que je le connaitre à mon parcours d'étude

A tous les étudiants de L'ENSH.

Zakaria TALEB BRAHIM.

Remerciement

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

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement mon promoteur : M^{me} S.BELLABAS CHRIFI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Mes remerciements à ma mère et mon père...

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

Je tiens à remercier aussi :

-  *✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
-  *✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

ملخص:

إن انشاء أو توسعة أي مدينة يجب أن يكون مصحوبا بتنمية القطاعات الحيوية , كالتزويد بشبكة المياه الصالحة للشرب .

الهدف من هذه الدراسة هو وضع مخطط للتزويد بشبكة المياه الصالحة للشرب لمشروع القطب (المدينة الجديدة) لبلدية المنيعية ولاية غرداية , حيث أن هذا الأخير سينظم ويلبي حاجيات التوزيع في المستقبل.

Résumé :

La création ou l'expansion d'une ville doit être suivi par le développement des secteurs vitaux, comme d'un système d'alimentation en eau potable.

L'objectif de cette étude est d'élaborer un plan d'approvisionnement en eau potable de la nouvelle ville (projet de pôle) pour la commune d'El-Mniaa, wilaya de Ghardaia, qui organisera et satisfera les besoins des habitants .

ABSTRACT:

The creation of any town can be realized by the development of many important fields such water supply network.

The goal of this study is to make a plan for the new town that is situated in the commune of MENEA , City of GHARDAIA, so as to meet the population with drinking water.

Chapitre -I Présentation de la zone d'étude

I-1/ Introduction :	2
I 2-/ Situation géographique :	2
I 2-1/ Localisation du site de la nouvelle ville (projet de pôle) :	2
I-3/ Situation géologique et hydrogéologique	3
I-3-1/ la nappe de l'albien (ci) dans la region :	4
I-4/ Situation climatique	4
I-4-1/ Température :	4
I-4-2/ Pluviométrie :	5
I-4-3/ Humidité :	5
I-4-4/ Les vents :	5
I-4-5/Synthèse climatique :	5
I-5/Forages.....	5
I-6/ Conclusion.....	6

Chapitre -II Estimation des besoins en eau potable

II-1/ Introduction :	7
II -1- Evaluation de la population :	7
II-2/ Consommation moyenne journalière :	7
II-3/ Besoins en eau par catégorie :	8
II-3-1/ Besoins domestiques :	8
II-3-2/ Besoins administratifs :	8
II-3-3/ Besoins scolaires :	8
II-3-4/ Besoins sanitaires :	9
II-3-5/ Besoins socioculturels :	9
II-3-6/ Besoins commerciaux :	9
II-3-7/ Besoins d'arrosage :	9
II-3-8/ Récapitulation des besoins en eaux de la ville :	10
II-4-Variations de la consommation journalière :	10
II-4-1- Consommation maximale journalière :	10
II-4-2- Consommation minimale journalière :	11
II-4-3- Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) :	11
II-4-4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :	12
II-5- Détermination des débits journaliers :	12
II-5-1-Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :	12
II-5-2-Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	12
II-6/ Détermination des débits horaires :	13
II-6-1/ Débit moyen horaire :	13
II-6-2/ Détermination du débit maximum horaire :	13
II-7/ Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	13
II-8/ Conclusion :	16

Chapitre III Réservoir d'alimentation en eau potable

Introduction :	17
III-1/ Rôle des réservoirs :	17
III-2/ Choix du type du réservoir :	18
III-3/équipement de réservoir :	18
III-3-1/ Conduite d'arrivé ou d'alimentation :	20
III-3-2/ Conduite de départ ou de distribution :	20
III-3-3 /Conduite de trop-plein :	21
III-3-4 /Conduite de décharge ou de vidange :	21
III-3-5/ Conduite by-pass :	21
III-4/ Emplacement des réservoirs :	22
III-5/Principe de fonctionnement :	22
III.6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :	23
III-7/ Conclusion :	24

Chapitre IV Le Réseau De Distribution

IV-1/ Introduction :	25
IV-2/ Choix du matériau des conduites :	25
IV-2-1/ Tuyaux en fonte :	25
IV-2-2/ Tuyaux en acier :	25
IV-2-3/ Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) :	25
IV-2-4/ Tuyaux en PEHD (polyéthylène haute densité) :	25
IV-3/ Les types de réseaux :	26
IV-3-1/ Les réseaux maillés :	26
IV-3-2/ Réseaux ramifiés :	26
IV-3-3/ Réseaux étagés :	26
IV-4/ Conception du réseau de l'agglomération :	26
IV-5/ Principe du tracé du réseau :	27
IV-6/ Calcul hydraulique du réseau combiné :	27
IV-6-1/ Calcul des débits :	27
IV-6-1-1/ Détermination du débit spécifique :	27
IV-6-1-2/ Calcul des débits en route :	28
IV-6-1-3/ Détermination des débits nodaux :	28
IV-6-4 / Calcul du réseau de distribution (cas de pointe +Incendie) :	29
IV-7/ Calcul du réseau par logiciel EPANET:	31
IV-7-1/ présentation du logiciel :	31
IV-7-1-1/ Définition :	31
IV-7-1-2/ Capacités pour la Modélisation Hydraulique :	32
IV-7-2/ Les résultats de calcul :	32
IV-7-2-1/ Cas de pointe :	32

IV-7-2-2/ Cas de pointe+incendie :	36
IV-8/ Équipement du réseau de distribution :	39
IV-8-1/ Type du matériau de canalisation :	39
IV-8-1/ Appareils et accessoires du réseau :	39
IV-8-2/ Robinets vannes :	39
IV-8-3/ Bouches ou poteau d'incendie :	39
IV-8-4/ Les organes de mesure :	40
IV-8-4-1/ Mesure de débit :	40
IV-8-4-1/ Mesure de pression :	40
IV-8-5/ Pièces spéciales de raccordements :	40
IV-8-7/ Clapets :	40
IV-9 Conclusion :	40

CHAPITRE : V

ORGANISATION DU CHANTIER

V-1/Introduction :	41
V-2/Définition :	41
V-3/ Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP :	41
V- 4 /Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :	41
V- 4-1 /Matérialisation de l'axe :	41
V- 4-2 / Nivellement de la plate-forme de pose :	41
V- 4-3 / Excavation des tranchées :	41
V-5/ Choix de la section transversale de la tranchée :	42
V-5-1/ La profondeur (htr) :	42
V-5-2/ Largeur de la tranchée :	42
V- 5-3 / Choix du coefficient du talus :	43
V-5-4/ Distance de la mise du cavalier :	43
V-5-4-1/ Section transversale de la tranchée (S tr).	43
V-5-4-2/ Section du cavalier (S).....	43
V-5-4-3/ hauteur du cavalier (H c) :	43
V-5-4-4/ Distance de la mise du cavalier (A) :	44
V-6/Choix des machines de terrassement :	44
V-6-1/ Pelle équipée en butée :	44
V-6-2/ Pelle équipée en rétro :	44
V -7/ Calcul du rendement d'exploitation de la pelle :	45
V-8/ Calcul du temps d'exécution :	46
V-9/ Choix du bulldozer :	46
V-10/ Aménagement du lit de pose des conduites :	47
V-11/ Pose de conduite :	48
V-12/ Epreuve de joint et de la canalisation :	48
V-13/ Remblaiement de la tranchée :	48
VI.14/ Devis estimatif de la pose de canalisation :	49

V-15/Devis global :.....	50
V-16/Conclusion :.....	50

CHAPITRE : VI PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

VI-1/Introduction :.....	51
VI-2/Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :.....	51
VI-2-1/Facteurs humains :	51
II-2-2/Facteurs matériels :	51
VII-3/Liste des conditions dangereuses :.....	52
VII-4/Liste des actions dangereuses :	52
VII-5/Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :.....	53
VII-5-1/Protection individuelle :	53
VII-5-2/Protection collective :.....	53
VII-5-2-1/Equipement de mise en œuvre du béton :.....	53
VII-5-3/Engin de levage :.....	53
VII-5-4/Appareillage électrique :	53
VII-6/Conclusion :.....	54

Chapitre VII : Gestion de réseau

Introduction :.....	55
VII.1/ But de la gestion :	55
VII.2.1/ le réservoir :	55
VII.2.2/ Les conduits :	57
VII.2.2.1/ Lutte contre le phénomène de corrosion :.....	57
VII.2.2.2/ Lutte contre l'entartrage :	57
VII.2.2.3/ Surveillance et entretien de réseaux de distribution :	58
VII.3 Recherche des fuites :	58
VII 4/ Rendement d'un réseau :.....	59
Conclusion :	59

Liste des tableaux .

Chapitre -I Présentation de la zone d'étude

<i>Tableau I.1</i> : Moyenne des températures station El Meniaa (ONM, 2017).....	4
<i>Tableau I.2</i> : Moyenne des précipitations (ONM, 2017).	5
<i>Tableau I.3</i> :Moyenne des humidités (ONM, 2017).	5
<i>Tableau I.4</i> : les caractéristiques des forages existants dans la région.....	6

Chapitre -II Estimation des besoins en eau potable

<i>Tableau II.1</i> : nombre des habitants.....	7
<i>Tableau II.2</i> : besoin domestique moyenne à l'horizon 2038.	8
<i>Tableau II-3</i> : évaluation des besoins administratifs.	8
<i>Tableau II-4</i> : évaluation des besoins scolaires.	8
<i>Tableau II-5</i> : évaluation des besoins sanitaires.	8
<i>Tableau II-6</i> : évaluation des besoins socioculturels.	9
<i>Tableau II-7</i> : évaluation des besoins commerciaux.	9
<i>Tableau II-8</i> : évaluation des besoins d'arrosage.	9
<i>Tableau II-9</i> : Récapitulation des besoins en eaux de la ville.	10
<i>Tableau II-10</i> : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.	11
<i>Tableau II-11</i> : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.	12
<i>Tableau II-12</i> : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.	14
<i>Tableau II-13</i> :Variation des débits horaires.....	15

Chapitre III Réservoir d'alimentation en eau potable

<i>Tableau III.1</i> : détermination de la capacité du réservoir	22
--	----

Chapitre IV Le Réseau De Distribution

<i>Tableau IV-1</i> : Détermination de débit spécifique.....	27
<i>Tableau IV.2</i> : calcule des débits aux nœuds-cas de pointe-	28
<i>Tableau IV-3</i> : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie).....	30
<i>Tableau IV.4</i> : Résultats de la simulation sur les conduites.	32
<i>Tableau IV.5</i> : Résultats de la simulation au niveau des nœuds	33
<i>Tableau IV.6</i> : Résultats de la simulation sur les conduites.	36
<i>Tableau IV.7</i> : Résultats de la simulation au niveau des nœuds.	37

CHAPITRE : V ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau V-1 : choix du coefficient du talus.....	43
Tableau V-2 : Coefficient de foisonnement.	43
Tableau V-3 : volume de déblai total et les paramètres pour la détermination de la pelle.	45

Tableau V-4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	45
Tableau V-5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.	46
Tableau V-6 : Volume total du lit de sable.	47
Tableau V-7 : Volume occupé par les conduites.....	49
Tableau V-8 : Le volume total du remblai.	49
Tableau V.9 : Devis estimatif de la réalisation de projet	49
Tableau V.10 : Devis estimatif global.	50

Liste des figures

Chapitre -I Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Carte géographique de la commune de El Meniaa. (GHARDAIA)2

Figure I .2: Situation géographique de la nouvelle ville (projet de pôle)3

Chapitre -II Estimation des besoins en eau potable

Figure II-01 : histogramme de la consommation journalière. 16

Figure II-02 : courbe cumulée de la consommation 16

Chapitre III Réservoir d'alimentation en eau potable

Figure III.1 : Conduite d'arrivée. 19

Figure III.2 : Conduite de départ..... 19

Figure III.3: Conduite de trop plein et de trop plein. 20

Figure III.4: By passe avec la conduite d'arrivée et de départ. 20

Figure III.5: Schéma Récapitulatif21

Chapitre IV Le Réseau De Distribution

Fig. IV.1: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe). 35

Fig. IV.2: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe + incendie)... 38

Fig. IV.3: poteau d'incendie..... 39

CHAPITRE : VI ORGANISATION DU CHANTIER

Figure V-1 : Schéma d'une tranchée.....42

Figure V-2 : Pelle équipée en rétro44

Fig. V-4: pose de la conduite dans la tranchée.....48

Listes des planches

Planche 01 : Les accessoires dans le réseau d'AEP.

Planche 02: Carnet des nœuds .

Planche 05 : plan de masse de la nouvelle ville (projet de pôle) .

Planche 04 : réseaux de distribution en eaux potable.

Planche 03 : Profil en long de la conduite principale réservoirs--n 07 .

Introduction

GENERALE

Introduction générale

« L'eau est la vie », c'est l'expression qui révèle la valeur et l'importance de cette ressource naturelle comme composant de l'écosystème.

En Algérie, le secteur de l'eau fait l'objet d'une attention particulière de la part des pouvoirs publics qui lui consacrent des moyens de plus en plus importants. La construction de nouveaux barrages, la réalisation de grands transferts régionaux et de grandes adductions urbaines et agricoles, ont permis d'augmenter nettement le volume des ressources en eau mobilisées et d'améliorer les conditions d'approvisionnement des régions et des agglomérations déficitaires.

Ce travail est organisé de manière à couvrir les axes d'analyse suivants :

Présentation de la région d'étude la nouvelle ville (projet de pôle) (situation géographique, topographique, climat, démographique et hydraulique), et la proposition des problématiques dans le chapitre I.

Le calcul des besoins en eau de à l'horizon d'étude 2038, avec la détermination des définites, Les différents calculs sont traités et présentés successivement dans le chapitre II.

Les réservoirs ; leurs emplacements, leurs rôles, la détermination de leurs capacités et projection d'un si nécessaire, présentés avec plus de détail dans le chapitre III.

Le choix du tracé, le type des matériaux des canalisations et le dimensionnement des conduites de refoulement sont exposés dans le chapitre IV.

Le chapitre V, pour le calcul des volumes des travaux de la conduite d'adduction et la station de pompage, et donner quelques notions pour l'amélioration de sécurité de chantier.

Dans le chapitre VII, on proposant quelques recommandations et précautions pour une bonne gestion de réseaux d'alimentation en eau potable. Enfin. Ce présent travail est terminé par une conclusion générale.

Chapitre -I

Présentation de la zone d'étude

I-1/ Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

I 2-/ Situation géographique :

El Meniaa, s'étend sur une superficie de 27 000 km², c'est une oasis rattachée { la wilaya de Ghardaïa et se trouvant à mi-chemin sur l'axe routier "Alger-Tamanrasset".

El Meniaa est à une altitude de 397m au-dessus de la mer, avec une longitude de : 2° 52' 47'' Est et une latitude de : 30° 35' 20'' Nord. Concernant les limites géographiques, elle se trouve presque dans le centre de sahara septentrional ; limitée au Nord par la daïra de Hassi Lefhal, au Sud par la daïra de Hassi El Gara, à l'Est par le Hamada de Ouargla et à l'Ouest par l'Erg- occidental.

Elle compte plus de 40 195 habitants soit une densité de population de 1.5 habitants/ km².

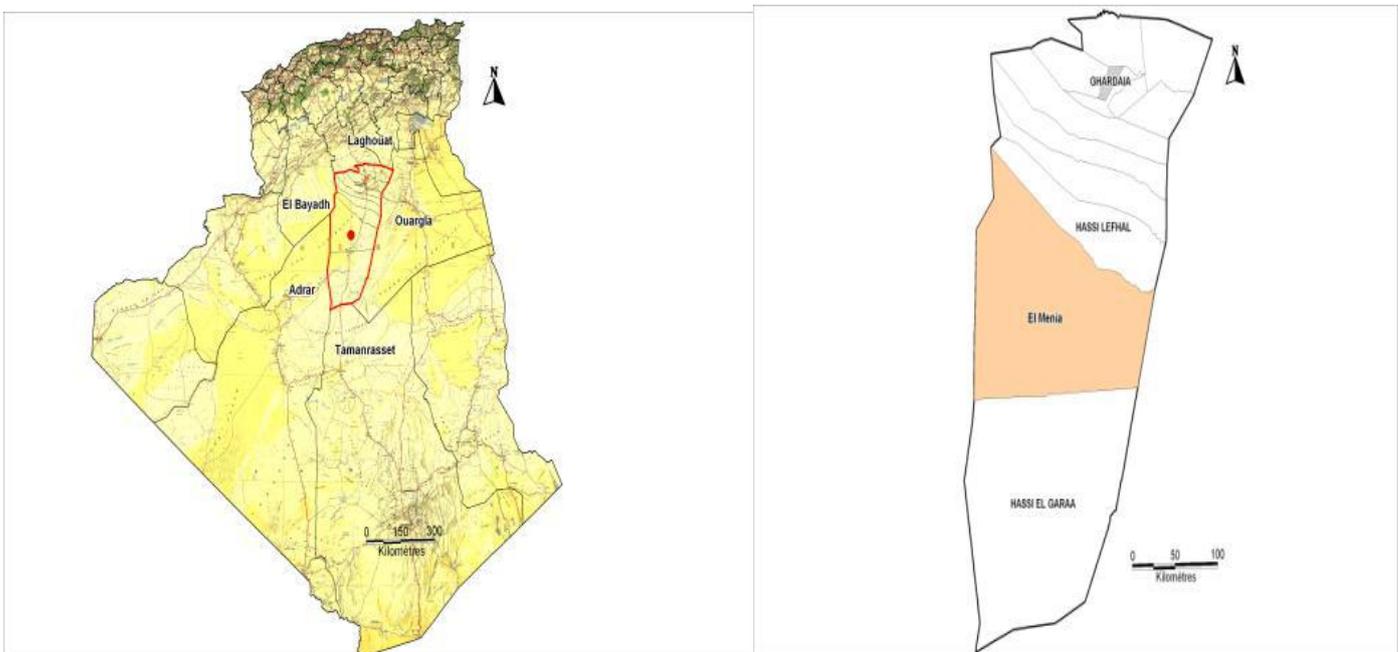


Figure I.1:Carte géographique de la commune de El Meniaa. (GHARDAIA) (source DRE).

I 2-1/ Localisation du site de la nouvelle ville (projet de pôle) :

Le site de la nouvelle ville fait partie du plateau de hamada ,il est situé au Nord-est El Meniaa et il est limité au Nord-est par le plateau de hamada (terrain vague) et à l'Ouest et Sud-ouest par les talus et la ville El Meniaa.

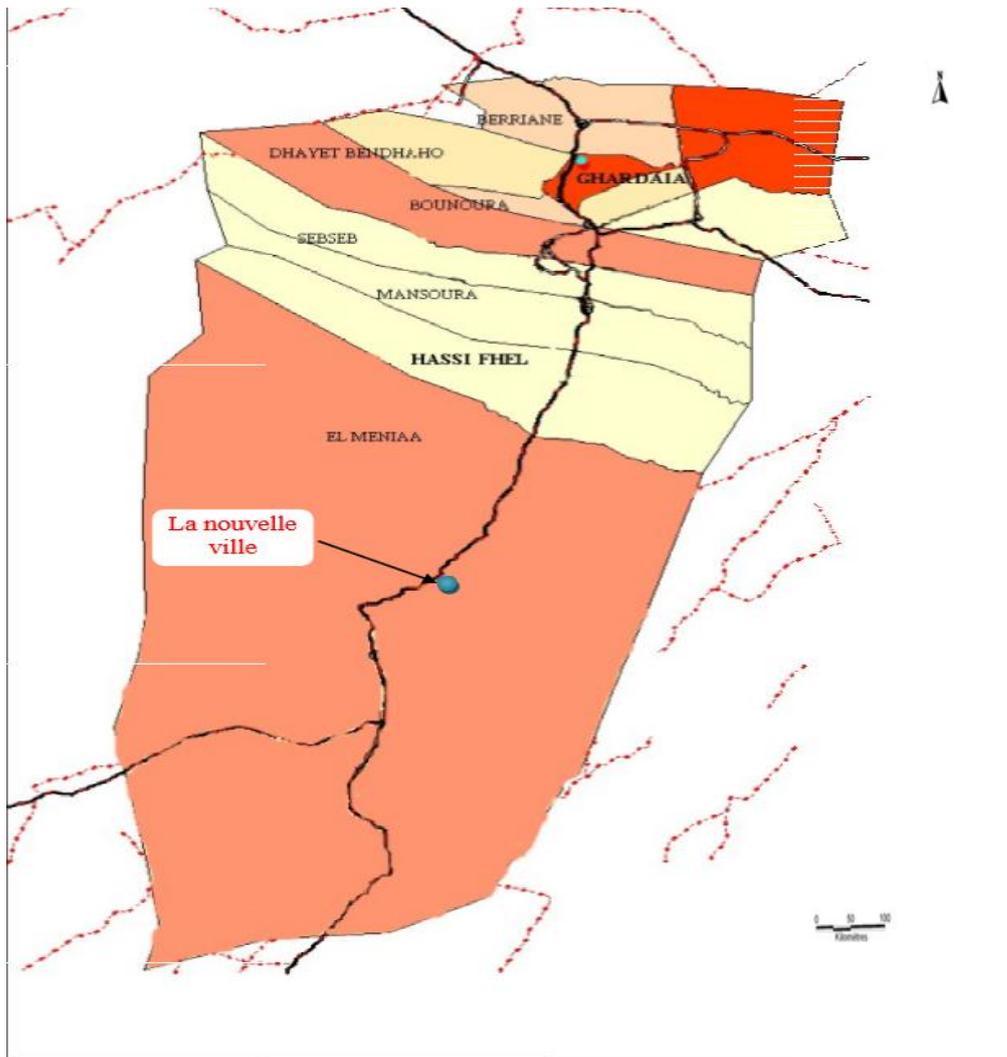


Figure2: Situation géographique de la nouvelle ville (projet de pôle) (source DRE) .

I-3/ Situation géologique et hydrogéologique :

Du point de vue géologique, la région de Meniaa est située aux bordures occidentales du bassin sédimentaire secondaire du Sahara, sur un grand plateau sub-horizontal de massifs calcaires d'âge Turonien. L'épaisseur de ses massifs calcaires recoupés par les sondages est de l'ordre de 45 mètres. Sous les calcaires turoniens on recoupe une couche imperméable de 165 mètres formée d'argile verte et de marne riche en gypse et en anhydrite; elle est attribuée au Cénomaniens.

L'étage de l'Albien est représenté par une masse importante de sables fins à grès et d'argiles vertes. Elle abrite des ressources hydrauliques considérables, l'épaisseur est de l'ordre de 210 mètres.

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond de la vallée d'El Meniaa d'une épaisseur variant de l'amont à l'aval de 10 à 20 mètres. Ces alluvions abritent une nappe superficielle d'Infero-flux (nappes phréatiques) exploitée que rarement actuellement. [1]

I-3-1/ la nappe de l'albien (ci) dans la region :

La nappe du Continental Intercalaire draine, d'une façon générale, les formations gréseuses et grésos-argileuses du Barrémien et de l'Albien. Elle est exploitée, selon la région, à une profondeur allant de 100 à 350m.

L'alimentation de la nappe bien qu'elle soit minime, provient directement des eaux de pluie au piémont de l'Atlas Saharien en faveur de l'accident Sud-Atlasique.

La nappe du CI, selon l'altitude de la zone et la variation de l'épaisseur des formations postérieures au CI, elle est :

- Jaillissante et admet des pressions en tête d'ouvrage de captage (Zelfana. Guerrara et certaines régions d'El Meniaa).
- Exploitée par pompage à des profondeurs importantes, dépassant parfois les 120m (Ghardaïa, Metlili, Berriane et certaines régions d'El Meniaa).

I-4/ Situation climatique :

Le climat de la région de Meniaa est typiquement Saharien, il se caractérise par deux saisons bien distinguées: une saison chaude et sèche (d'avril à septembre) et une autre tempérée (d'octobre à mars) et une grande différence entre les températures de l'été et de l'hiver. On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre de 2000 mm par an et une faible hauteur de pluies ne dépassant guère 60mm/an. [1]

I-4-1/ Température :

Les températures dans de la région d'El Meniaa sont très élevées, elles peuvent dépasser les 45°C avec une grande amplitude thermique entre l'hiver et l'été, juillet est le mois le plus chaud avec une moyenne de 47,70°C. Par contre, le mois le plus froid est janvier avec une moyenne de de 2,86°C. [1]

Moyenne mensuelle des températures (en °C) :

Tableau 1 : Moyenne des températures station El Meniaa (ONM, 2017).

	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril.	Mai	Juin	Juillet	Aout
Min.	22,44	16,97	8,8	4,14	2,86	5,06	9,58	13,87	19,02	23,56	26,99	26,25
Moy.	28,88	24,38	16,5	11,28	9,89	12,53	17,63	21,61	26,85	31,63	35	34,08
Max.	41,37	35,26	26,07	20,42	18,8	22,17	28,46	32,55	38,47	44,02	47,7	46,48

I-4-2/ Pluviométrie :

L'analyse des relevés mensuels durant la période étendue de 1999-2016, montre bien que les précipitations ont des valeurs faibles durant toute l'année avec un maximum atteint de 16,57mm de pluie en mois d'Octobre.

Tableau 2: Moyenne des précipitations (ONM, 2017).

Mois	Sept .	Oct .	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Cumul (mm)
mm	2.52	16.57	6.39	6.94	10.32	0.81	8.48	11	3.53	6.30	2.82	1.50	77.72

I-4-3/ 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%..[1]

Moyenne mensuelle des humidités**Tableau 3 :**Moyenne des humidités (ONM, 2017).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril.	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

I-4-4/ Les vents :

Les vents dominants d'été sont forts et chauds tandis que ceux d'hiver sont froids et humides. Les vents de sable sont très fréquents dans la région d'El Meniaa surtout pendant le printemps, les mois d'Avril, Mai et Juin. [1]

I-4-5/Synthèse climatique :

Le climat d'El Meniaa est caractérisé par de faibles précipitations (77.72 mm/an) et de fortes températures avec une amplitude thermique pouvant atteindre 23 °C. Tous ces paramètres déterminent une grande aridité . [1]

I-5/Forages :

L'alimentation est assurée principalement par deux forages situant 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 60 l/s. [1]

Tableau I.4 : les caractéristiques des forages existants dans la région (Source DRE).

Nom du paramètre	Coordonnées (m)			Profondeur (m)	Nappe	Débit exploité (l/s)	Année de mise en service	Etat du forage
	X°	Y°	Z(m)					
Projet de pole F1	2°57'28''	30°31'12''	420	250	ALBIENNE	30	2010	Non Exploité
Projet de pole F2	2°56'02''	30°32'22''	423	262	ALBIENNE	30	2011	Non Exploité

I-5/ Conclusion:

Dans se chapitre nous avons défini les données nécessaires tel que la topographie, climatologie et la situation hydraulique qui sont nécessaires pour la suite du projet qui est le dimensionnement du réseau de la nouvelle ville El Meniaa, Wilaya de Ghardaia.

Chapitre -II
Estimation des
besoins en eau
potable

Introduction :

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes pour chaque catégorie de consommateur. Ces normes doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces derniers restent inchangés.

La norme unitaire est définie comme un rapport entre le débit journalier et le nombre unité de consommateur.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite une relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays (l'évolution de la population, l'équipement sanitaires, niveau de vie de la population....).

II -1- Evaluation de la population :

La zone de pole de la commune de MENIAA de la wilaya 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 que s'appelle occupation par logement.

Le calcule 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
2500	7	17500

II-2/ Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy,j} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ m}^3/j \quad \dots\dots\dots \text{II -1}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m3/j ;
- Q_i : dotation moyenne journalière en l/j/hab ;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II-3/ Besoins en eau par catégorie :

II-3-1/ Besoins domestiques :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population.

D'autre part, les dotations de base, dans le cadre d'un avant-projet sont les suivantes :

- Villes de : 5000 à 20000 habitants : 150 à 200 l/j/hab.
- Villes de : 20000 à 100000 habitants : 200 à 300 l/j/hab.
- Au-dessus de : 100000 habitants : 300 à 400 l/j/hab.

Pour notre projet, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 170 l/j/hab.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : besoin domestique moyenne à l'horizon 2048.

Années	Nombre d'habitants	Dotation	Qmoy j
2048	17500	170l/j/hab	2625

II-3-2/ Besoins administratifs :

Tableau II-3 : évaluation des besoins administratifs.

Équipement	Nombre d'équipement.	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Siège daïra	1	Employés	50	15	0,75
Tribunal	1	Employés	25	15	0.6
Siège A.P.C	1	Employés	50	15	0,75
Commissariat	1	Employés	50	15	0.75
Protection civile	2	Unité	2	25000	50
Poste	1	Employés	15	15	0,225
Agence de banque	1	Employés	40	15	0.6
				Total	53.67

II-3-3/ Besoins scolaires :

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité.

Tableau N°II-4 : évaluation des besoins scolaires.

Équipement	Nombre d'équipement.	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Primaire	4	Employée	400	15	6
C.E.M	2	Employée	700	15	10.5
Lycée	2	Employée	800	15	12
Institut universitaire	1	Employée	600	15	9
Crèche	3	Employée	120	15	1,8
Centre de formation	1	Employée	400	15	6
				Total	45.3

II-3-4/ Besoins sanitaires :

Tableau II-5 : évaluation des besoins sanitaires.

Équipement	Nombre d'équipement.	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Hôpital	1	Lit	400	350	140
Polyclinique	1	Lit	500	15	7,5
				Total	147,5

II-3-5/ Besoins socioculturels :

Tableau II-6 : évaluation des besoins socioculturels.

Équipement	Nombre d'équipement.	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Bibliothèque	1	Lecteurs	120	15	1,8
Mosquée	3	Fidèles	1500	15	22,5
Musée de disert	1	M ²	18000	5	90
Gare routière	1	M ²	23000	5	115
Sale de sport	1	M ²	8000	5	40
Maison des jeunes	1	M ²	3600	5	18
Centre culturel	1	Adhèrent	150	15	2,25
Stade	1	Vestiaire	2	10000	20
				Total	309,55

II-3-6/ Besoins commerciaux :

Tableau II-7 : évaluation des besoins commerciaux.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Marché	m ²	5129	5	25,645
Locaux commerciaux	m ²	4000	5	20
			Total	56.645

II-3-7/ Besoins d'arrosage :

Tableau II-8 : évaluation des besoins d'arrosage.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Jardin publique	m ²	5000	6	30

II-3-8/ Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville de pole de la commune de MENIAA sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II-9 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville.

Catégorie des besoins	Q_{moy,j} (m³/j)
Domestiques	2625
Administratifs	53.67
Scolaires	45.3
Sanitaires	147,5
Commerciaux	56.645
Socioculturels	309,55
Arrosage	30
Total	3267.66
Les fuites et gaspillage	15%
Total	3757.81

Donc :

$$\boxed{Q_{moy,j} = 3757.81m^3/j} \dots \dots \dots \text{II -2}$$

II-4-Variations de la consommation journalière :

La consommation journalière maximale est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaires ou par Refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage.

II-4-1- Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{max,j}) qui tient compte des variations journalières de la consommation . Il représente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$\boxed{K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}} \dots \dots \dots \text{II -3}$$

$K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3. On prend $K_{max,j}=1,3$.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II-4-2- Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{min,j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots II -4$$

$K_{min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

II-4-3- Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du 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 :

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

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-9 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 17500 hab

Alors : $\beta_{\max} = (1,3 \cdot 17500) / (10000) = 1.365$

La valeur de $K_{\max,h}$ sera : $K_{\max,h} = 1,3 \cdot 1.365 = 1.77$.

II-4-3- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\min} \beta_{\min} \dots \dots \dots \text{II -6}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-10 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-11 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

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

pour notre cas on prend :

$B_{\min,h} = (0,4 \cdot 17500) / (10000) = 0.42$ la valeur de $K_{\min,h}$ sera alors : $K_{\min,h} = 0,5 \cdot 0,42 = 0,21$.

II-5-4- Détermination des débits journaliers :

II-5-1-Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \cdot Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots \text{II -7}$$

On prend $K_{\min,j} = 0,8$ d'où $Q_{\min,j} = 0,8 \cdot 3757.81 = 3006.25 \text{ m}^3/\text{j}$.

II-5-2-Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage. Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \cdot Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots \text{II -8}$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière ,

donc : $Q_{\max,j} = 1,2 * 3757.81 = 4509.37 m^3/j$.

II-6/ Détermination des débits horaires :

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

II-6-1/ Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \text{ m}^3/h \text{ II -9}$$

Avec :

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

Donc :

$$Q_{\text{moy},h} = 4509.37 / 24 = 187.89 \text{ m}^3/h . \qquad Q_{\text{moy},h} = 187.89 \text{ m}^3/h$$

II-6-2/ Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \text{ m}^3/h \text{ II -10}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\max,h} = 1.77 * 187.89 = 332.56 \text{ m}^3/h . \qquad Q_{\max,h} = 332.56 \text{ m}^3/h$$

II-7/ Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

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

Tableau II-12 : 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
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

Remarque :

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

Pour notre cas on a choisi la répartition variante entre **10001 à 50000** hab. (puisque le nombre d’habitants à l’année **2038** est de **17500** hab.).

Tableau n° II-13:Variation des débits horaires .

Horaire	Consommation totale $Q_{max,j} 4509.37 \text{ m}^3/j$		consommation cumulée	
	%	Q (m ³ /h)	%	Q (m ³ /h)
0--1	1.5	67,6404	1,5	67,64
01--02	1.5	67,6404	3	135,28
02--03	1.5	67,6404	4,5	202,92
03--04	1.5	67,6404	6	270,56
04--05	2.5	112,734	8,5	383,30
05--06	3.5	157,8276	12	541,12
06--07	4.5	202,9212	16,5	744,04
08--09	5,5	248,0148	22	992,06
09--10	6.25	281,835	28,25	1273,89
10--11	6.25	281,835	34,5	1555,73
11--12	6.25	281,835	40,75	1837,56
12--13	6.25	281,835	47	2119,40
13--14	5	225,468	52	2344,87
14--15	5	225,468	57	2570,34
15--16	5.5	248,0148	62,5	2818,35
16--17	6	270,5616	68,5	3088,91
17--18	6	270,5616	74,5	3359,47
18--19	5.5	248,0148	80	3607,49
19--20	5	225,468	85	3832,96
20--21	4.5	202,9212	89,5	4035,88
21--22	4	180,3744	93,5	4216,25
22--23	3	135,2808	96,5	4351,53
23--24	2	90,1872	98,5	4441,72
Total	100	4509,36	100	4509,36

D’après le tableau on trouve :

$$Q_{maxh} = 281,835 \text{ m}^3/h = 75.156 \text{ l/s}$$

$$Q_{minh} = 67,6404 \text{ m}^3/h = 18.79 \text{ l/s}$$

Figure N°01 : histogramme de la consommation journalière

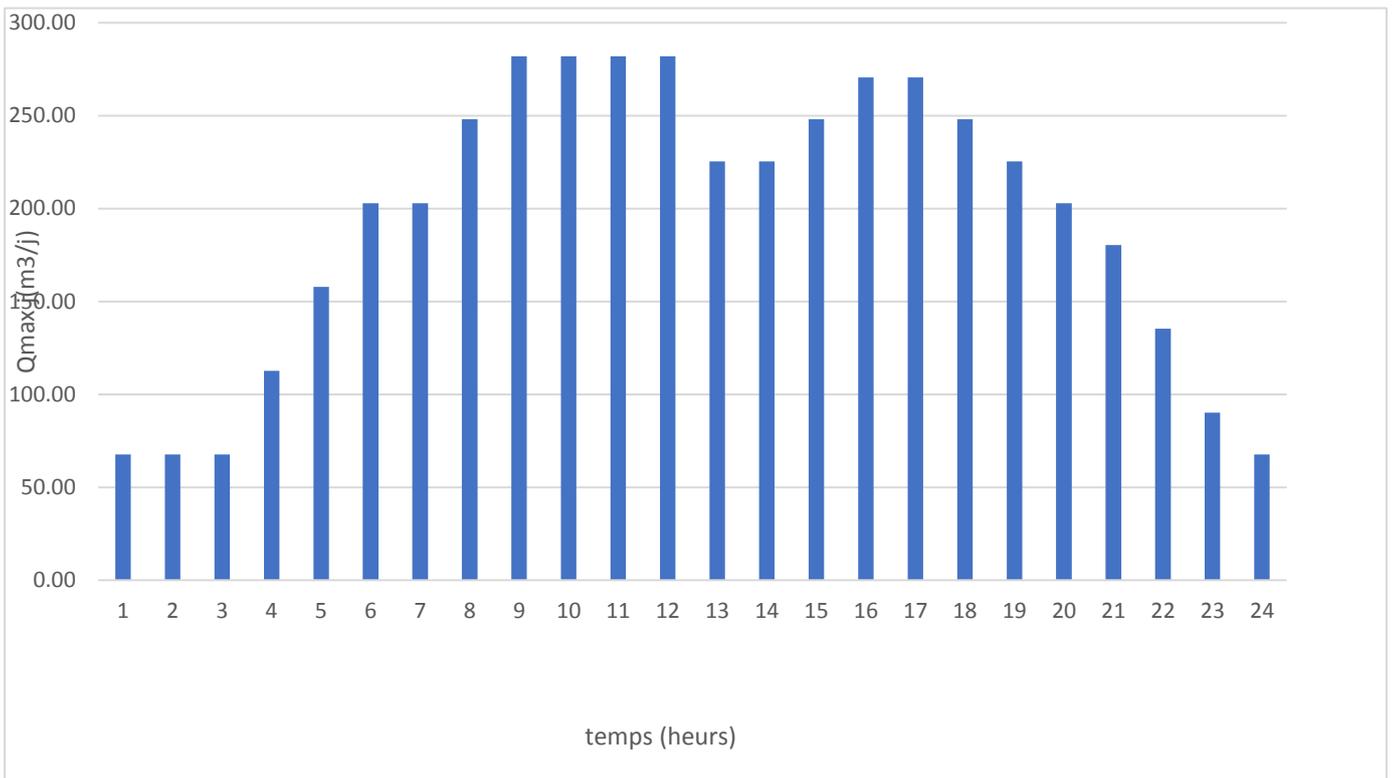
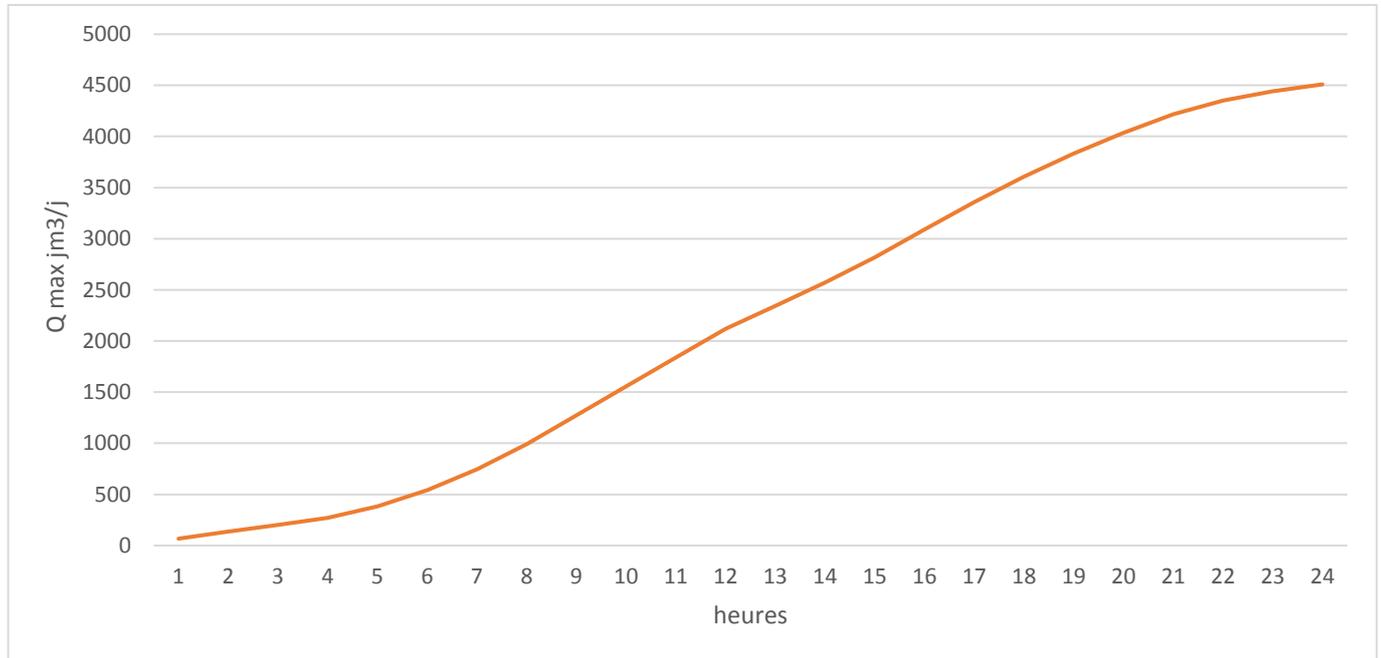


Figure N°02 : courbe cumulée de la consommation



II-8/ Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu avoir l'évaluation des besoins en eau de notre agglomération. Après une comparaison entre le débit maximum journalier ($Q_{max.j} = 4509.37 \text{ m}^3/\text{j}$), et le débit fournit par les forages qui est ($Q_{forage} = 5184 \text{ m}^3/\text{j}$). on remarque qu'il n'y a pas de déficit, et que les ressources existantes peuvent satisfaire largement la totalité des besoins en eau potable de la ville à l'horizon 2048 .

Chapitre III
Réservoir
d'alimentation en
eau potable

Introduction :

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, on crée des réservoirs qui permettent de gérer les pointes de consommation.

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

Dans notre projet on utilise un réservoir existant, surélevé de caractéristiques ci-dessous :

- Côte de terrain : 480 m.
- Hauteur de tour: 15 m.
- Côte de radier : 495 m.
- Côte de trop plein : 499 m.
- Volume : 1000 m³.

III-1/ Rôle des réservoirs :**➤ Rôle de régulateur et accumulateur**

Dans une agglomération le débit refoule par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consomme. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoule et celui consomme.

➤ Augmentation des pressions :

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est place a un point et a une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points les plus éloignés.

➤ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

➤ Utilité pour briser la charge :

Si le terrain presente un relief accidenté, en certains points du réseau, on Peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

➤ **Assure la réserve d'incendie :**

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir a part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du cout de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

On ajoute aussi:

- ✓ Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- ✓ Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- ✓ Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- ✓ Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;

III-2/ Choix du type du réservoir :

Les caractéristiques topographiques de la région ainsi que les conditions hydrauliques de la distribution seront des facteurs importants pour le choix de l'ouvrage.

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve imposé, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- Soit complètement enterré ;
- Soit semi enterré ;
- Soit surélevé.

III-3/ Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass.

III-3-1/ Conduite d'arrivé ou d'alimentation :

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver dans la cuve en siphon noyé ou par le fond, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

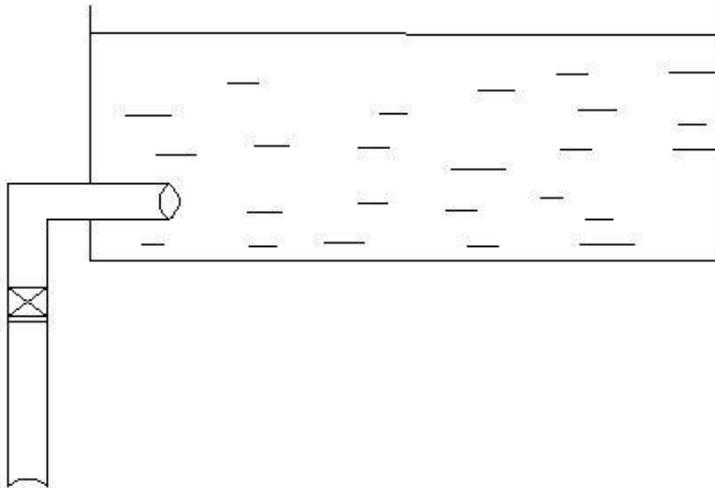


Figure III.1 : Conduite d'arrivée.

III-3-2/ Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite, la cavitation). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse (Vanne papillon) permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

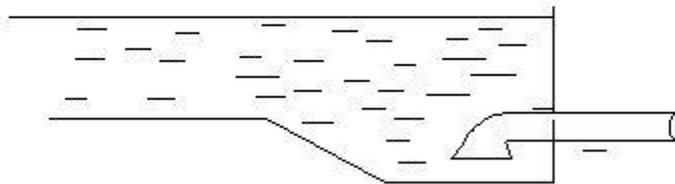


Figure III.2 : Conduite de départ

III-3-3 / Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

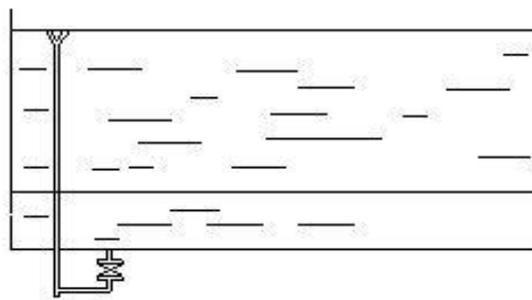


Figure III.3: Conduite de trop plein.

III-3-4 / Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

III-3-5/ Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quant le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge.

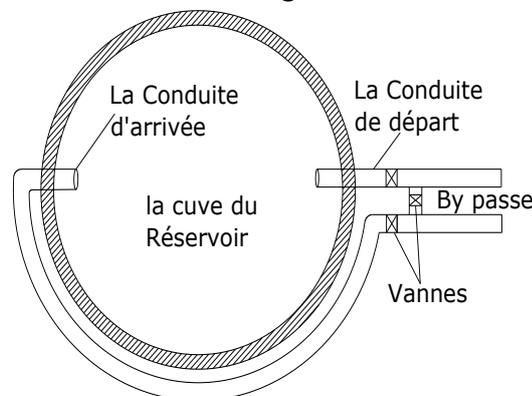


Figure III.4: By passe avec la conduite d'arrivée et de départ.

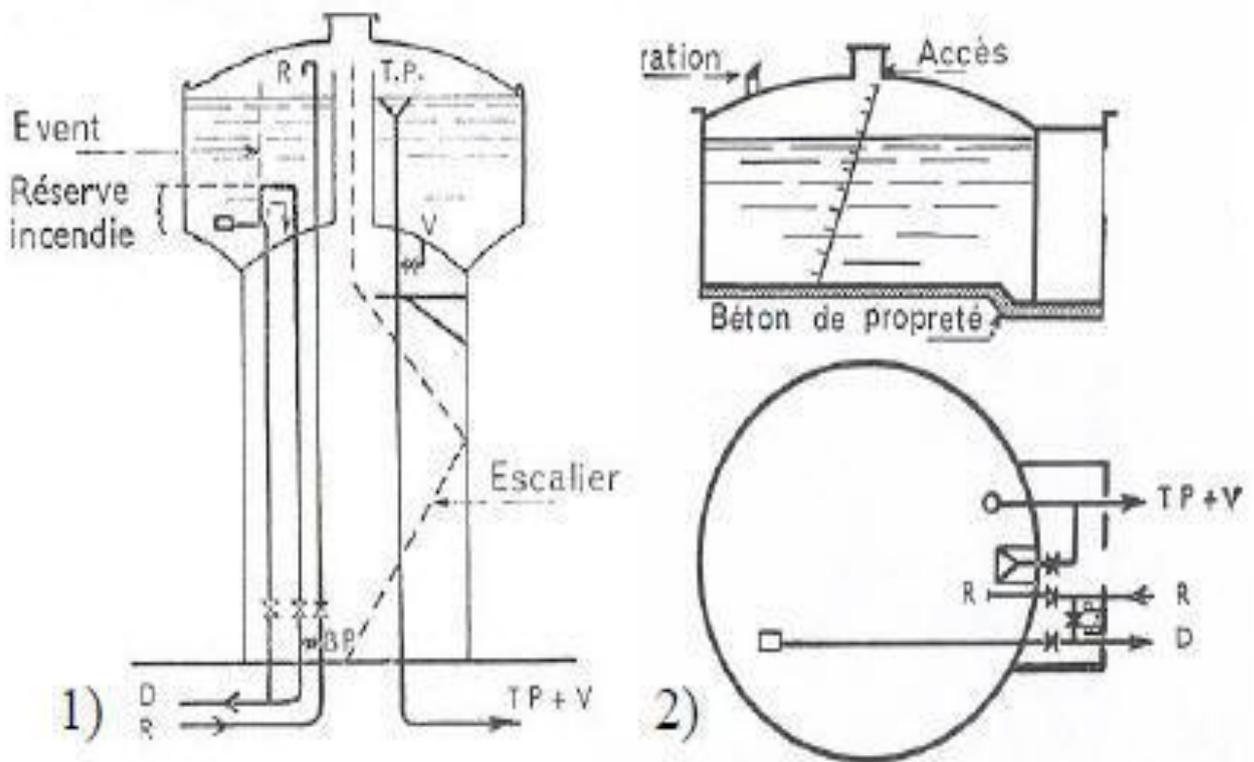


Figure III.5: Schéma Récapitulatif

III-4/ Emplacement des réservoirs :

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.
- Être le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer.
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;

III-5/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 avec une régularisation importante.

- Le réservoir permet de stoker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

III.6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant des forages et du débit sortant pour les abonnés à tous points du réseau et différentes heures de la journée.

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation graphique II-1
- 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 captage divers de la source souterraine.
- En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau III-1.

Le volume utile est donnée par :

$$V_r = \frac{P * Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots III-1$$

V_r : capacité de régularité du réservoir (m³) ;

P % : représente le maximum des restes de Q_{max,j} en pourcentage

Q_{max,j}: débit maximum journalier (m³/j)

Le tableau suivant donne le calcul de volume de 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		0
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

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 %
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	

$$\frac{10 \cdot 4509.37}{100} = 450.937 \text{m}^3 \dots\dots\dots \text{III-2}$$

A cela s'ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 40 m3/h pendant deux heures à raison de 11 l/s (cas de petite ville). Nous optons pour deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Donc: $V_T = V_u + V_{inc} \Rightarrow V_T = 326.252 \text{ m}^3 + 120 \text{ m}^3$

Donc:

$V_T = 570.937 \text{ m}^3$

Remarque :

La capacité de châteaux d'eau est de 1000 m³, alors que le volume calculé est estimé à 570.937m³, donc la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération.

III-7/ Conclusion :

Après ce chapitre, on remarque que les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution) ; pour cela ils nécessitent une surveillance régularisée et un entretien périodique concernant le nettoyage de la cuve. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

Chapitre IV

Le Réseau De

Distribution

IV-1/ Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque 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 et ils seront dimensionnés en conséquence.

IV-2/ Choix du matériau des conduites :

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

Par mis les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte , le PVC et le PEHD

IV-2-1/ Tuyaux en fonte :

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

IV-2-2/ Tuyaux en acier :

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)

Leur inconvénient est la corrosion.

IV-2-3/ Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)

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

Leur inconvénient est le risque de rupture

IV-2-4/ Tuyaux en PEHD (polyéthylène haute densité) :

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité faible) .

IV-3/ Les types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau combinés .

IV-3-1/ Les réseaux maillés :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

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

IV-3-2/ Réseaux ramifiés :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

IV-3-3/ Réseaux étagés :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularisé la pression dans le réseau.

IV-4/ Conception du réseau de l'agglomération :

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.

IV-5/ Principe du tracé du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d’abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l’itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;

- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d’eau ;
- pour alimenter l’intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV-6/ Calcul hydraulique du réseau combiné :

La détermination des débits dans un réseau combiné s’effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l’heure de pointe, l’heure de pointe +incendie. Cas réservoir de tête).
- On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

IV-6-1/ Calcul des débits :

Dans notre projet, on fait une simulation

IV-6-1-1/ 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

$$Q_{sp} = \frac{Q_{\text{pointe}}}{\sum L_i} \dots\dots\dots \text{IV-1} \quad \text{Avec :}$$

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

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

∑ L_i : Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau IV-1 : Détermination de débit spécifique.

	Q _{Pointe} (l/s)	75.0138
Heure de pointe	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (M)	12612,9
	Q _{sp} (l/s/m)	0,00595866

IV-6-1-2/ 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 :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \dots\dots\dots \text{IV-2}$$

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-6-1-3/ Détermination des débits nodaux :

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

$$O_{ni} = 0.5 \Sigma O_{ri-k} + \Sigma O_{ci} \dots\dots\dots \text{IV-3}$$

Où : Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

ΣQ_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Remarque :

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

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

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

1	1_19	290,2	0,00595866	-	-	3,07
	1_06	680,3		4,05	2,03	
	1_21	350,2		2,09	1,04	
2	2_3	670,5		4,00	2,00	4,55
	2_9	521,6		3,11	1,55	
3	3_2	670,5		4,00	2,00	6,26
	3_4	680,5		4,05	2,03	
	3_23	751,4		4,48	2,24	
4	4_10	481,1		2,87	1,43	3,64
	4_3	680,5		4,05	2,03	
5	5_8	630,7		3,76	1,88	3,86
	5_22	330,4		1,97	0,98	
6	6_re	200		1,19	0,60	3,91
	6_09	390,2	2,33	1,16		
	6_7	380,4	2,27	1,13		
	6_1	680,3	4,05	2,03		
7	7_6	380,4	2,27	1,13	5,22	
	7_8	611,8	3,65	1,82		
	7_20	410,2	2,44	1,22		
	7_22	780,4	4,65	2,33		

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

8	8_7	611,8	0,00595866	3,65	1,82	4,84
	8_5	630,7		3,76	1,88	
	8_10	382,1		2,28	1,14	
9	9_06	390,2		2,33	1,16	3,93
	9_2	521,6		3,11	1,55	
	9_20	406,5		2,42	1,21	
10	10_4	481,1		2,87	1,43	3,91
	10_8	382,1		2,28	1,14	
	10_23	450,2		2,68	1,34	
11	11_21	480,3		2,86	1,43	2,24
	11_15	150,3		0,90	0,45	
	11_12	120,5		0,72	0,36	
12	12_11	120,5		0,72	0,36	2,20
	12_14	180,4		1,07	0,54	
	12_13	110,3		0,66	0,33	
13	13_12	110,3		0,66	0,33	0,33
14	14_12	180,4		1,07	0,54	0,54
15	15_11	150,3		0,90	0,45	1,63
	15_16	117,3		0,70	0,35	
	15_19	280,5		1,67	0,84	
16	16_15	117,3		0,70	0,35	0,98
	16_17	210,3		1,25	0,63	
17	17_16	210,3		1,25	0,63	1,59
	17_18	321,8		1,92	0,96	
18	18_17	321,8		1,92	0,96	1,28
	18_19	108,1		0,64	0,32	
19	19_1	290,2		1,73	0,86	3,02
	19_15	280,5		1,67	0,84	
	19_18	108,1		0,64	0,32	
20	20_7	410,2		2,44	1,22	3,45
	20_23	130,5		0,78	0,39	
	20_9	406,5	2,42	1,21		
21	21_11	480,3	2,86	1,43	4,39	
	21_1	350,2	2,09	1,04		
	21_22	323,4	1,93	0,96		
22	22_5	330,4	1,97	0,98	5,21	
	22_7	780,4	4,65	2,33		
	22_21	323,4	1,93	0,96		
23	23_20	130,5	0,78	0,39	4,97	
	23_10	450,2	2,68	1,34		
	23_3	751,4	4,48	2,24		

On a la somme de débits aux nœuds pour le cas de pointe :

$$\sum Q_{ni} = 75.0138 \text{ l/s c'est le débit donné par le réservoir.}$$

IV-6-4 / Calcul du réseau de distribution (cas de pointe +Incendie) :

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 2.

Tableau IV-3 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie).

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/m)	Q _r (l/s)	0.5Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	1_19	290,2	0,00595866	-	-	3,07
	1_06	680,3		4,05	2,03	
	1_21	350,2		2,09	1,04	
2	2_3	670,5		4,00	2,00	3,55
	2_9	521,6		3,11	1,55	
3	3_2	670,5		4,00	2,00	6,26
	3_4	680,5		4,05	2,03	
	3_23	751,4		4,48	2,24	
4	4_10	481,1		2,87	1,43	3,64
	4_3	680,5		4,05	2,03	
5	5_8	630,7		3,76	1,88	3,86
	5_22	330,4		1,97	0,98	
6	6_re	200		1,19	0,60	4,92
	6_09	390,2		2,33	1,16	
	6_7	380,4		2,27	1,13	
	6_1	680,3		4,05	2,03	
7	7_6	380,4		2,27	1,13	5,22
	7_8	611,8		3,65	1,82	
	7_20	410,2		2,44	1,22	
	7_22	780,4	4,65	2,33		
8	8_7	611,8	3,65	1,82	4,84	
	8_5	630,7	3,76	1,88		
	8_10	382,1	2,28	1,14		
9	9_06	390,2	2,33	1,16	3,93	
	9_2	521,6	3,11	1,55		
	9_20	406,5	2,42	1,21		
10	10_4	481,1	2,87	1,43	3,91	
	10_8	382,1	2,28	1,14		
	10_23	450,2	2,68	1,34		
11	11_21	480,3	2,86	1,43	2,24	
	11_15	150,3	0,90	0,45		
	11_12	120,5	0,72	0,36		
12	12_11	120,5	0,72	0,36	2,20	
	12_14	180,4	1,07	0,54		
	12_13	110,3	0,66	0,33		
13	13_12	110,3	0,66	0,33	0,33	
14	14_12	180,4	1,07	0,54	0,54	
15	15_11	150,3	0,90	0,45	1,63	
	15_16	117,3	0,70	0,35		
	15_19	280,5	1,67	0,84		
16	16_15	117,3	0,70	0,35	0,98	
	16_17	210,3	1,25	0,63		
17	17_16	210,3	1,25	0,63	1,59	
	17_18	321,8	1,92	0,96		
18	18_17	321,8	1,92	0,96	1,28	
	18_19	108,1	0,64	0,32		
19	19_1	290,2	1,73	0,86	3,02	
	19_15	280,5	1,67	0,84		
	19_18	108,1	0,64	0,32		

Tableau IV-3 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie).

20	20_7	410,2	0,00595866	2,44	1,22	3,45
	20_23	130,5		0,78	0,39	
	20_9	406,5		2,42	1,21	
21	21_11	480,3		2,86	1,43	4,39
	21_1	350,2		2,09	1,04	
	21_22	323,4		1,93	0,96	
22	22_5	330,4		1,97	0,98	5,20
	22_7	780,4		4,65	2,33	
	22_21	323,4		1,93	0,96	
23	23_20	130,5		0,78	0,39	3,97
	23_10	450,2		2,68	1,34	
	23_3	751,4		4,48	2,24	

le débit donné par le réservoir : $\sum Q_{ni} = 92.0138$ l/s.

IV-7/ Calcul du réseau par logiciel EPANET:

IV-7-1/ présentation du logiciel :

IV-7-1-1/ Définition :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. **EPANET** calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure 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. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. **EPANET** offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de chloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, **EPANET** fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

IV-7-1-2/ Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. **EPANET** contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
 - Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

- **IV-7-2/ Les résultats de calcul :**

Les résultats de calcul de réseau se indiquées dans des tableaux selon les cas :

IV-7-2-1/ Cas de pointe :**Tableau IV.4 :** Résultats de la simulation sur les conduites.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	PertCharge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
T 12--16	110,3	40	0,33	0,32	5,13
T 08--09	108,1	90	2,34	0,43	2,98
T 15--19	280,5	90	4,66	0,86	10,86
T 01--19	290,2	110	10,09	1,24	16,99
T 15--11	150,3	63	1,52	0,6	8,74
T 08--05	630,7	75	2,1	0,58	6,71
T 08--07	611,8	110	8,83	1,09	13,15
T 08--10	382,1	63	1,88	0,74	13,01
T 04--10	481,1	75	2,36	0,65	8,31
T 04--03	680,5	63	1,28	0,5	6,34
T 01--06	675,3	160	23,1	1,35	12,48
T 06--09	390,2	160	22,48	1,31	11,85
T 09--02	521,6	110	8,88	1,1	13,31
T 02--03	670,5	90	4,66	0,8	9,45
T 06--07	380,4	160	24,65	1,42	13,66
T 11--12	120,5	75	3,07	0,85	13,66

Tableau IV.4 : Résultats de la simulation sur les conduites.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	PertCharge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
T 07--20	410,2	90	5,35	0,99	14,1
T 09-20	406,5	110	9,67	1,19	15,64
T 11--21	480,3	90	3,67	0,7	7,33
T 01--21	350,2	110	9,93	1,23	16,48
T 22--05	330,4	75	1,81	0,5	5,05
T 21--22	323,4	75	1,67	0,49	4,79
T 22--07	780,4	90	5,25	0,97	13,6
T 10--23	450,2	90	4,39	0,81	9,67
T 23--03	751,4	90	3,21	0,59	5,37
T 20--23	130,5	110	11,57	1,43	22,07
T 15--16	117,3	63	0,54	0,33	3,96
T 12--14	180,4	40	0,54	0,53	12,67
T 17--16	210,3	50	0,53	0,33	3,96
T 17--18	321,8	50	1,06	0,66	14,2
T re--06	200	315	75,44	1,14	3,9

Tableau IV.5 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds .

N°	Altitude	Demande	Charge	Pression
Noeud	m	LPS	m	m
N 01	451,8	3,07	488,78	36,89
N 02	445,9	4,55	485,66	39,76
N 03	448,8	6,26	479,32	30,54
N 04	446,5	3,64	475,01	28,55
N 05	444	3,91	479,76	35,76
N 06	455,2	5,22	497,22	42,01
N 07	457,38	5,22	492,02	34,64
N 08	447,41	4,84	483,98	36,57
N 09	458,4	3,93	492,6	34,2
N 10	450,9	3,91	479,01	28,13
N 11	449,2	2,24	479,48	30,28
N 12	444	2,2	477,84	33,84
N 13	438	0,33	477,27	39,27
N 14	439	0,54	475,55	36,55

Tableau IV.5 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds .

N°	Altitude	Demande	Charge	Pression
Noeud	m	LPS	m	m
N 15	448	1,63	480,8	32,8
N 16	446,04	0,89	479,79	33,39
N 17	440,8	1,59	478,96	38,16
N 18	450,1	1,28	483,53	33,43
N 19	452,3	3,09	483,85	31,55
N 20	455,3	3,45	486,24	31,01
N 21	450,2	4,39	483	32,02
N 22	443,4	5,2	481,44	38,04
N 23	451,2	3,97	183,36	32,16

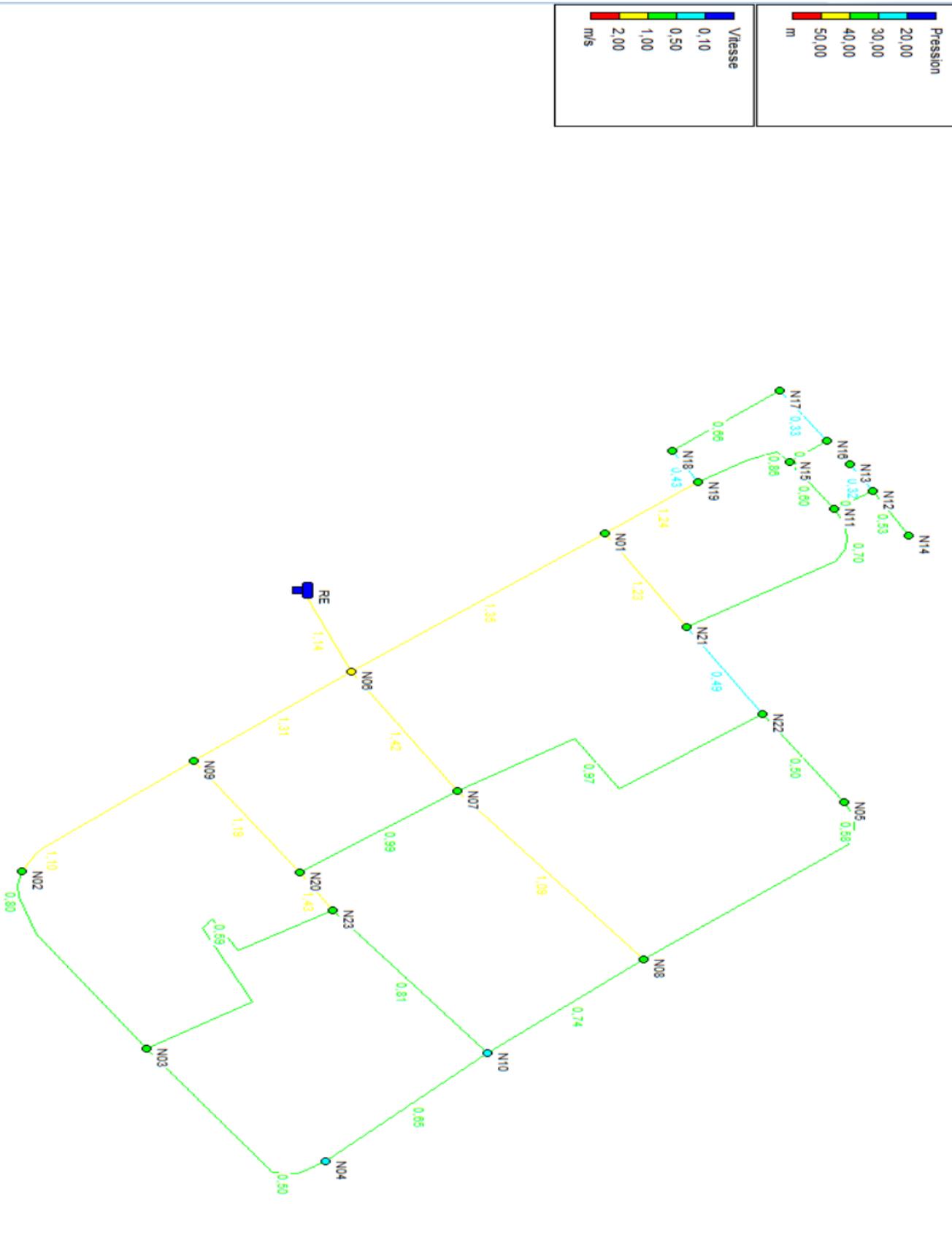


Fig. IV.1: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe).

IV-7-2-2/ Cas de pointe+incendie :

Tableau IV.6 : Résultats de la simulation sur les conduites.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	PertCharge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
T 12--16	110,3	40	0,33	0,32	5,13
T 08--09	108,1	90	2,35	0,43	3
T 15--19	280,5	90	4,73	0,87	11,15
T 01--19	290,2	110	10,16	1,25	17,23
T 15--11	150,3	63	1,59	0,62	9,53
T 08--05	630,7	75	1,74	0,48	4,69
T 08--07	611,8	110	9,81	1,21	16,08
T 08--10	382,1	63	3,23	1,27	36,31
T 04--10	481,1	75	4,23	1,17	25,1
T 04--03	680,5	63	0,59	0,23	1,52
T 01--06	675,3	160	23,51	1,37	12,92
T 06--09	390,2	160	35,34	2,07	28,4
T 09--02	521,6	110	20,06	2,47	64,11
T 02--03	670,5	90	1,49	0,28	1,3
T 06--07	380,4	160	28,37	1,64	17,93
T 11--12	120,5	75	3,07	0,85	13,66
T 07--20	410,2	90	8,14	1,5	31,48
T 09--20	406,5	110	11,35	1,4	21,29
T 11--21	480,3	90	3,72	0,69	7,07
T 01--21	350,2	110	10,28	1,27	17,59
T 22--05	330,4	75	2,17	0,6	7,14
T 21--22	323,4	75	2,17	0,6	7,12
T 22--07	780,4	90	5,2	0,96	13,37
T 10--23	450,2	90	4,91	0,91	11,96
T 23--03	751,4	90	7,16	1,32	24,62
T 20--23	130,5	110	16,04	1,98	41,5
T 15--16	117,3	63	1,5	0,59	8,55
T 12--14	180,4	40	0,54	0,53	12,67
T 17--16	210,3	50	0,52	0,33	3,88
T 17--18	321,8	50	1,07	0,66	14,36
T re--06	200	290,8	92,44	1,39	5,76

Tableau IV.7 : Résultats de la simulation au niveau des nœuds.

N°	Altitude	Demande	Charge	Pression
Noeud	m	LPS	m	m
N 01	451,8	3,07	488,06	36,26
N 02	445,9	4,55	452,33	6,34
N 03	448,8	6,26	453,2	4,42
N 04	446,5	3,64	454,24	7,78
N 05	444	3,91	477,23	33,23
N 06	455,2	5,22	496,85	41,64
N 07	457,38	5,22	490,03	32,65
N 08	447,41	4,84	480,19	27,37
N 09	458,4	3,93	485,77	27,37
N 10	450,9	3,91	466,31	15,43
N 11	449,2	2,24	478,5	29,3
N 12	444	2,2	476,29	32,85
N 13	438	0,33	474,57	38,29
N 14	439	0,54	478,93	35,57
N 15	448	1,63	479,93	31,93
N 16	446,04	0,89	478,93	32,53
N 17	440,8	1,59	478,11	37,31
N 18	450,1	1,28	482,73	32,36
N 19	452,3	3,09	483,06	30,76
N 20	455,3	3,45	477,11	21,88
N 21	450,2	4,39	481,89	30,91
N 22	443,4	5,2	479,59	36,19
N 23	451,2	3,97	471,7	20,5

IV-8/ Équipement du réseau de distribution :**IV-8-1/ Type du matériau de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 40 mm et 400 mm.

IV-8-1/ Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :
Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidangé une conduite ;
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

IV-8-2/ Robinets vannes :

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

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

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

IV-8-3/ Bouches ou poteau d'incendie :

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

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

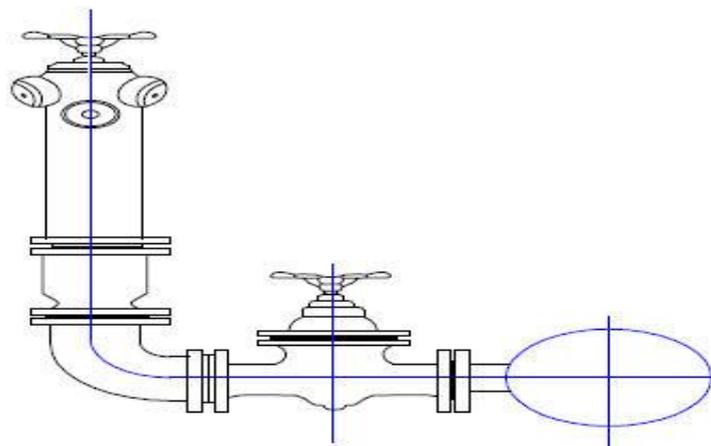


Fig. IV.3: poteau d'incendie.

IV-8-4/ Les organes de mesure :**IV-8-4-1/ Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

-Le diaphragme et Le venturi.

IV-8-4-1/ Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les 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 l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- Les 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 surchauffage.

IV-8-5/ Pièces spéciales de raccordements :

- **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.

IV-8-7/ Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (a la sortie des réservoirs par exemple).

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds ; pour un bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau.

CHAPITRE V
ORGANISATION
DU CHANTIER

V-1/Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

V-2/Définition :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

V-3/ Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP :

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E. P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Aménagement du lit de pose des conduites ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

V- 4 /Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :**V- 4-1 /Matérialisation de l'axe :**

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 déterminées.

V- 4-2 / Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison 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.

V- 4-3 / Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.8 m par apport la génératrice supérieure de la conduite a pour raison de :

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

- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

V-5/ Choix de la section transversale de la tranchée :

La tranchée doit être suffisamment large pour y permettre un travail aisé des ouvriers, cette largeur augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

La profondeur de la tranchée (Htr) ;

La largeur de la tranchée (b) ;

V-5-1/ La profondeur (htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots\dots\dots V-1$$

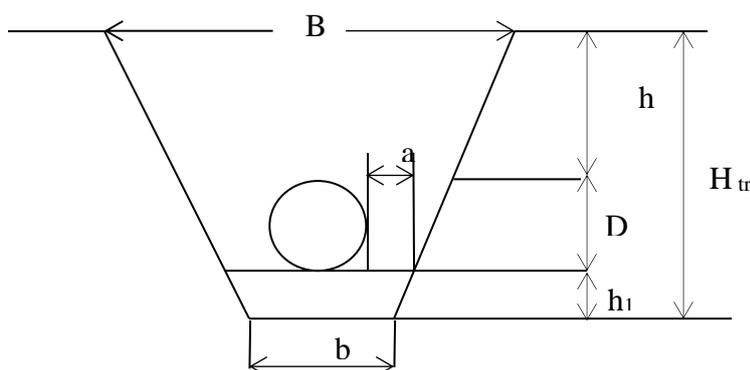


Figure V-1 : Schéma d'une tranchée

Htr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est de 80 cm .

h1 : épaisseur du lit de pose h1 = 0,1 m .

V-5-2/ Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai.

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \dots\dots\dots V-2$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

V- 5-3 / *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 V-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 $m = 0.8$.

V-5-4/ *Distance de la mise du cavalier* :

V-5-4-1/ Section transversale de la tranchée (S_{tr}).

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

Comme $m = 0$ on aura $S_{tr} = H_{tr} \times b$

V-5-4-2/ Section du cavalier (S_c) :

Elle est donnée par la relation suivante : $S_c = S_{tr} \times K_f$

Avec : S_{tr} : section transversale de la tranchée (m^2).

K_f : coefficient qui dépend de la nature de sol.

Tableau V-2 : Coefficient de foisonnement.

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Puisque notre sol est sable argileux on prend $K_f = 1.15$.

V-5-4-3/ hauteur du cavalier (H_c) :

$$\text{On a : } S_c = \frac{B \times H_c}{2}$$

Avec : B : largeur du cavalier (m).

H_c : hauteur du cavalier (m).

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} \quad (1).$$

Et $m = \frac{B}{2H_c}$

Avec : m : talus du sol de cavalier $m = 0.8$.

$$B = 2mH_c \quad (2)$$

De (1) et (2) $H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}}$.

V-5-4-4/ Distance de la mise du cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est donnée par la formule

suivante : $A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} + mH_c$

Pour notre cas $A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2}$

Avec : L : longueur de la berme en (m) varie entre 2 et 3 m.

V-6/Choix des machines de terrassement :

V-6-1/ Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

V-6-2/ Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau ;
- Peut excaver dans la direction de la machine ;
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux ;

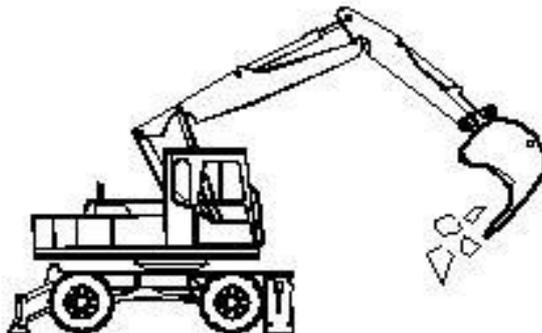


Figure V-2 : Pelle équipée en rétro .

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d’application ainsi que les caractéristiques de chacune de deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie, elle doit satisfaire les conditions ci-dessous

Rayon maximal de déchargement $R_{d\acute{e}max} \geq A$ (m) ;

Profondeur maximale de creusage de la pelle $H_{cr} \geq H_{tr}$ (m) ;

Hauteur de déchargement $H_{d\acute{e}ch} \geq H_c$ (hauteur du cavalier en m) ;

Largeur du godet $b_g \leq b$ (m) ;

Tableau V-3 : volume de déblai total et les paramètres pour la détermination de la pelle.

D (mm)	40	50	63	75	90	110	160	315
L (m)	190,5	532,3	1330,2	1996,2	3523,9	2310,8	1445,9	200
b (m)	0,34	0,35	0,363	0,375	0,39	0,41	0,46	0,68
H _{tr} (m)	1,15	1,163	1,175	1,19	1,21	1,225	1,26	1,3
Str (m ²)	1,32	1,35	1,39	1,44	1,50	1,55	1,69	1,98
S _c (m ²)	1,51	1,56	1,60	1,65	1,72	1,79	1,94	2,28
H _c (m)	1,00	1,02	1,03	1,05	1,07	1,08	1,09	1,1
A (m)	4,74	4,77	4,80	4,83	4,88	4,92	5,01	5,18
V _d (m ³)	250,84	720,65	1852,92	2869,58	5274,47	3587,95	2444,90	396,50
V _{dT} (m ³)	17397,81							

Remarque :

$A=A_{MAX}=5.18$

$H_c=H_{C\ max}=1.1m$

$H_{tr}=H_{tr\ MAX}=1.3m$

$b=b_{min}=0.34\ m$

Connaissant les paramètres (A, H_c, H_{tr} et b) pour notre cas l’excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roue pneumatique dont les caractéristiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : 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 de déblai est supérieur à 10000 m³ on choisit une pelle de capacité du gobet est 0.55 m³.

V -7/ Calcul du rendement d’exploitation de la pelle :

Il est déterminé comme suit :

$$R_p = q.n.K_r.K_u \cdot \frac{1}{K_f} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots V-3$$

q : capacité du godet de l'excavation (m) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 à 30) secondes ;

On prend T=30secondes, alors : n = 3600/30 = 120 ;

K_r : coefficient de remplissage Kr = (0,8 à 0,9), On lui prend égal à 0,85 ;

K_u : coefficient d'utilisation de temps Ku = (0,7 à 0,9), On lui prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement Kf = 1,7 (terrain limoneux avec un peu de pierre;

Pour le godet de capacité q = 0,25 m3, on a le rendement :

$$R_p = \frac{0,25 \cdot 120 \cdot 0,85 \cdot 0,8}{1,70} = 12 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$R_p = 12 \text{ m}^3/\text{h}$$

V-8/ Calcul du temps d'exécution :

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{ex}} = \frac{V_r}{R_p}$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (h) ;

V_r : volume de Déblai (m3) ;

R_p : rendement de l'excavateur (m3/h) ;

$$T_{\text{ex}} = \frac{17397.81}{12} = 1449.817\text{h} \dots\dots\dots \text{V-4}$$

Le nombre des heures de travail par jour est 08 heures ;

Donc $T = \frac{1449.817}{8} = 181.227\text{jours}$ pour un seul engin.

Pour diminuer le temps d'exécution des travaux de terrassement (déblai) on utilise deux engins (pelle), donc le temps 'exécution devient :

$T = 181.227/2 = 90.61$ jours équivalent à **3 mois**.

V-9/ Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du gobet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau V-5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.

capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du gobet de la pelle égale à $0,55 \text{ m}^3$ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance $P_b = 50 \text{ KW}$.
- Largeur de la lame $L = 2-3 \text{ m}$.
- Hauteur de la lame $1-1,5 \text{ m}$.

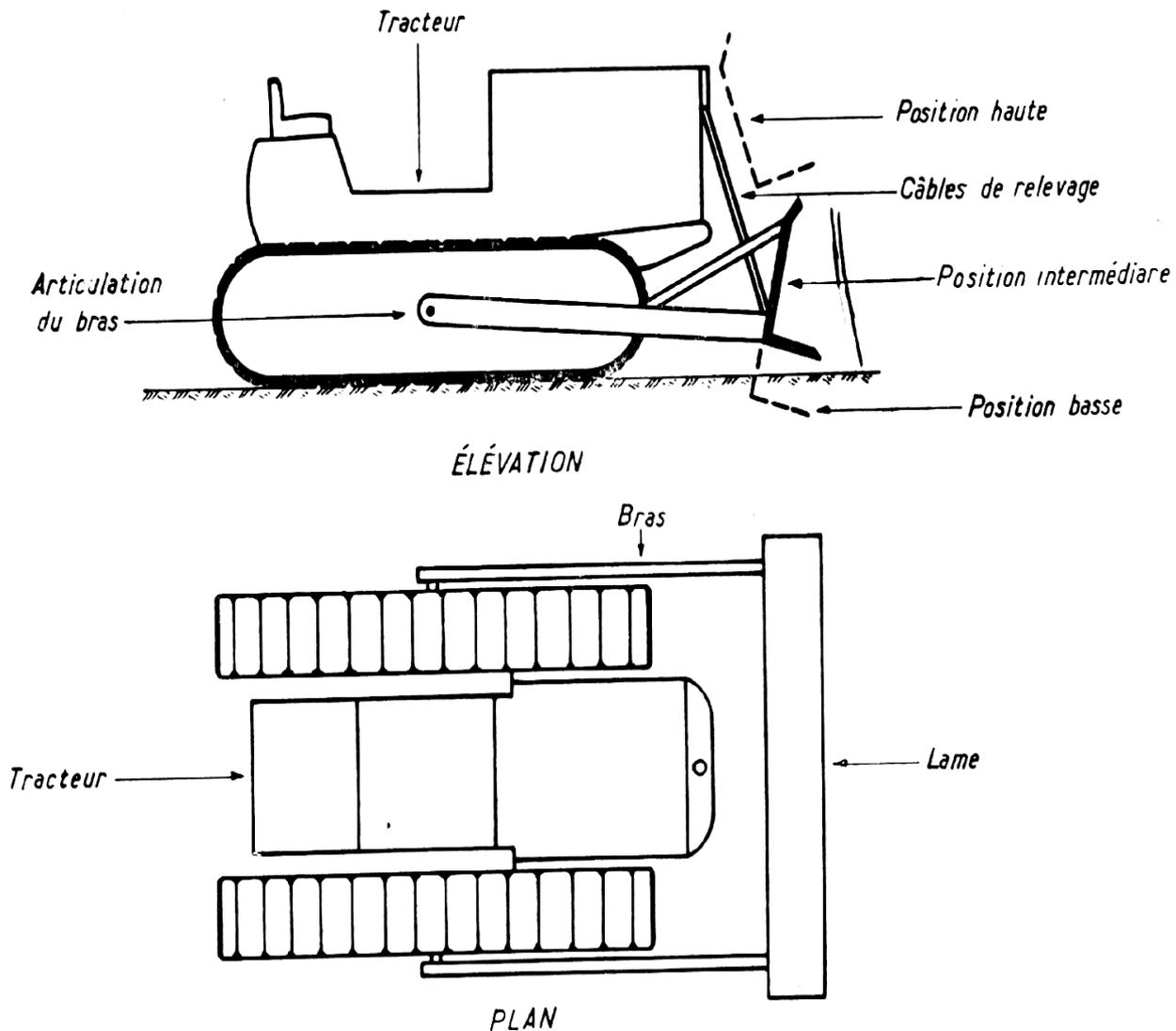


Fig. V-3 : Bulldozer

V-10/ Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau V-6: Volume total du lit de sable.

D (mm)	40	50	63	75	90	110	160	315
L (m)	190,5	532,3	1330,2	1996,2	3523,9	2310,8	1445,9	200
b (m)	0,34	0,35	0,363	0,375	0,39	0,41	0,46	0,615
S(m ²)	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,06
V(m ³)	6,48	18,63	48,29	74,86	137,43	94,74	66,51	12,30
V _t (m ³)	509,28							

V-11/ Pose de conduite :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre.

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subit un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement on utilise des nivelettes.

A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

V-12/ Epreuve de joint 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 l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois. La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

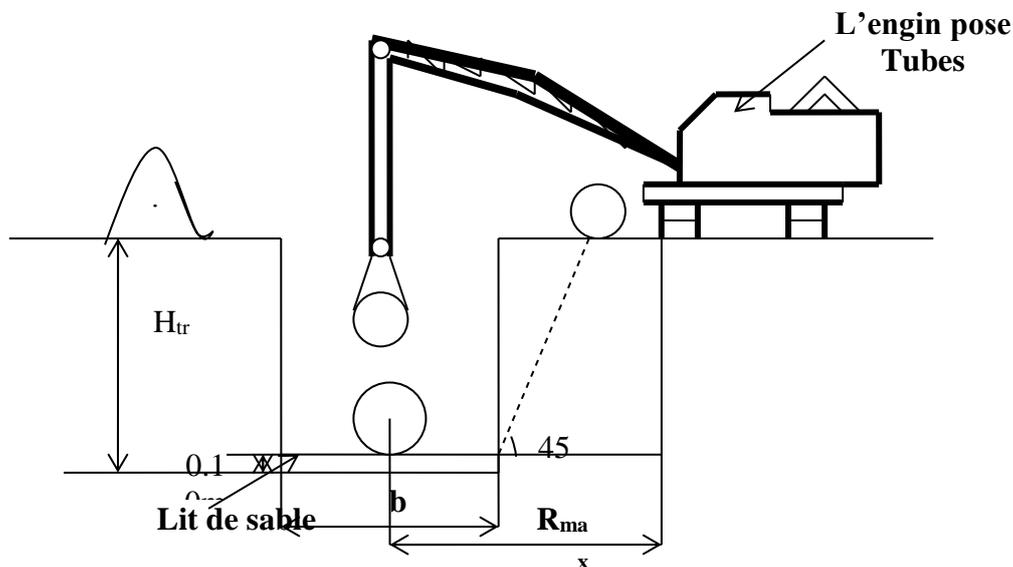


Fig. V-4: pose de la conduite dans la tranchée

V-13/ Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

Le volume total du remblai donné par la relation suivante :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad (m^3)$$

- Ou : V_d : volume des déblais ;
 V_c : volume occupé par les conduites.
 V_s : volume du lit du sable.

Tableau V-7: Volume occupé par les conduites.

D (mm)	40	50	63	75	90	110	160	315
L (m)	190,5	532,3	1330,2	1996,2	3523,9	2310,8	1445,9	200
Vc	0,96	4,18	16,58	35,26	89,63	87,80	116,23	62,31

Tableau V-8: Le volume total du remblai.

Vc	412,94
Vs	509,28
Vd	17397,81
Vr	16475,59

V.14/ Devis estimatif de la pose de canalisation :

Tableau V.9 : Devis estimatif de la réalisation de projet .

N °	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
I	Les travaux				
1	Décapage	m3	1026	300	307696
2	Déblais	m3	9158	400	3663326
3	lit du sable	m3	1368	1000	1367539
4	Remblaiement	m3	7619	400	3047497
II	Canalisation est des pièces spécial				
1	Conduite ø 315	ml	1211	7681,42	9299742
2	Conduite ø 200	ml	353	3269,16	1152379
3	Conduite ø 160	ml	1123	2081,77	2338244
4	Conduite ø 125	ml	853	1273,73	1086543
5	Conduite ø 110	ml	1826	983,83	1796375
6	Conduite ø 90	ml	629	663,09	417050
7	Conduite ø 75	ml	1323	556,74	736651
8	Conduite ø 63	ml	2040	455,6	929306
9	Té a emboitement DN 110	U	4	3200	12800
10	Té a emboitement DN 75	U	3	2600	7800
11	Té a emboitement DN 110/160/110	U	1	3400	3400
12	Té a emboitement DN 110/90/110	U	2	3200	6400
13	Té a emboitement DN 63	U	1	1800	1800
14	Robinet vanne de sectionnement DN 110	U	9	45000	405000
15	Robinet vanne de sectionnement DN 90	U	8	42000	336000
16	Robinet vanne de sectionnement DN 315	U	1	62000	62000
17	Robinet vanne de sectionnement DN 160	U	4	50000	200000
18	Robinet vanne de sectionnement DN 75	U	9	38000	342000
19	Robinet vanne de sectionnement DN 63	U	4	36000	144000

Tableau V.9 : Devis estimatif de la réalisation de projet .

N °	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
20	Robinet vanne de sectionnement DN 50	U	2	30000	60000
21	CONE 75 /63	U	3	1800	5400
22	CONE 90/110	U	4	2200	8800
23	CONE 315/160	U	3	3200	9600
24	CONE 90/75	U	2	1900	3800
25	CROIX 315	U	1	5600	5600
26	CROIX 160	U	1	3200	3200
27	COUDE 90	U	1	2200	2200
28	COUDE 75	U	1	1600	1600
29	COUDE 63	U	1	1400	1400
30	COUDE 50	U	1	1200	1200
31	Bouche d'incendie	U	1	45000	45000

V-15/Devis global :

Tableau V.10 : Devis estimatif global.

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	8752391
Conduites,	19425289
Totale HT	28177680
TVA 19%	5353759
TOTALE TTC	33531440

V-16/Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

**CHAPITRE VI
PROTECTION
ET SECURITE
DU TRAVAIL**

VI-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 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 d'un travail sera 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, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VI-2/Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

VI-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 ;
- Importance durant les différentes phases de réalisation ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;

II-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.)

VII-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 ;

VII-4/Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement, Ex : Graisser un engin en marche. ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- 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, Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté, Ex : cadence de travail trop rapide;
- Plaisanter ou se quereller ; [8]

VII-5/Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**VII-5-1/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.). [7]

Autre protection :

- 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 à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII-5-2/Protection collective :**VII-5-2-1/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.

VII-5-3/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.

VII-5-4/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.

VII-6/Conclusion :

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.

Chapitre VII

Gestion de réseau

Introduction :

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

VII.1/ But de la gestion :

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

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits, traitement, stockage et distribution. [6]

VII.2 /Gestion du réseau de distribution :

La gestion de réseau consiste a évalué le fonctionnement les différents composants du réseau de distribution qui ce sont les suivant :

VII.2.1/ le réservoir :

A. Equipements des réservoirs

La liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir est représentée dans le tableau suivant.

Tableau VII.1. Equipements des réservoirs.

Fonction	Equipements
Hydraulique	-Vanne diverses - Clapet - Equipements de trop plein. -Vidange - Siphon pour réserve d'incendie -Purgeur d'air. -Canalisation de liaison -Compteur -Clapet à rentre d'air.
Exploitation	- Niveau -Poste de liaison électrique -Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	-Trappés de visite pour les personnels et le matériel. -Equipements spéciaux pour le nettoyage. -Pompe d'alimentation en eau.
Entretien	-Appareils de manutention -Eclairage -Joints de montage -Trappes de visite pour le personnel et le matériel

Fonction	Equipements
Qualité de l'eau	-Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'eau -Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'air -Robinet de prélèvement ; Equipement de désinfection -Dispositif de protection contre les actes de malveillance et -les intrusions
Sécurité lors des interventions	-Passerelle -Echelle à crinoline -Ancrage pour harnais de sécurité -Eclairage
Divers	-Suivant le réservoir : compresseur d'air, protection thermique des équipements, alarmes diverses

B. Aspects liés à l'exploitation des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courantes de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle. Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

B.1 Opération de nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels. Ils doivent se faire au moins une fois par an.

B.2 Prévention des accidents

Un réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques (chutes, noyades, asphyxie,) pour le personnel d'exploitation, alors des précautions particulières doivent impérativement être observées.

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité. Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles...etc.

B.3 Contrôle de la qualité de l'eau

Une fois traitée et rendue potable, l'eau envoyée dans des réservoirs plus ou moins éloignés puis à l'abonné. Au cours de ce transit, elle peut subir plusieurs changements comme en témoignent les fréquentes détériorations à long terme des tuyauteries. Elle peut se libérer de son calcaire ou gagner quelques ions minéraux pris sur la canalisation. Une attention spéciale doit être apportée aux joints et revêtements étanches des réservoirs qui doivent conserver à l'eau son caractère potable.

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient de faire un :

❖ **Contrôle mensuel**

- Ouvrages de croisements, étanchéité
- Ouvrages en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes ; regards et des portes.

❖ **Contrôles semestriels**

- Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes
- Organes et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards.

VII.2.2/ Les conduits :

VII.2.2.1/ Lutte contre le phénomène de corrosion :

La corrosion des captages d'eau souterraine est un phénomène beaucoup plus sournois que le colmatage car ses effets sont souvent moins détectables. En revanche, ses conséquences sont au moins aussi spectaculaires et importantes pour la pérennité de l'ouvrage en cause. Elle est causée par :

- Présence de l'eau corrosive à l'intérieure d'un forage.
- Existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles.
- Effet galvanique entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Pour la lutte contre ce phénomène en procède comme suite :

- **Protection active :** Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité du sol et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).
- **Protection passive :** on met une couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

VII.2.2.2/ Lutte contre l'entartrage :

Les réseaux de distribution doivent être conçus et exploités de manière à éviter leurs entartrages qui est généralement causé par :

- Une baisse où élévation de température.
- Une variation des vitesses dans les tronçons.
- Une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il y a lieu :

- Soit d'injecter de poly phosphate (2 mg/l) qui constituent un traitement préventif.

- Soit de choisir une arrivée par le bas où le fond de la tuyauterie dans la cuve du réservoir.
- Soit en construit les refroidisseurs d'eau
 - a) Refroidisseur a ventilation naturelle
 - b) Refroidisseur a ventilation forcée

VII.2.2.3/ Surveillance et entretien de réseaux de distribution :

Les opérations d'inspection et d'entretien qui doivent être effectuées au niveau du réseau d'A.E.P sont :

➤ Contrôles mensuels

- Tracé des conduites d'adduction : affaissement, écoulement d'eau, travaux à proximité des conduites.
- Ouvrage en ligne, état d'étanchéité de la fermeture des trappes de regard.
- ouvrage de croisement, étanchéité.

➤ Contrôles semestriels

- Ouvrage en ligne, état étanchéité de la fermeture des trappes de regard,
- Réducteur de pression, soupape de sécurité et d'Aération,
- Conduites et organes de robinetterie à l'intérieur des regards

➤ Contrôles annuels

- Organe de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position...).
- Réducteur de pression, soupape de sécurité d'aération.
- Bouche d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyaux de prise.
- Nettoyage des conduites, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout de réseau.
- Capacité de transit des conduites d'adduction (mesure de débit et pression).
- Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage ; ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

VII.3 Recherche des fuites :

Les fuites sont de différents types et peuvent affecter les différents éléments du réseau de distribution comme :

- **Réservoirs** : mauvaise étanchéité de la maçonnerie (mais en général ça se voit et se répare) ; mauvaise étanchéité des vidanges.
- **Robinetterie** : essentiellement les presse-étoupes de vannes ou les raccordements des branchements.
- **Canalisations** : il s'agit soit des ruptures franches, les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement, soit des fentes, soit de la corrosion, soit plus sournoises, des fuites aux joints. Ce sont celles-là, parce que nombreuses et difficiles à détecter, qui conduisent aux plus mauvais rendements de réseau.

VII 4/ Rendement d'un réseau :

Pour mesurer l'étanchéité d'un réseau, on compare le volume introduit dans le réseau à la sortie des usines de production (désinfection seule ou avec pompage, traitement plus ou moins complet) ou des livraisons en gros des services extérieurs, au volume utilisé de façon connue et généralement mesuré pendant la même période. La différence représente les pertes en distribution, et on utilise différents ratios généralement appelés et définis comme suit.

$$R = \frac{\sum \text{Volumés' utilisées}}{\sum \text{Volumés' mis' en' services}} \times 100 = \frac{V_u}{V_d} \times 100$$

Conclusion :

Les gestionnaires doivent toujours prendre des décisions, argumentées et pertinentes, ce qui nécessite une stratégie d'étude efficace basée, d'une part sur la connaissance du comportement du système de distribution d'eau potable et d'autre part sur l'utilisation d'indicateur appropriés sur l'évaluation des performances de fonctionnement du système. Ces indicateurs sont établis par le gestionnaire selon ces propriétés de gestion mais aussi à partir des directives et normes des documents officiels.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Dans notre étude, on a fait une analyse sur le site de la région d'étude, et d'après l'évolution de la commune, on a déterminé les besoins pour l'horizon 2038; le tracé et les calculs du système d'AEP (stockage, distribution) était fait et le réseau fonctionne en bonne état. Les canalisations sont en PEHD.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Enfin je voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

BIBLIOGRAPHIE

[1] **A. HADJ BRAHIM** « APERÇU HYDROGEOLOGIQUE DE LA REGION D'EL MENIAA », ANRH DIRECTION REGIONALE SUD – OUARGLA SECTEUR DE GHARDAIA

[2] **B.SALAH** :« Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.

[3] **Chiali** : catalogue technique des tubes polyéthylène PE .

[4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles,

[5] **TUBEX** : catalogue technique des tubes polyéthylène PE.

Référence par site :

[6]**plastech plus inc** : les matériaux .

ANNEXES

Annexes

Annexe II.1 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 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.