

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable
d'Aliliguia (w. Boumerdes).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0030-13

APA Citation (توثيق APA):

Gheliem, Abdel fatah (2013). Dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable d'Aliliguia (w. Boumerdes)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable.

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE
DISTRIBUTION D'EAU POTABLE D'ALILIGUIA
WILAYA DE BOUMERDES**

Présenté par :

M^r GHELIEM Abdel fatah

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	PORFESSEUR	Président
M^r M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r A. HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^{me} D.DJOUDAR	MA.A	Promotrice

Septembre 2013.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable.

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE
DISTRIBUTION D'EAU POTABLE D'ALILIGUIA
WILAYA DE BOUMERDES**

Présenté par :

M^r GHELIEM Abdel fatah

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	PORFESSEUR	Président
M^r M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r A. HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^{me} D.DJOUDAR	MA.A	Promotrice

Septembre 2013.

Dédicace

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

A ma chère mère Houria.

A mon cher père Mouhamed.

*A mes frères : ABD SAMED, ABD RAËUF, ABD NOUR et
ABDERAHMAN.*

*A ma sœur HAYAT et son époux KARIM et surtout son nouveau ABDEL
MONEIM*

A mes sœurs NAÏMA et SOUAD.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

Abdel Fatah

Remerciement

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

Puis Je remercie fortement ma promotrice : M^{me} DJOUDAR de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Mes remerciements s'adressent également a tous les enseignants qui ont contribué a notre formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH et je n'oublie pas M^r HALIMI Hacene de leur fortement aide.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin a l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

Abdel Fatah

ملخص :

التجمع السكاني لعليقية ، المتواجدة بولاية بومرداس، تعرف حاليا وضعا يندرج بالخطر في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب، هذه الشبكة توجد في حالة غير متوازنة من حيث الضغط، لذلك قمنا بدراسة شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لعليقية ولاية بومرداس من أجل تلبية حاجة السكان كما و نوعا

لأجل ذلك قمنا بجمع المعلومات المتعلقة بهذه المنطقة مع الأخذ بعين الاعتبار حاجيات السكان من المياه الصالحة للشرب إلى غاية سنة 2040

كذلك تشمل الأطروحة على حساب طاقة استيعاب خزان الماء و تحديد القنوات الملائمة للشبكة

بعد ذلك نتطرق إلى حماية الأنابيب الدفع من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

و في الأخير قمنا بدراسة ورشة الانجاز (تنظيم و مدة الانجاز)

Résumé :

L'agglomération d'ALLILIGUIA, se situe dans la wilaya de Boumerdes, reconnait à l'état actuelle une situation alarmante dans le domaine d'alimentation en eau potable. Le réseau en service se trouve dans un état déséquilibré du point de vue pressions et débits. ainsi qu'il ne couvre pas la totalité de l'agglomération. Notre objectif consiste à étudier le réseau de distribution d'eau potable d'ALLILIGUIA W.BOUMERDES afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins de la population pour cela nous avons regroupé toutes les informations relatives de la zone d'étude prenant en considération les besoins jusqu'à l'horizon 2040.

Un dimensionnement de réseau de distribution a été élaboré ainsi que le réservoir de distribution.

Nous nous étalerons, par la suite sur la protection des conduites gravitaire contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier

Enfin une organisation de chantier a été traitée pour pouvoirestimer le délai de réalisation.

Abstract:

The agglomeration of ALLILIGUIA, that is located in Boumerdes witnesses currently recognizes an alarming situation in the field of drinking water. The network is in a state of unbalance in the perspective of pressures. This study consists in studying the drinking water distribution network of ALLILIGUIA. in order to answer qualitatively and quantitatively the growing needs of the population. For that, we have grouped all information relating to the zone of study by taking into account all requirements out of water in 2040. A dimensioning of drinking water system has been designed and also the works of storage. We will tackle thereafter, a protection means of the gravities pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer. Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre N°01	
Introduction	4
I-1. Situation géographique.....	4
I-2. Situation démographique.....	4
I-3. Situation géotechnique.....	4
I-3.1.La classe favorable	5
I-3.2. La classe moyennement favorable.....	5
I-3.2.1. La zone de micaschistes	5
I-3.2.2. La zone d'alluvions récents	5
I-3.2.3.Les marnes et les argiles sahéniennes	5
I-3.3.La classe défavorable	5
I-4. Situation climatique.....	7
I-4.1. Climat	7
I-4.2. Température.....	7
I-4.3. Pluviométrie	7
I-4.4. Le vent	8
I-4.5. L'humidité relative	8
I-5. Sismicité	8
I-6. Situation Topographique	8
I-7. Situation hydraulique	9
I-7.1. Réseau d'AEP actuel	9
I-7.2. L'adduction	9
I-7.2.1.Premier transfert	9
I-7.2.2. Deuxième Transfert.....	10
I-7.3. Ressources	10
I-7.4. Station Centrale de Boudouaou.....	10
I-7.5. Assainissement	10
Conclusion	11

Chapitre N°02

Introduction	13
II-1. Estimation de la population future	13
II-2. Normes unitaires de consommation	13
II-3. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	14
II-3.1. Estimation des besoins domestiques moyens.....	15
II-3.2. Estimation de débit de consommation moyenne d'équipements	15
II-3.3. Les besoins moyens totaux.....	16
II-4. Variation des débits de consommation journaliers	16
II-4.1. Consommation maximale journalière	16
II-4.2. Consommation minimale journalière	16
II-5. Variation des débits moyens horaires.....	16
II-5.1. Débit moyen horaire.....	17
II-5.2. Débit maximal horaire.....	17
II-5.3. Débit minimum horaire	18
II-6. Régime de consommation de l'agglomération.....	19
Conclusion.....	22

Chapitre N°03

Introduction	24
III-1. Les différents types de réseau	24
III-1.1. Réseau ramifié	24
III.1.2 : Réseau maillé	24
III-2. Conception d'un réseau.....	25
III-3. Principe de dimensionnement d'un réseau maillé	25
III-4. Calcul du réseau maillé	25
III-4.1. Loi des nœuds	25
III-4.2. Loi des mailles	25
III-5. Choix de matériaux de la conduite.....	26
III-5.1. Tuyau en fonte	26
III-5.2. Tuyau en acier.....	26
III-5.3. Tuyau en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié).....	26
III-5.4. Tuyau en PEHD	26
III-6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	26
III- 6.1. Détermination des débits.....	27

III-6.1.1. Le débit en route	27
III-6.1.2. Le débit spécifique	27
III-6.1.3. Le débit au nœud.....	28
III- 6.2. Calcul des débits	28
III- 6.2.1. Cas de pointe.....	28
III-6.2.2. Cas de pointe +incendie	30
III- 6.3. Répartition arbitraire des débits	32
III-7. Détermination des diamètres avantageux	35
III-8. Simulation par le logiciel EPANET :.....	37
III-9. Equipement du réseau de distribution.....	42
III- 9.1. Type de canalisation	42
III-9.2. Appareil et accessoires du réseau	42
III-9.2.1. Robinet vanne	42
III- 9.2.2. Robinets de vidange.....	42
III-9.2.3. Poteaux d'incendie.....	42
III-9.2.4. Vanne papillon	43
III-9.2.5. Vanne stop	43
III-9.2.6. Les ventouses	43
III-9.3. Pièces spéciales de raccords	43
Conclusion	44

Chapitre N°04

Introduction.....	46
IV-1. Rôle et fonctions des réservoirs.....	46
IV-2. Emplacement des réservoirs.....	46
IV-3. Classification des réservoirs.....	46
IV-4. Hauteur d'eau.....	47
IV-5. Détermination de la capacité du réservoir.....	48
IV-5.1.Méthode analytique.....	48
IV-5.2. Méthode graphique.....	49
IV-6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	49
IV-7. Equipement du réservoir.....	51
IV-7.1.Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	51
IV-7.2.Conduite de départ ou de distribution.....	51
IV-7.3. Conduite du trop-plein.....	52

IV-7.4. Conduites de vidange.....	52
IV-7.5. Conduit by-pass.....	52
IV-8. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	52
IV-10. Recommandation diverse	55
Conclusion.....	55

Chapitre N°05

Introduction	57
V-1.Type d'adduction.....	57
V-1.1. Adduction gravitaire	57
V-1.2.Adduction par refoulement	57
V-3.1. Assemblage des conduites	59
V- 3.1.1. Electro soudage	59
V-3.1.2. Soudage bout à bout	60
V-3.1.3. Raccords mécaniques	61
V-4. Déterminations de diamètres de l'adduction.....	62
V-4.1. Cas refoulement	62
V-4.1.1. Pertes de charges.....	62
V- 4.1.2. Pertes de charges linéaires.....	63
V-4.1.3. Pertes de charges singulières.....	63
V-4.1.4. Pertes de charges totales	64
V-4.2. Cas gravitaire	64
V-5. Profil d'une adduction	64
V-6. La ligne piézométrique	66
V-7. Calcul du diamètre de la conduite d'adduction	66
Conclusion	66

Chapitre N°06

Introduction.....	68
VI-1. Définitions du coup de bélier	68
VI-2. Les principales causes du phénomène.....	68

VI-3. Les risques dus aux coups de bélier.....	68
VI- 4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	68
VI-5. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	70
VI-5.1.Volant d'inertie.....	70
VI-5.2. Soupape de décharge.....	70
VI-5.3. Les cheminées d'équilibre.....	70
VI-5.4.Les réservoirs d'air.....	70
VI-6. Principe de fonctionnement.....	71
VI-7. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	72
VI-7.1.Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.....	72
VI-7.1.1 Calcul des volumes des réservoirs d'air.....	72
VI-7.2. Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier.....	73
VI-7.2.1. Détermination du temps de fermeture.....	74
VI-7.2.2. Détermination de la valeur de surpression et de dépression.....	74
VI-7.2.3.Application de loi de manœuvre.....	75
VI-8. La fermeture lente d'une vanne.....	77
Conclusion.....	77

Chapitre N°07

Introduction.....	79
VII-1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	79
VII-1.1. Matérialisation.....	79
VII-1.2. Nivellement de la plate de forme de pose.....	79
VII-1.3. Excavation des tranchées.....	80
VII-2. Choix de la section transversale de la tranchée.....	80
VII 2.1. Largueur de la tranchée.....	80
VII-2.2. La profondeur (H_{tr}).....	80
VII-2.3. Section de la tranchée.....	81
VII-3. Choix du coefficient du talus	81
VII-4. Choix des engins	81
VII-4.1. Pour le décapage de la couche de la terre végétale	81
VII-4.2. Utilisation des niveleuses	82
VII-4.3. Pour l'excavation des tranchées	83
VII-4.4. Pour le remblaiement des tranchées	84

VII-4.5. Pour le compactage	84
VII-5. Calcul la capacité de la pelle	84
VII-5.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie	86
VII-5.2. La duré d'excavation	87
VII-5.3. Aménagement du lit de pose des conduites	87
VII-5.4. Pose des conduites	87
VII-5.5. Epreuve de joint et de la canalisation	87
VII-5.6. Remblaiement de la tranchée	88
VII-6. Elaboration du Planning d'exécution des Travaux	88
VII-7. Méthodologie de construction du diagramme	88
VII-7.1. Planification des travaux	89
Conclusion	93

Chapitre N°08

Introduction.....	95
VIII- 1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	95
VIII-1.2. Facteurs humains	95
VIII- 1.3. Facteurs matériels	95
VIII-2. Liste des conditions dangereuses	95
VIII-3. Liste des actions dangereuses	95
VIII-4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	96
VIII-4.1. Protection individuelle	96
VIII- 4.2. Autre protections	96
VIII-4.3. Protection collective	96
VIII-4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton	96
VIII-4.3.2. Engin de levage	96
VIII- 4.3.3. Appareillage électrique	96
VIII-5. Organisation de la prévention des accidents du travail	96
VIII-5.1. Protection des membres inférieurs	96
Conclusion	98

liste des Tableaux

Tableau I-1 : Températures moyennes mensuelles.....	7
Tableau I-2 : précipitations maximales journalières.....	8
Tableau I-3 : Humidité relative.....	8
Tableau I-4 : Caractéristiques des forages.....	10
Tableau II-1 : Estimation de la population future	13
Tableau II-2 : variation de la dotation en fonction de nombre d'habitant.....	14
Tableau II-3 : Besoins domestiques moyens à l'horizon.....	15
Tableau II-4 : Besoins d'équipements.....	15
Tableau II-5 : Récapitulation des besoins en eau.....	16
Tableau II-6 : Récapitulation de consommation journalière.....	16
Tableau II-7: Variation du coefficient β_{\max}	17
Tableau II-8 : Variation du coefficient β_{\min}	18
Tableau II-9 : Récapitulation des débits horaires.....	19
Tableau II-10 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II-11 : Variation des débits horaires	20
Tableau III -1 : Récapitulatif des débits	29
Tableau III-2 : Calcul des débits aux nœuds pour cas de pointe	29
Tableau III-3: Calcul des débits aux nœuds pour cas de pointe +incendie.....	31
Tableau III-4 : Diamètres avantageux en fonction des débits	35
Tableau III-5 : Détermination des diamètres avantageux	35
Tableau III-6 : Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe	37
Tableau III-7: Calcul des pressions de service en cas de pointe.....	38
Tableau III-8 : Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe +incendie.....	39
Tableau III-9: Calcul des pressions de service en cas de pointe +incendie.....	40
Tableau III-10:Caractéristiques de la canalisation utilisée dans le projet	41
Tableau IV-1 : Relation entre la capacité et la hauteur d'un réservoir.....	47
Tableau IV-2 : Calcul de la capacité du réservoir.....	49
Tableau V-1 : Calcul de diamètre de l'adduction	66
Tableau VI-1 : Caractéristiques de la conduite d'adduction.....	74
Tableau VI-2 : Les valeurs de la suppression et la dépression... ..	75
Tableau VI-3 : Récapitulation des calculs de la fermeture de la vanne.....	76

Tableau VII-1 : Choix de coefficient du talus.....	81
Tableau VII-2 : Calcul le volume de terre à excavé.....	85
Tableau VII-3: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	86
Tableau VII-4 : Détermination des délais de réalisation.....	90

Listes des figures

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Carte geologique de la commune de Boumerdes	6
--	---

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 :Histogramme d'évolution du nombre d'habitant.....	14
Figure II-2 : Histogramme de consommation d'eau journalière	21
Figure II-2 : Courbe intégrale de la consommation totale.....	22

Chapitre III : Réseau de distribution

Figure III-1 :Répartition arbitraire des debits en cas de pointe	33
Figure III-2 :Répartition arbitraire des debits en cas de pointe +incendie	34

Chapitre IV : les réservoirs

Figure IV-1 : . Matérialisation de la réserve d'incendie	53
Figure IV-2 : . Equipement du réservoir	54

Chapitre V: Etude d'adduction

Figure V-1 : Les moyens de raccords électro soudables	60
Figure V-2 : les étapes du soudage bout à bout	61
Figure V-3: les outils et la forme de soudure bout à bout	61
Figure V-4 : Raccordement des tubes PEHD aux matériaux traditionnels	62

Chapitre VI: Protection contre le coup de bélier

Figure VI-1 : Le réservoir d'air (anti-belier).....	71
Figure VI-2 : Le principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier	72
Figure VI- 3 : Graphe représentatif de la loi de manœuvre.....	77

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1: Bulldozer	82
Figure VI-2 : Niveleuse automotrice	83
Figure VI-3: Pelle équipée en rétro	83
Figure VI-4: Chargeur	84
Figure VI-5 : Compacteur.....	85
Figure VI-6: Réseau à nœud.....	91
Figure VI-7: Diagramme de GANTT	92

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

FigureVIII-1 : Organigramme de la prévention	100
--	-----

Liste des planches

PLANCHE N° 1 : plan de masse

PLANCHE N° 2 : le réseau de distribution

PLANCHE N° 3 : profil en log

PLANCHE N° 4 : le réservoir

PLANCHE N° 5 : les accessoires dans un réseau d'aep

L'eau demeure une source de vie des êtres vivants, élément essentiel dans leur subsistance et leur développement, et ce dans les différentes catégories telles que l'agriculture, la consommation humaine, l'industrie et la production d'énergie.

La multiplicité de ses usages a fait de l'eau une ressource fondamentale des activités humaines. Au cours du XX^{ème} siècle, la consommation de l'eau a augmentée deux fois plus vite que la population, résultat plus d'un milliard de personnes dans le monde n'ont pas accès à cette ressource si précieuse.

L'insuffisance de l'eau est due en particulier à son inégale répartition, à la pollution des nappes, leur rareté ou leur inexistence.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de renouveler quand il a atteint un seuil de vétusté limite. Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres que se soit environnementaux, techniques, de gestion, économique ainsi que de la politique des gestionnaires. Ces dysfonctionnements se manifestent principalement à travers de trois symptômes caractéristiques :

- ↳ Une multiplication des fuites et ruptures.
- ↳ Une diminution de capacité de portage hydraulique.
- ↳ Une dégradation de la qualité de l'eau.

L'objet de notre étude consiste de faire une étude approfondie du système d'alimentation en eau potable pour améliorer l'approvisionnement en eau potable d'ALLILIGUIA W.BOUMERDES.

Pour cela nous procéderons comme suit :

- ✓ Présentation de la région d'étude ;
- ✓ Estimation des besoins en eau ;
- ✓ Dimensionnement du réseau de distribution
- ✓ Etude d'adduction;
- ✓ Protection des conduites contre le coup de bélier;
- ✓ Organisation de chantier.
- ✓ Protection et sécurité de travail.

L'étude est couronnée par une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation de notre agglomération du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique démographique et hydraulique pour pouvoir entamer notre étude de projet.

I-1.Situation géographique

L'agglomération de Aliliguia est une partie intégrante du chef lieu de la commune de Boumerdes (coté Sud-Est),

Elle est limitée :

- Au Nord par le chef lieu de la commune de Boumerdes.
- Au Sud par la commune de Tidjalabine.
- A l'Est par la commune de Zemmouri.
- A l'Ouest par la ville de Corso.

L'agglomération de Aliliguia est limitée au Nord par la voie ferrée Alger-Thenia et la Route Nationale RN 05.

I-2. Situation démographique

L'agglomération de Aliliguia est une extension de la commune de Boumerdes. Elle est caractérisée généralement par des constructions individuelles. Elle ne peut avoir plus d'extension parce qu'elle est limitée par l'Oued du coté Sud –Est.

Elle est caractérisée aussi par une démographie faible avec un nombre d'habitant qui est égale à 2988 habitants en 2008 selon le dernier recensement national d'après le service technique de l'APC de la wilaya de Boumerdes avec un taux d'accroissement maximal de la commune de 2,1.

I-3.Situation géotechnique

La superposition des données géologiques, hydrologiques et morphologiques, a permit la classification des terrains de l'agglomération en trois (03) classes tout en prenant en charge leur mécanique et leur stabilité :

I-3.1.La classe favorable : constituée d'alluvions anciennes, de terrains dunaires, sableux et graveleux à faible pente. C'est une classe à caractère géotechnique favorable.

I-3.2. La classe moyennement favorable: elle comprend :

I-3.2.1. La zone de micaschistes : à l'exception des zones déclassées et fissurées, elle se situe sur une assise solide.

I-3.2.2. La zone d'alluvions récents : constituée des terres de pente faible (0 à 15 %) et à 10 m des berges des oueds en évitant les zones inondables.

I-3.2.3. Les marnes et les argiles sahéliennes : pour les parties en faibles pente de 0 à 10%, ou les risques de glissement de terrain peuvent apparaître au-delà de ce seuil

I-3.3. La classe défavorable : elle est constituée de terrain marneux ou argileux, à faible résistance et à caractère inondable avec une pente supérieure à 15 %, ce qui les rend sujet au glissement de terrain.

La carte suivante représente la situation géotechnique de toute la commune de Boumerdes

I-4. Situation climatique

I-4.1. Climat

Du fait de sa situation géographique, la zone d'étude se caractérise par un climat de type méditerranéen, caractérisé par un hiver froid et humide et un été sec et chaud.

Elle subit l'influence de la mer, à 2 km seulement.

Ces dernières années, on remarque un prolongement de la saison chaude du mois d'Avril au mois de Septembre.

I-4.2. Température

Selon la direction d'Hydraulique de la wilaya de Boumerdes la zone d'étude est caractérisée par :

- Température maximale 38°C
- Température moyenne 20°C
- Température minimale 05°C

Le tableau ci –après récapitule les températures moyennes mensuelles

Tableau I.1. Températures moyennes mensuelles pour L'année 2008

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tmin °c	5.1	5	5.1	7.0	10.8	15.4	17.9	18.8	15.3	11.4	7.0	5
Tmax °c	13.2	14.6	18.0	20.2	25.9	32.0	36.1	38	30.0	24.8	18.8	14.1
Tmoy °c	9.15	9.8	11.4	13.5	18.3	23.6	27.0	27.6	22.6	18.0	13.0	9.55

(Source DHW de Boumerdes)

I-4.3. Pluviométrie

La pluviométrie quant à elle présente une intensité assez irrégulière le long de l'année

- pluie moyenne annuelle.....Pmoy.an = 816 mm
- pluie moyenne annuelle maximale par jours..... Pmax.an = 81.4mm
- pluie maximale journalière.....Pmax.j = 61.3mm
- Exposant climatique.....b = 0.41
- Coefficient de variation maximum.....cv = 0.42

La station de Thenia est une station de référence de la commune de Boumerdes et le Tableau suivant présente les précipitations maximales journalières pour chaque mois de l'année 2008.

Tableau I.2. Précipitations maximales journalières(2008)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
mm	35	72	125	143	130	91	87	59	52	18	1	3
jours	4	8	11	13	12	11	10	8	7	4	1	1

(Source DHW de Boumerdes)

Le total est de 816 mm tombant en 90 jours.

I-4.4. Le vent

Les vents dominants sont les vents du Sud Ouest (26,6 %), ceux du Nord (20,3 %) et au Nord-Est est (18 %), en hiver rassemblant (64,96 %) du total. La vitesse moyenne du vent est de l'ordre de 3 mètres par seconde d'après la subdivision de la ressource en eau de la daïra de Boumerdes.

➤ Remarque

Concernant le siroco (le vent chaud du Sud) a une moyenne de 8 jours par an généralement au mois de juillet et aout.

I-4.5. L'humidité relative

Elle atteint les 72 %, elle est importante car elle est tributaire du climat, du brouillard et de la proximité de la mer.

Tableau I.3. Humidité relative de l'année 2008

Mois	Jan	fév.	mar.	avar	mai	juin	juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov	Déc
Humidité relative	67	67	70	65	69	72	72	70	68	72	65	67

(Source DHW de Boumerdes)

I-5.Sismicité

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes, le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques:

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte

La commune de Boumerdes est classée en zone III (sismicité forte) suite au tremblement de terre qu'a subi la wilaya de Boumerdes le 21 mai 2003,

I-6.Situation Topographique

La topographie est un facteur important dans la conception d'un système d'alimentation en eau potable, la région d'étude est caractérisée par une pente plus ou moins forte et sillonnée par plusieurs talwegs .

I-7. Situation hydraulique

I-7.1. Réseau d'AEP actuel

Le réseau de distribution existant ne couvre pas la totalité de notre agglomération et présente de nombreux problèmes à cause de l'extension de la ville. Donc tout le réseau doit être rénové. Le diamètre de ce dernier en acier varie entre Ø90 et Ø200.

I-7.2. L'adduction

Le schéma général d'alimentation en eau potable de la région s'articule principalement autour de deux transferts qui alimentent l'essentiel des populations.

Les systèmes existants transfèrent, stockent et distribuent la ressource provenant essentiellement de la station de traitement de Boudouaou (SPIK), et celle de la nappe du Bas-Isser.

I-7.2.1.Premier transfert

Il s'agit du transfert de la nappe de Oued Isser au quel se greffent pas moins de 09 forages. Les eaux sont collectées et transférées vers une station centrale à proximité de Si Mustapha d'où partent deux refoulements, l'un vers la zone haute (Thénia), l'autre vers la zone basse (Zemmouri).

I-7.2.2. Deuxième Transfert

Ce transfert véhicule les eaux potables provenant de la station de traitement de Boudouaou qui reçoit ses eaux du barrage de Keddara. L'adduction vers Boumerdès

démarré d'un pompage jusqu'à un réservoir de mise en charge situé à proximité de Benrahmoune, puis continue en gravitaire jusqu'à Boumerdès.

I-7.3. Ressources

Les ressources alimentant notre ville proviennent essentiellement des forages situés sur la nappe d'oued Isser et une partie de moindre importance sur la nappe alluviale d'oued Boumerdès.

Les caractéristiques des 09 forages situés dans le Bas Isser sont insérées dans le tableau I.4

Tableau I.4. Caractéristiques des forages :

Forage	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9
Debit(L/s)	A l'arrêt	17	20	A l'arrêt	40	12	11,11	20	20

I-7.4. Station Centrale de Boudouaou

Elle ne comporte pas de bêche d'aspiration, celle-ci se fait directement à partir de la conduite dont le diamètre est de 2xØ2000 qui va vers Alger.

Les pompes sont alimentées à partir d'une conduite dont le diamètre est Ø500.

- la côte de départ est située à 90 NGA
- les pompes installées sont au nombre de six pour les trois départs comme cité au-dessus, deux d'entre elles sont prévues pour les agglomérations de Boumerdès.

I-7.5. Assainissement

L'agglomération de Alliliguia est assainit à 100% avec un diamètre variant entre 315mm et 400mm. Le matériau caractérisant ce réseau est en PVC.

Conclusion

Ce chapitre sert à représenter la zone d'étude, connaître la topographie, le climat et toutes les informations disponibles concernant Alliliguia.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

Introduction

Dans ce chapitre on va essayer d'estimer les besoins en eau de notre agglomération selon le nombre d'habitants de l'agglomération à l'horizon de 2040 et les différents équipements.

Le calcul des besoins en eau de consommation se base sur les normes de consommation unitaire.

Notre objectif est de vérifier les sources, le stockage et la demande à l'horizon d'étude 2040.

II-1. Estimation de la population future

L'estimation de la population se fera pour l'horizon 2040, le calcul sera établi sur la base de la formule suivante :

$$P_n = p_0 (1 + \tau)^n$$

Avec : P_n : population à l'horizon d'étude

p_0 : la population actuelle (2008)

τ : Le taux d'accroissement de la population en (%)

n : le nombre d'années à l'horizon 2040, pour notre projet

On prend $n=27$ ans

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population de Alliliguia a été 2988 habitants et nous adopterons un taux d'accroissement de 2.1 %.

Tableau II.1 Estimation de la population future

Année	Taux d'accroissement (%)	Population
2008	2.1	2988
2013	2.1	3397
2040	2.1	5255

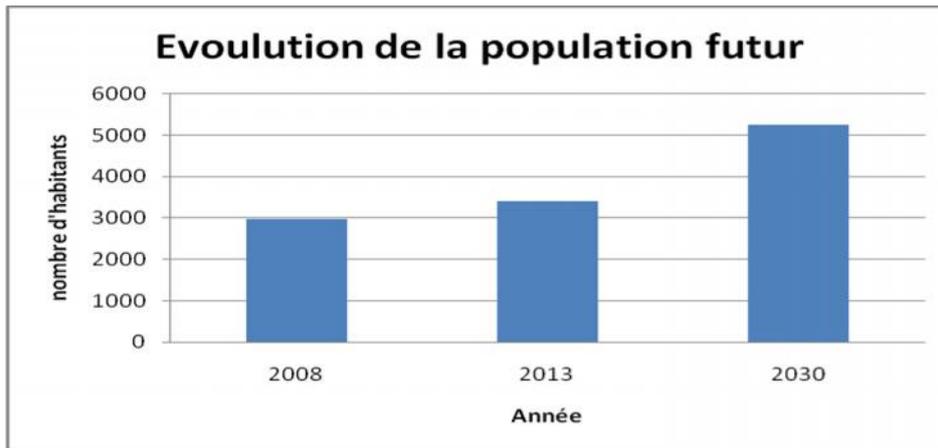


Figure II.1 Histogramme d'évolution du nombre d'habitants

II-2. Normes unitaires de consommation

La dotation est la quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération, elle est généralement évaluée en litre par habitant par jour.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères qui sont :

- ❖ Le niveau de vie de la population,
- ❖ Le nombre d'habitants,
- ❖ Le développement urbain de la ville,
- ❖ Ressources existantes.

Pour choisir la dotation on utilise les intervalles qui sont mentionnés dans le tableau II.2 :

Tableau II.2 Variation de la dotation en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant	< 5000	5000 ÷ 20000	20.000 ÷ 100.000	>100.000
Dotation (l/j/h)	125	150 ÷ 200	200 ÷ 300	300 ÷ 400

Le nombre d'habitant à l'horizon 2040 est égal à 5255 habitants, la dotation sera 200l/j.

II-3. Détermination de la consommation moyenne journalière

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

$$Q_{\text{moy . j}} = \frac{N_i q_i}{1000}$$

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre de consommation ou le nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

q_i : dotation en l/j/hab.

II-3.1. Estimation des besoins domestiques moyens

Après le choix de la dotation et pour un taux d'accroissement de 2.1 on calcul le débit moyen journalier à partir de la formule suivante :

$$Q_{moy . j} = \frac{N_i q_i}{1000}$$

Les résultats sont du calcul se trouvent dans le tableau suivant

Tableau II.3 Besoin domestiques moyens à l'horizon 2030

année	Population (hab.)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moyj}(m^3/j)$
2040	5255	200	1051

II-3.2. Estimation de débit de consommation moyenne d'équipements

Les besoins d'équipements englobent toutes consommations non domestiques telles que la consommation industrielle (usine), scolaire (école.CEM. lycée),etc...

Le tableau ci-après récapitule les différents besoins de l'agglomération

Tableau II.4 Besoins d'équipements

Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation	Besoin moyens m^3/j
			l/j/unité	
Ecole primaire	élèves	260	10	2.6
lycée	élèves	300	10	3
Sale de soin	Lit	60	300	18
Hôtel SOUMAM	Lit	350	70	24.5
Hôtel ROCHER	Lit	130	70	9.1
Caserne	soldat	500	50	25
Université (INIL)	étudiant	11000	20	220
Cité universitaire	lit	1250	80	100
Sureté de wilaya	Policier	250	50	12.5
Mosquée	fidèle	1000	5	5
Banque	Bureau	45	15	0.675
SONELGAZ	Bureau	40	15	0.6

Donc la somme des besoins publics est égale à 420.97 m³/j.

II-3.3. Les besoins moyens totaux

On fait la somme des besoins domestiques et les besoins d'équipements pour trouver les besoins moyens totaux. Les résultats sont indiqués dans le tableau II.5 suivant :

Tableau II.5. Récapitulation des besoins en eau

Catégorie de besoin	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	1051
Publique	420.97
Total	1471.97

II-4. Variation des débits de consommation journaliers

II-4.1. Consommation maximale journalière

Pour calculer le débit maximal journalier il faut avoir le coefficient d'irrégularité de la consommation journalière qui représente la variation de la consommation journalière au cours de la semaine :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j}$$

Ce coefficient $K_{\max,j}$ varie entre **1.1** et **1.3**, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II-4.2. Consommation minimale journalière

Le débit minimal journalier est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j}$$

Et le $K_{\min,j}$ défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j}$$

Ce coefficient $K_{\min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

Tableau II.6 Récapitulation de consommation journalière maximale et minimale

Q _{moy,j} (m ³ /j)	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)	K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)
1471.97	1.3	1913.56	0.8	11775.8

II-5. Variation des débits moyens horaires

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

II-5.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy, h}} = \frac{1913.56}{24} = 79.73 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\text{moy, h}} = 79.73 \text{ m}^3/\text{h}$$

II-5.2. Débit maximal horaire

Il représente le débit de pointe d'une agglomération et il dépend de coefficient d'irrégularité horaire maximale, Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution.

Le coefficient d'irrégularité maximale horaire représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du 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 :

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

Avec :

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

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.7 nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.7 Variation du coefficient β_{max}

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 5255 alors :

$$\beta_{\max} = 1,4$$

la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,4 * 1,3 = 1,82$$

Le débit maximal horaire sera :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

Avec :

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

$K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On trouve donc :

$$Q_{\max,h} = 1,82 * 79.73 = 143.52 \text{m}^3/\text{h}$$

II-5.3. Débit minimum horaire

Ce débit est déterminé à partir du coefficient d'irrégularité minimale horaire.

Le coefficient d'irrégularité horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il 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.8 suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.8 : Variation du coefficient β_{\min}

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

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min,h} = 0,25$

la valeur de $K_{\min,h}$ sera alors :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,25 = 0,125.$$

$$K_{\min,h} = 0,125$$

Et le débit minimum horaire sera donc :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

Avec :

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

$K_{\text{min,h}}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\text{min,h}} = 0.125 * 79.73 = 9.96 \text{m}^3/\text{h}$$

Tableau II.9 : Récapitulatif des débits horaires :

$Q_{\text{moy,h}}$	$K_{\text{max,h}}$	$Q_{\text{max,h}}$	$K_{\text{min,h}}$	$Q_{\text{min,h}}$
79.73	1.82	143.52	0.125	9.96

II-6. Régime de consommation de l'agglomération

Le régime de consommation diffère d'une agglomération à une autre selon le nombre d'habitants.

Tableau II.10 : 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	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5

18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Tableau II.11 Variation des débits horaires

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 1913.56 \text{ m}^3/\text{J}$		Courbe de la consommation cumulée	
	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	1	19.14	1	19.14
01-02	1	19.14	2	38.27
02-03	1	19.14	3	57.41
03-04	1	19.14	4	76.54
04-05	2	38.27	6	114.81
05-06	3	57.41	9	172.22
06-07	5	95.68	14	267.90
07-08	6.5	124.38	20.5	392.28
08-09	6.5	124.38	27	516.66
09-10	5.5	105.25	32.5	621.91
10-11	4.5	86.11	37	708.02
11-12	5.5	105.25	42.5	813.26
12-13	7	133.95	49.5	947.21
13-14	7	133.95	56.5	1081.16
14-15	5.5	105.25	62	1186.41
15-16	4.5	86.11	66.5	1272.52
16-17	5	95.68	71.5	1368.20
17-18	6.5	124.38	78	1492.58
18-19	6.5	124.38	84.5	1616.96
19-20	5	95.68	89.5	1712.64
20-21	4.5	86.11	94	1798.75
21-22	3	57.41	97	1856.15
22-23	2	38.27	99	1894.42
23-24	1	19.14	100	1913.56

➤ $Q_{\max h} = 133.97 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 37.20 l/s

➤ $Q_{\min h} = 19.14 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 5.31 l/s

Les figures II.2 et II.3 suivantes récapitulent la consommation de notre agglomération

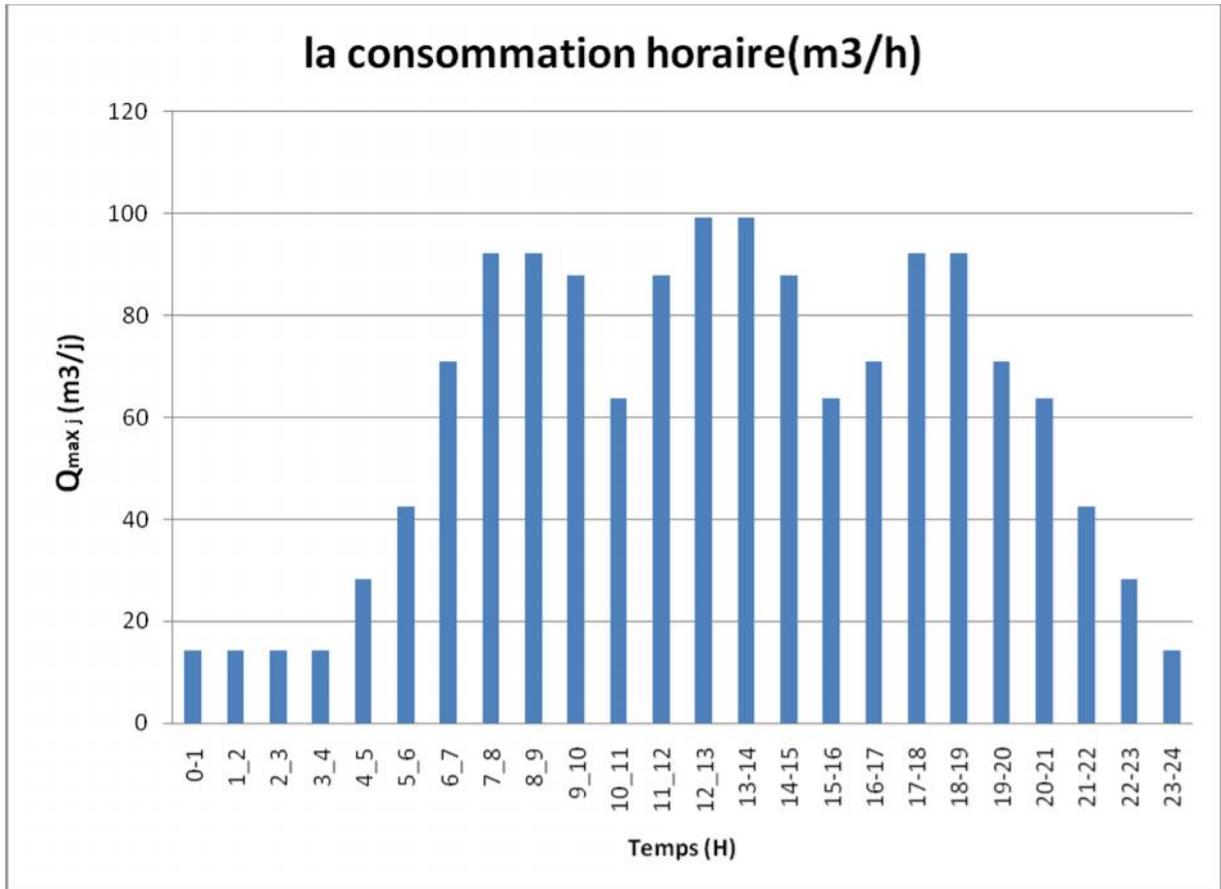


Figure II.2 :l'histogramme de la consommation d'eau journalière

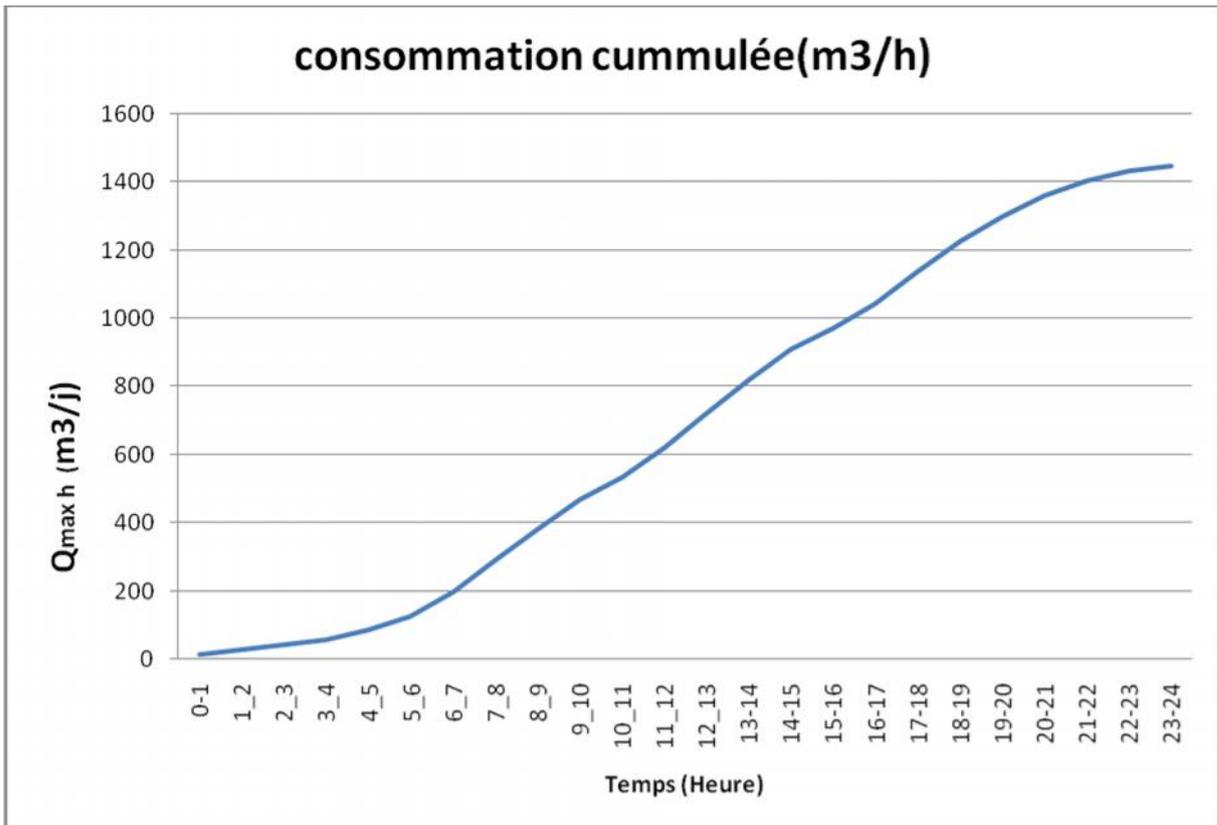


Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation totale.

Cette courbe est nécessaire pour la détermination de régime de consommation

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu avoir l'évaluation des besoins en eau de notre agglomération et déterminer le débit maximum journalier **1913.56 m³/j** et le débit minimum journalier **1177.58 m³/j** ainsi que le débit de pointe **133.95 m³/h** qui est entre midi et 14 h.

Introduction

Le réseau de distribution est un moyen de satisfaire les consommateurs d'eau potable à partir de réserve stocké dans le réservoir .et après avoir déterminer les besoins en eau de notre agglomération on fait choisir le type de réseau qui convient de notre région d'étude ainsi que les diamètre de chaque tronçon de façon à assurer le débit maximal avec une pression égale à la pression de service.

III-1. Les différents types de réseau

Il existe deux types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.

III-1.1. Réseau ramifié

Il est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale, c'est un réseau arborescent.

Ainsi que ce réseau n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.il destiné généralement pour les petites agglomérations et les zones rurales, il est moins couteux que le maillé

III.1.2 : Réseau maillé

Les conduites de réseau maillé sont placé de tel manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés, le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Avec une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est utilisé en général dans les zones urbaines et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associé aux réseaux ramifiés (réseau combiné)

Remarque

- ✓ Il existe un réseau combiné entre le maillé et le ramifié c'est réseau maillé contient des ramifications.
- ✓ En cas de nivellement important on sépare la zone haute et la zone base par un réservoir réducteur pression pour diminuer la pression aux points les plus bas.

III-2. Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution, il faut prendre en considération les facteurs influents sur notre réseau comme :

- L'emplacement des cartiers
- L'emplacement des grands consommateurs comme les usines
- La topographie du terrain
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

III-3. Principe de dimensionnement d'un réseau maillé

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

- Choisir le lieu des consommateurs principaux.
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau ;
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses ;
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires ;

III-4. Calcul du réseau maillé

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS basé sur deux lois à savoir :

III-4.1. Loi des nœuds

En un nœud quelconque de la conduite, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui sortent

III-4.2. Loi des mailles

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

III-5. Choix de matériaux de la conduite

Les facteurs de choix du type de matériau sont la pression supportée par la conduite, l'agressivité de l'eau et du sol, le cout de conduite et leurs accessoiresetc.
ils existent plusieurs types de conduite

III-5.1. Tuyau en fonte

Le tuyau en fonte présente plusieurs avantages comme la bonne résistance à la sollicitation, la rigidité, la solidité, facilité de pose, ainsi que la bonne résistance à la corrosion. Mais il est lourd, cher, et il a une mauvaise résistance au cisaillement.

III-5.2. Tuyau en acier

Le tuyau en acier est plus léger que le tuyau en fonte, il résiste au contrainte au choc et a l'écrasement,

L'inconvénient major de ce tuyau est la corrosion.

III-5.3. Tuyau en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)

Les avantages du tuyau en PVC sont :

- Bonne résistance a la corrosion.
- Disponibilité sur le marché
- Facilité de pose.

L'inconvénient du tuyau en pvc est le risque de rupture.

III-5.4. Tuyau en PEHD

Ce type de tuyau présente plusieurs avantages :

- Bonne résistance à la corrosion interne et externe.
- Disponible sur le marché
- Souplesse à l'utilisation.
- Légèreté et facilité d'utilisation.
- Facilité du transport et de stockage.
- Durée de vie plus de 50 ans.
- Bonne caractéristique hydraulique.

Leur seul inconvénient est la nécessité de technicité de la jonction.

Pour ces avantages on utilise un tuyau de type PEHD.

III-6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

Pour calculer le réseau il faut déterminer d'abord les données de base suivantes :

- Les débits : commençant par le débit spécifique, les débits en route et les débits aux nœuds
- Les longueurs des tronçons formant notre réseau.

III- 6.1. Détermination des débits

III-6.1.1. Le débit en route

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec :

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

III-6.1.2. Le débit spécifique

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations du réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit avec la relation Suivante :

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

III-6.1.3. Le débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, le calcul de ce débit s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc}$$

Avec :

$Q_{n,i}$: débit au nœud (i).

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

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud.

Remarque

Le dimensionnement de réseau de distribution se fait en deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

III- 6.2. Calcul des débits

III- 6.2.1. Cas de pointe

Le débit de pointe est déterminé à partir du tableau de variation des débits horaires entre 12h et 13h

Nous avons :

$$Q_{cons} = 143.52 \text{ m}^3/\text{h} = 39.86 \text{ l/s} \text{ et } Q_{conc} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

$$\text{Donc } Q_{route} = Q_{cons} = 39.86 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 6785.14 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{sp} = 39.86 / 6785.14 = 0,0058756 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc: $Q_{sp} = 0.0058756 \text{ l/s/m}$

Tableau III.1 Récapitulation des débits :

Heure de pointe (12 heures à 13 heures)	Q_{cons} (l/s)	39.86
	Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
	Q_{route} (l/s)	39.86
	$\sum L_i$ (m)	6759.74
	Q_{sp} (l/s/m)	0,0058756

A partir de débit spécifique on calcule le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit de chaque nœud du réseau

Tableau III.2 Calcul des débits aux nœuds en cas de pointe :

Nœuds	Tronçons	log (m)	Débit sp (l/s)	Débit route (l/s)	$\sum Q_r$ (l/s)	$0.5 * \sum Q_r$ (l/s)
1	Tuyau R-01	554.9	0	0.00	2.52	1.26
	Tuyau 01-02	148.7	0.005875	0.87		
	Tuyau 01-03	280.6	0.005875	1.65		
2	Tuyau 02-04	258.3	0.005875	1.52	2.39	1.20
	Tuyau 01-02	148.7	0.005875	0.87		
3	Tuyau 03-05	35.96	0.005875	0.21	2.82	1.41
	Tuyau 03-04	163.7	0.005875	0.96		
	Tuyau 01-03	280.6	0.005875	1.65		
4	Tuyau 04-07	62.77	0.005875	0.37	2.85	1.42
	Tuyau 03-04	163.7	0.005875	0.96		
	Tuyau 02-04	258.3	0.005875	1.52		
5	Tuyau 06-05	81.48	0.005875	0.48	1.91	0.96
	Tuyau 05-23	208.4	0.005875	1.22		
	Tuyau 03-05	35.96	0.005875	0.21		
6	Tuyau 06-05	81.48	0.005875	0.48	1.84	0.92
	Tuyau 06-11	110	0.005875	0.65		
	Tuyau 07-06	121.9	0.005875	0.72		
7	Tuyau 07-06	121.9	0.005875	0.72	1.91	0.96
	Tuyau 07-08	141.1	0.005875	0.83		
	Tuyau 04-07	62.77	0.005875	0.37		
8	Tuyau 08-09	211.4	0.005875	1.24	3.36	1.68
	Tuyau 08-10	219.1	0.005875	1.29		
	Tuyau 07-08	141.1	0.005875	0.83		
9	Tuyau 08-09	211.4	0.005875	1.24	4.82	2.41

	Tuyau 09-10	609.8	0.005875	3.58		
10	Tuyau 11-10	95.94	0.005875	0.56	5.43	2.72
	Tuyau 08-10	219.1	0.005875	1.29		
	Tuyau 09-10	609.8	0.005875	3.58		
11	Tuyau 11-12	215.3	0.005875	1.26	2.47	1.24
	Tuyau 11-10	95.94	0.005875	0.56		
	Tuyau 06-11	110	0.005875	0.65		
12	Tuyau 12-13	214.7	0.005875	1.26	3.49	1.74
	Tuyau 11-12	215.3	0.005875	1.26		
	Tuyau 23-12	163.6	0.005875	0.96		
13	Tuyau 13-14	468.6	0.005875	2.75	5.38	2.69
	Tuyau 13-22	233.3	0.005875	1.37		
	Tuyau 12-13	214.7	0.005875	1.26		
14	Tuyau 14-15	277.4	0.005875	1.63	4.38	2.19
	Tuyau 13-14	468.6	0.005875	2.75		
15	Tuyau 16-15	44.49	0.005875	0.26	3.91	1.95
	Tuyau 15-21	343.3	0.005875	2.02		
	Tuyau 14-15	277.4	0.005875	1.63		
16	Tuyau 16-17	312.5	0.005875	1.84	3.90	1.95
	Tuyau 16-15	44.49	0.005875	0.26		
	Tuyau 20-16	306.9	0.005875	1.80		
17	Tuyau 18-17	247.1	0.005875	1.45	4.40	2.20
	Tuyau 16-17	312.5	0.005875	1.84		
	Tuyau 20-17	188.6	0.005875	1.11		
18	Tuyau 19-18	368	0.005875	2.16	3.61	1.81
	Tuyau 18-17	247.1	0.005875	1.45		
19	Tuyau 19-20	78.3	0.005875	0.46	4.25	2.12
	Tuyau 19-18	368	0.005875	2.16		
	Tuyau 21-19	276.8	0.005875	1.63		
20	Tuyau 20-16	306.9	0.005875	1.80	3.37	1.69
	Tuyau 20-17	188.6	0.005875	1.11		
	Tuyau 19-20	78.3	0.005875	0.46		
21	Tuyau 21-19	276.8	0.005875	1.63	4.45	2.23
	Tuyau 15-21	343.3	0.005875	2.02		
	Tuyau 22-21	138.2	0.005875	0.81		
22	Tuyau 13-22	233.3	0.005875	1.37	3.12	1.56
	Tuyau 22-21	138.2	0.005875	0.81		
	Tuyau 23-22	158.9	0.005875	0.93		
23	Tuyau 23-12	163.6	0.005875	0.96	3.12	1.56
	Tuyau 05-23	208.4	0.005875	1.22		
	Tuyau 23-22	158.9	0.005875	0.93		

III-6.2.2. Cas de pointe +incendie

Dans ce cas les résultats des débits reste les mêmes sauf que le débit d'incendie (17 l/s) est ajouter comme un débit concentré au point défavorable, qui est dans notre cas le nœud n° 18.

Tableau III.3 Calcul de débits aux nœuds en cas de pointe +incendie :

Nœuds	Tronçons	log (m)	Debit sp(l/s)	Debit route(l/s)	$\sum Q_r$ (l/s)	$0.5 * \sum Q_r$ (l/s)
1	Tuyau R-01	554.9	0	0.00	2.52	1.26
	Tuyau 01-02	148.7	0.005875	0.87		
	Tuyau 01-03	280.6	0.005875	1.65		
2	Tuyau 02-04	258.3	0.005875	1.52	2.39	1.20
	Tuyau 01-02	148.7	0.005875	0.87		
3	Tuyau 03-05	35.96	0.005875	0.21	2.82	1.41
	Tuyau 03-04	163.7	0.005875	0.96		
	Tuyau 01-03	280.6	0.005875	1.65		
4	Tuyau 04-07	62.77	0.005875	0.37	2.85	1.42
	Tuyau 03-04	163.7	0.005875	0.96		
	Tuyau 02-04	258.3	0.005875	1.52		
5	Tuyau 06-05	81.48	0.005875	0.48	1.91	0.96
	Tuyau 05-23	208.4	0.005875	1.22		
	Tuyau 03-05	35.96	0.005875	0.21		
6	Tuyau 06-05	81.48	0.005875	0.48	1.84	0.92
	Tuyau 06-11	110	0.005875	0.65		
	Tuyau 07-06	121.9	0.005875	0.72		
7	Tuyau 07-06	121.9	0.005875	0.72	1.91	0.96
	Tuyau 07-08	141.1	0.005875	0.83		
	Tuyau 04-07	62.77	0.005875	0.37		
8	Tuyau 08-09	211.4	0.005875	1.24	3.36	1.68
	Tuyau 08-10	219.1	0.005875	1.29		
	Tuyau 07-08	141.1	0.005875	0.83		
9	Tuyau 08-09	211.4	0.005875	1.24	4.82	2.41
	Tuyau 09-10	609.8	0.005875	3.58		
10	Tuyau 11-10	95.94	0.005875	0.56	5.43	2.72
	Tuyau 08-10	219.1	0.005875	1.29		
	Tuyau 09-10	609.8	0.005875	3.58		
11	Tuyau 11-12	215.3	0.005875	1.26	2.47	1.24
	Tuyau 11-10	95.94	0.005875	0.56		
	Tuyau 06-11	110	0.005875	0.65		
12	Tuyau 12-13	214.7	0.005875	1.26	3.49	1.74
	Tuyau 11-12	215.3	0.005875	1.26		
	Tuyau 23-12	163.6	0.005875	0.96		
13	Tuyau 13-14	468.6	0.005875	2.75	5.38	2.69
	Tuyau 13-22	233.3	0.005875	1.37		
	Tuyau 12-13	214.7	0.005875	1.26		
14	Tuyau 14-15	277.4	0.005875	1.63	4.38	2.19
	Tuyau 13-14	468.6	0.005875	2.75		

15	Tuyau 16-15	44.49	0.005875	0.26	3.91	1.95
	Tuyau 15-21	343.3	0.005875	2.02		
	Tuyau 14-15	277.4	0.005875	1.63		
16	Tuyau 16-17	312.5	0.005875	1.84	3.90	1.95
	Tuyau 16-15	44.49	0.005875	0.26		
	Tuyau 20-16	306.9	0.005875	1.80		
17	Tuyau 18-17	247.1	0.005875	1.45	4.40	2.20
	Tuyau 16-17	312.5	0.005875	1.84		
	Tuyau 20-17	188.6	0.005875	1.11		
18	Tuyau 19-18	368	0.005875	2.16	3.61	18.81
	Tuyau 18-17	247.1	0.005875	1.45		
19	Tuyau 19-20	78.3	0.005875	0.46	4.25	2.12
	Tuyau 19-18	368	0.005875	2.16		
	Tuyau 21-19	276.8	0.005875	1.63		
20	Tuyau 20-16	306.9	0.005875	1.80	3.37	1.69
	Tuyau 20-17	188.6	0.005875	1.11		
	Tuyau 19-20	78.3	0.005875	0.46		
21	Tuyau 21-19	276.8	0.005875	1.63	4.45	2.23
	Tuyau 15-21	343.3	0.005875	2.02		
	Tuyau 22-21	138.2	0.005875	0.81		
22	Tuyau 13-22	233.3	0.005875	1.37	3.12	1.56
	Tuyau 22-21	138.2	0.005875	0.81		
	Tuyau 23-22	158.9	0.005875	0.93		
23	Tuyau 23-12	163.6	0.005875	0.96	3.12	1.56
	Tuyau 05-23	208.4	0.005875	1.22		
	Tuyau 23-22	158.9	0.005875	0.93		

III- 6.3. Répartition arbitraire et définitive des débits

Après avoir calculé les débits aux nœuds de notre réseau on fait une répartition arbitraire des débits pour déterminer les diamètres avantageux de chaque tronçon. (Voir les schémas suivants)

III-7. Détermination des diamètres avantageux

Connaissant le débit arbitraire de chaque tronçon, on détermine les diamètres avantageux (écoulement gravitaire). On se base sur le tableau suivant.

Tableau III.4 les diamètres avantageux en fonction des débits :

Diamètre (mm)	Débits limites (l/s)
50	< 3
75	3 à 7.3
100	7.3 à 10.6
125	10.6 à 15.1
150	15.10 à 19.8
175	19.8 à 26.5
200	26.5 à 42
250	42 à 65
300	65 à 93

Source : (Alimentation en eau potable d'Abramov)

Tableau III.5 Détermination des diamètres avantageux :

Tronçons	Débit (l/s)	Diamètre (mm)
Tuyau 19-18	8.93	100
Tuyau 16-17	6.99	75
Tuyau 06-05	7.19	75
Tuyau 16-15	14.5	125
Tuyau 20-16	5.56	75
Tuyau 20-17	5.09	75
Tuyau 19-20	1.22	50
Tuyau 18-17	9.89	100
Tuyau 21-19	12.28	125
Tuyau 15-21	7.48	100

Tuyau 14-15	8.97	1
Tuyau 13-14	11.16	125
Tuyau 13-22	3.03	75
Tuyau 12-13	16.88	150
Tuyau 11-12	18.21	150
Tuyau 23-12	0.41	50
Tuyau 05-23	22.49	175
Tuyau 11-10	4.99	75
Tuyau 06-11	14.45	125
Tuyau 08-09	4.36	75
Tuyau 07-06	8.18	100
Tuyau 03-05	30.64	200
Tuyau 08-10	5.76	75
Tuyau 07-08	11.8	125
Tuyau 04-07	20.95	175
Tuyau 03-04	1.77	50
Tuyau 02-04	24.14	170
Tuyau 01-02	25.34	170
Tuyau 22-21	21.99	175
Tuyau 23-22	20.52	175
Tuyau 9-10	1.95	50
Tuyau 01-03	30.28	200
Tuyau R-01	56.88	250

III-8. Simulation par le logiciel EPANET EPANET est un logiciel de simulation pour les réseaux sous pression .il se base sur les débits aux nœuds et les caractéristiques géométriques du réseau pour calculé les débits et les vitesses dans chaque tronçon ainsi que la pression à chaque nœud.

La perte de charge calculée à l'aide de trois formules :

- Formule de Hazen-williams
- Formule de Darcy –Weisbache
- Formule de Chezy-Manning

Pour notre projet de fin d'étude nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbache et après plusieurs essais de simulation pour respecter les normes des vitesses et pressions. On obtient les résultats suivants :

Tableau III.6 Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe :

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 19-18	368	102	1.46	0.18	0.43
Tuyau 16-17	312.5	90	1.5	0.24	0.81
Tuyau 06-05	81.48	75	-1.74	0.39	2.49
Tuyau 16-15	44.49	102	-4.19	0.51	2.76
Tuyau 20-16	306.9	75	-0.74	0.17	0.56
Tuyau 20-17	188.6	90	1.05	0.17	0.43
Tuyau 19-20	78.3	102	2.01	0.25	0.74
Tuyau 18-17	247.1	90	-2.64	0.26	0.89
Tuyau 21-19	276.8	102	5.59	0.68	4.53
Tuyau 15-21	343.3	102	-4.41	0.54	2.97
Tuyau 14-15	277.4	102	1.73	0.21	0.57
Tuyau 13-14	468.6	102	3.92	0.48	2.41
Tuyau 13-22	233.3	90	-2.6	0.41	2.12
Tuyau 12-13	214.7	102	4.01	0.49	2.51
Tuyau 11-12	215.3	102	1.46	0.18	0.42
Tuyau 23-12	163.6	102	4.29	0.53	2.83
Tuyau 05-23	208.4	205	22.24	0.67	1.89
Tuyau 11-10	95.94	90	2.03	0.32	1.43
Tuyau 06-11	110	75	2.59	0.59	5.13
Tuyau 08-09	211.4	131	3.04	0.23	0.47
Tuyau 07-06	121.9	102	1.77	0.22	0.59
Tuyau 03-05	35.96	205	24.94	0.76	2.33
Tuyau 08-10	219.1	90	2.21	0.35	1.61
Tuyau 07-08	141.1	131	6.92	0.51	2
Tuyau 04-07	62.77	164	9.65	0.46	1.24
Tuyau 03-04	163.7	75	0.93	0.21	0.84
Tuyau 02-04	258.3	164	10.14	0.48	1.35
Tuyau 01-02	148.7	205	11.34	0.34	0.57
Tuyau 22-21	138.2	131	12.23	0.91	5.54
Tuyau 23-22	158.9	164	16.39	0.78	3.2

Tuyau 9-10	609.8	75	0.63	0.14	0.42
Tuyau 01-03	280.6	250	27.28	0.56	1.06
Tuyau R-01	554.9	250	39.88	0.81	2.09

Tableau III.7. Calcul des pressions de service en cas de pointe :

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 19	57.85	2.12	92.53	34.68
Noeud 18	53.02	1.82	92.37	39.35
Noeud 16	67.03	1.95	92.64	25.61
Noeud 17	52.30	2.2	92.39	40.09
Noeud 06	64.80	0.92	95.25	30.45
Noeud 05	64.97	0.96	95.45	30.47
Noeud 15	66.41	1.95	92.76	26.35
Noeud 20	66.12	1.69	92.47	26.35
Noeud 21	61.46	2.23	93.78	32.32
Noeud 14	64.32	2.19	92.92	28.6
Noeud 13	60.82	2.69	94.05	33.23
Noeud 22	63.55	1.56	94.55	30.99
Noeud 12	60.86	1.74	94.59	33.74
Noeud 11	64.59	1.24	94.68	30.09
Noeud 23	66.62	1.56	95.05	28.43
Noeud 10	64.19	2.72	94.68	30.5
Noeud 08	63.03	1.68	95.04	32.01
Noeud 09	59.67	2.41	94.94	35.27
Noeud 07	63.62	0.96	95.32	31.7
Noeud 03	63.47	1.41	95.53	32.06
Noeud 04	63.63	1.42	95.4	31.77
Noeud 02	70.00	1.2	95.74	25.74
Noeud 01	71.23	1.26	95.83	14.6

Tableau III.8 Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe +incendie :

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 19-18	368	102	10.42	1.28	13.81
Tuyau 16-17	312.5	90	6.74	1.06	11.53
Tuyau 06-05	81.48	75	-1.52	0.34	1.97
Tuyau 16-15	44.49	102	-12.32	1.51	19.48
Tuyau 20-16	306.9	75	-3.63	0.82	9.12
Tuyau 20-17	188.6	90	3.86	0.61	4.26
Tuyau 19-20	78.3	102	1.92	0.23	0.68

Tuyau 18-17	247.1	90	-8.4	1.32	17.1
Tuyau 21-19	276.8	102	14.46	1.77	24.9
Tuyau 15-21	343.3	102	-8.48	1.04	9.55
Tuyau 14-15	277.4	102	5.79	0.71	4.82
Tuyau 13-14	468.6	102	7.98	0.98	8.55
Tuyau 13-22	233.3	90	-3.29	0.52	3.21
Tuyau 12-13	214.7	102	7.37	0.9	7.43
Tuyau 11-12	215.3	102	3.83	0.47	2.31
Tuyau 23-12	163.6	102	5.28	0.65	4.1
Tuyau 05-23	208.4	205	36.87	1.12	4.71
Tuyau 11-10	95.94	90	-1.52	0.24	0.83
Tuyau 06-11	110	75	3.55	0.8	9.03
Tuyau 08-09	211.4	131	3.41	0.25	0.57
Tuyau 07-06	121.9	102	2.95	0.36	1.45
Tuyau 03-05	35.96	205	39.35	1.19	5.3
Tuyau 08-10	219.1	90	3.24	0.51	3.18
Tuyau 07-08	141.1	131	8.33	0.62	2.79
Tuyau 04-07	62.77	164	12.24	0.58	1.89
Tuyau 03-04	163.7	75	0.55	0.12	0.33
Tuyau 02-04	258.3	164	13.11	0.62	2.14
Tuyau 01-02	148.7	205	14.31	0.43	0.86
Tuyau 22-21	138.2	131	25.17	1.87	20.36
Tuyau 23-22	158.9	164	30.03	1.42	9.54
Tuyau 9-10	609.8	75	1	0.23	0.95
Tuyau 01-03	280.6	250	41.31	0.84	2.23
Tuyau R-01	554.9	250	56.88	1.16	3.98

Tableau III.9 calcul des pressions de service en cas de pointe + incendie :

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 19	57.85	2.12	81.71	13.86
Noeud 18	53.02	18.82	76.63	23.61
Noeud 16	67.03	1.95	84.45	17.42
Noeud 17	52.30	2.2	80.85	28.55
Noeud 06	64.80	0.92	93.75	28.95
Noeud 05	64.97	0.96	93.91	28.94
Noeud 15	66.41	1.95	85.32	18.91
Noeud 20	66.12	1.69	81.65	15.53
Noeud 21	61.46	2.23	88.6	27.13
Noeud 14	64.32	2.19	86.66	22.33
Noeud 13	60.82	2.69	90.66	29.84
Noeud 22	63.55	1.56	91.41	27.86
Noeud 12	60.86	1.74	92.26	31.4
Noeud 11	64.59	1.24	92.76	28.17

Noeud 23	66.62	1.56	92.93	26.31
Noeud 10	64.19	2.72	92.84	28.65
Noeud 08	63.03	1.68	93.53	30.51
Noeud 09	59.67	2.41	93.41	33.74
Noeud 07	63.62	0.96	93.93	30.31
Noeud 03	63.47	1.41	94.1	30.63
Noeud 04	63.63	1.42	94.05	30.42
Noeud 02	70.00	1.2	94.6	24.6
Noeud 01	71.23	1.26	94.73	23.49

➤ Remarque

Pour les conduites en PEHD, le diamètre normalisé au niveau fournis par les producteurs est un diamètre extérieur, alors que le dimensionnement du réseau se fait par le diamètre intérieur, et respectant les normes techniques interministérielle qui impose la pression nominale de 16 bars pour les réseaux de distribution d'eau potable, cette instruction engendrera une différence assez remarquable entre le diamètre intérieur et le diamètre extérieur ce qui résume (l'épaisseur de la conduite).

Le tableau suivant nous donne les différents diamètres des conduites en PEHD PN 16 avec les épaisseurs, les diamètres intérieurs et extérieurs.

Tableau III.10 Caractéristiques de la canalisation utilisée dans le projet :

Matériau	Ø Extérieur	Ø Intérieur	Epaisseur	Pression
Tube PEHD	20	15	2,3	16 Bars
Tube PEHD	25	19	3,0	16 Bars
Tube PEHD	32	25	3,6	16 Bars
Tube PEHD	40	31	4,5	16 Bars
Tube PEHD	50	39	5,6	16 Bars
Tube PEHD	63	49	7,1	16 Bars
Tube PEHD	75	58	8,4	16 Bars
Tube PEHD	90	74	8,2	16 Bars
Tube PEHD	110	90	10,0	16 Bars
Tube PEHD	125	102	11,4	16 Bars
Tube PEHD	160	131	14,6	16 Bars
Tube PEHD	200	164	18,2	16 Bars
Tube PEHD	250	205	22,7	16 Bars

Tube PEHD	315	258	28,6	16 Bars
Tube PEHD	400	327	36,3	16 Bars
Tube PEHD	500	409	45,4	16 Bars
Tube PEHD	630	516	57,2	16 Bars

III-9. Equipement du réseau de distribution

III- 9.1. Type de canalisation

Le réseau de distribution est un assemblage de tuyau en PEHD dont les diamètres utilisés varient entre 75 mm et 250mm

III-9.2. Appareil et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement a pour but :

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

Et parmi ces accessoires on cite :

III-9.2.1. Robinet vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale.

La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant

Le diamètre est varié entre 40 à 300mm 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. 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

III- 9.2.2. Robinets de vidange

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

III-9.2.3. Poteaux d'incendie

Ils doivent être raccordés sur des conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s et une pression de 1 bar

III-9.2.4. Vanne papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement, il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Le diamètre est plus important de 100 à 2500 mm.

III-9.2.5. Vanne stop

Organe de sécurité placé en tête de la canalisation permettant d'arrêter l'encombrement si le débit dépasse une certaine valeur.

III-9.2.6. Les ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

On trouve dans le marché deux types d'appareils :

- **Ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- **Ventouse a deux orifices réunis en un seul appareil.**

III-9.3. 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.
- ❖ **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 :

Le dimensionnement de notre réseaux se fait avec le logiciel EPANET qui donne une pression acceptable dans tous les tronçons .les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 75mm et 250mm.

0

Introduction

Le réservoir est un ouvrage important du système d'alimentation en eau potable, il relie entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution .il peuvent jouer plusieurs rôles et avoir plusieurs fonctions.

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire.

IV-1. Rôle et fonctions des réservoirs

- ✓ Emmagasiner et stocker l'eau pendant les heures de faible consommation.
- ✓ Réducteurs pression (brise charge) en cas ou la pression est très élevé.
- ✓ Equilibre des pressions en cas de réservoir d'équilibre c'est-à-dire le réservoir est construit à une altitude de tel sorte qu'il puisse assurer la pression de service aux points défavorables.
- ✓ Assurer la réserve d'incendie.une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.
- ✓ Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ou problème d'adduction.
- ✓ Coordonner entre deux régimes différents.
- ✓ Réducteurs des dépenses d'énergie (le cout d'énergie est moins cher au nuit)

IV-2. Emplacement des réservoirs

Le choix de site de réservoir doit être respecté les critères hydrauliques (techniques) et économiques pour un bon fonctionnement

- ✓ Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- ✓ Soit en altitude en réduisant les diametres.la perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- ✓ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situé à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique à desservir.

✓ La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.

IV-3. Classification des réservoirs

Les caractéristiques topographiques de la région ainsi que les conditions hydrauliques de la distribution seront des facteurs importants pour le choix le type de l'ouvrage. et d'après les conditions de construction le réservoir peuvent être :

- ❖ complètement enterré.
- ❖ Semi enterré.
- ❖ Surélevé.

Et d'après la forme on distingue trois types :

- ❖ Circulaire
- ❖ Carré
- ❖ Rectangulaire

Et d'après le matériau de construction les réservoirs peuvent être en :

- ❖ Béton armé.
- ❖ Béton précontrainte.
- ❖ Maçonnerie.
- ❖ Tôles (généralement pour les capacités réduites)

Notre système d'alimentation en eau potable il s'agit d'un réservoir semi enterré en béton armé

IV-4. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économique de la construction toutefois elle ne devrait pas dépasse 6m.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour des réservoirs petits et moyens.

Tableau IV.1.Relation entre la capacité et la hauteur d'un réservoir

Capacité utile (m3)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

IV-5. Détermination de la capacité du réservoir

La détermination de la capacité du réservoir se base sur la variation de la consommation pour la journée de plus forte consommation

Le volume de réservoir est égale le volume utile majorant avec le volume d'incendie qui est égale à 120 m³.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

IV-5.1. Méthode analytique

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

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

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

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

- V_r : capacité résiduelle (m^3),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{Max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

- $V_T = V_r + V_{inc}$
- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

IV-5.2. Méthode graphique

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

Donc :

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

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

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

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$.

IV-6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

On utilisant la méthode analytique qui tient compte des débits d'apport et des débits de départ. Dans notre étude, pour le calcul de la capacité de stockage du réservoir existant, nous optons pour le principe suivant :

Il est évident que si $Q_{apport} \geq K_p Q_{moy,h}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande des usagers, nous constatons que le réservoir est inutile. Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{moy,h} < Q_{apport} \leq K_p Q_{moy,h}$$

Dans ce cas, le déficit en eau le plus important se manifeste lors de la pointe qui se situe entre 12 heures 14 heures. Pour pallier à ce problème, nous devons fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a , un volume d'eau égal :

$$V_t = 24 Q_a + 2 * (K_p * Q_{moyh} - Q_a).$$

$$V = 2186.36 \text{ m}^3$$

Nous optons pour une valeur de stockage globale, en arrondissant la valeur théorique obtenue à 2186 m^3 .

Le volume total de stockage est le volume théorique majorant avec le volume d'incendie 120 m^3 .

Le volume de réservoir sera donc 2300 m^3 .

➤ Remarque

La capacité du réservoir existant d'Alliliguia est égale à 500 m^3 , alors que la capacité du notre réservoir ne peut pas satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude, et comme l'état de réservoir existant est un peu dégradé donc on propose de projeté un réservoir de capacité 2300 m^3 . de même cote de réservoir existant.

IV-6.1 -Dimensionnement de la cuve du réservoir a projeté

La hauteur d'eau optimale se situe entre 3 à 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grand ouvrages .par conséquent nous déterminons le diamètre de la cuve. Au-dessus du plan d'eau de réservoir, nous aménageons un matelas d'aire d'épaisseur variant entre 0,25 à 1 m. nous optons pour une valeur de $h = 5 \text{ m}$ et une valeur de matelas d'air égale à $0,25 \text{ m}$.

$$V = S \times h = \frac{\pi \times D^2}{4} \times h \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{(4 \times 850)}{\pi \times 6}} = 22.09 \text{ m}$$

- D : diamètre de réservoir
- S : la section de réservoir
- h : la hauteur de réservoir

Nous optons pour une valeur de diamètre du réservoir, en arrondissant la valeur obtenue à 22 m .

IV-6.2-Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie pour chaque réservoir a projeté

$$H_{\text{inc}} = \frac{(4 \times V_{\text{inc}})}{(\pi \times D^2)} = \frac{(4 \times 120)}{(\pi \times 22^2)} = 0.31m$$

IV-7. Equipement du réservoir

Le réservoir doit être équipé de :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop –plein.
- système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduit by –pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

IV-7.1.Conduite d'arrivée ou d'adduction

L'adduction est faite par refoulement ou gravitaire qui tend à remplir le réservoir, et selon la qualité de l'eau, la conduite d'arrivée peut avoir plusieurs endroits au niveau du cuve, On distingue différents cas :

- arrivée par le haut en surverse.
- arrivée par le fond ou par le bas.
- arrivée par le haut en conduite noyée.

l'arrivée dans la cuve en siphon noyé (a la partie supérieur de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ est conseillé afin de provoquer un bon brassage, par conséquent, le volume d'incendie reste renouvelable pour éviter toute contamination.

IV-7.2. Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).

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

IV-7.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée, l'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

IV-7.4. Conduites de vidange

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –pleine .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV-7.5. Conduit by-pass

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

IV-8. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (voir fig IV.1) représente un système en siphon :

En temps normale 2 est fermé, 1 est ouvert, en cas de l'incendie il suffit d'ouvrir le 2, la réserve d'incendie dans ce cas sera renouvelable pour éviter toute contamination

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2

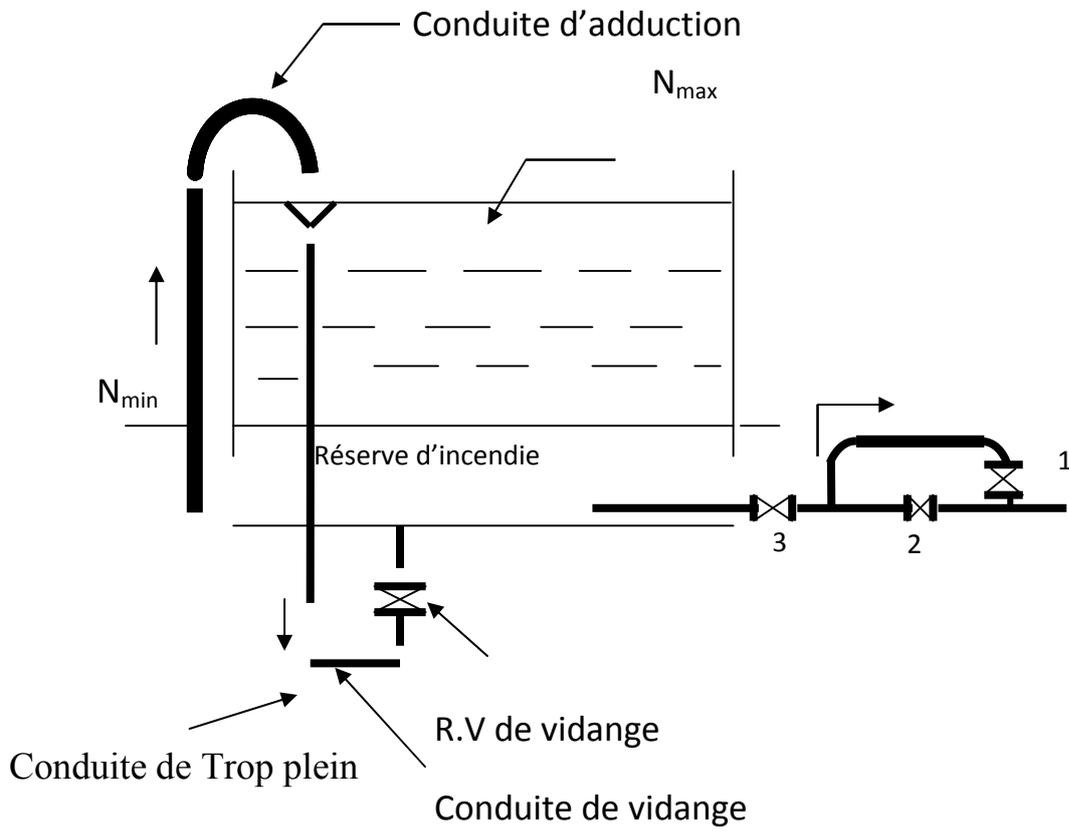


Figure IV.1. Matérialisation de la réserve d'incendie

IV-10. Recommandation diverse

- limité l'entrée de la lumière naturelle.
- Evité l'élévation de la température par une bonne isolation thermique pour limiter l'activité biologique
- Les ouvertures d'aération doit être grillé pour éviter l'entrée des corps étrangé

Conclusion

Après avoir déterminé la capacité du réservoir nous avons constaté que la capacité réservoir existant ne peuvent pas satisfaire les besoins en eau de notre agglomération jusqu'au l'horizon d'étude

Donc on projette un réservoir de 2300 m³

Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens de transporté l'eau de la source (forage, barrage, puits ...) au réservoir ou directement au réseau de distribution avec des conduite d'amené

Dans ce chapitre on va déterminer les dimensions de la conduite d'adduction.

V-1.Type d'adduction

Il existe trois types d'adduction :

V-1.1. Adduction gravitaire

Dans ce cas la source se situe à un niveau supérieur à celui du réservoir d'accumulation, l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliqué mais il est conditionné par la pente et la pesanteur. L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette disposition, commandée par la configuration des lieux ou par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée. Avec les aqueducs, il fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente et la pesanteur, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir faire transiter le débit voulu.

V-1.2.Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Lors de l'établissement de la conduite de refoulement certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées.

Tout d'abord, il importe de chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers.

Par ailleurs, dans le but d'économie du projet, il sera tenté de combiner au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en investissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et, par conséquent l'énergie consommée, croissent avec la longueur. D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charges faibles).

V-1.3. Adduction mixte

Combine les deux types d'Adductions Gravitaire et par Refoulement. il peut être gravitaire refoulement comme peut être refoulement gravitaire

V-2. Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

- Le tracé doit être le plus court possible entre le forage et (barrage ou réservoir d'accumulation) par le réseau économique ;
- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Eviter les au maximum les traversé de massif boisé ainsi que les rivières, les routes, chemins de fer pour minimisé le cout de projet.
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux ;
- L'examen des conditions dans lesquelles, devrait être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.
- Evité le sol agressive.

V-3. Choix des types de conduites

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de plusieurs facteurs économique et technique:

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation ;
- Le revêtement ;
- La disponibilité sur le marché ;
- Le prix unitaire,
- Le type de sol ;
- Le coût de transport qui reste un paramètre important.
- Facilité d'entretien et de mise en service

Pour notre projet nous avons choisi des conduites en PEHD parce que elles répondent aux critères précédents et pressent plusieurs avantage sont :

- Supporte de la haute pression ≥ 20 bars.
- Duré de vie dépasse 50 ans.
- Bon caractéristiques hydraulique.
- Résiste à la corrosion interne et externe.
- Répondent à la norme de potabilité.

V-3.1. Assemblage des conduites

L'assemblage pour le PE se fait par trois techniques :

V- 3.1.1. Electro soudage

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

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes de raccord.

La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.

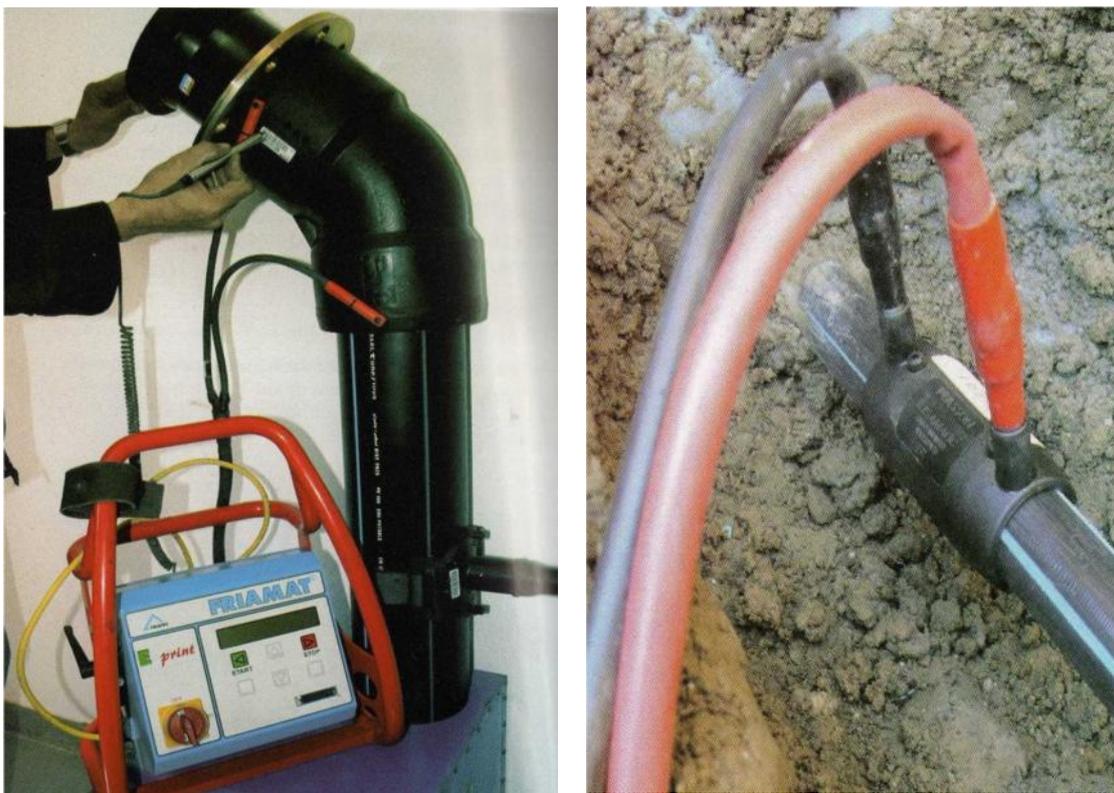


Figure V.1 : Les moyens de raccords électro soudables

V-3.1.2. Soudage bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords (Figure N°V.2).

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement.

Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique (Figure N°V.3).

Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

Les figures suivantes donnent l'explication des étapes de soudages bout à bout.

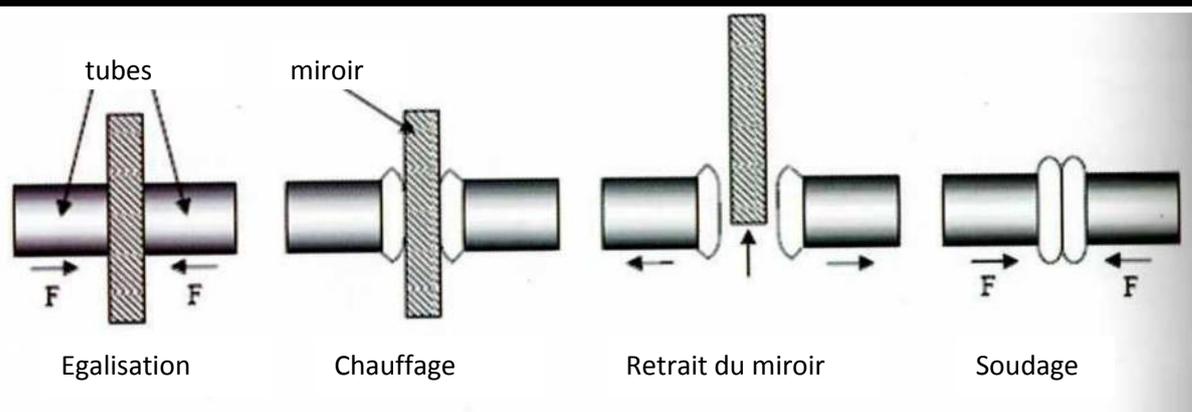


Figure V.2 : les étapes du soudage bout à bout

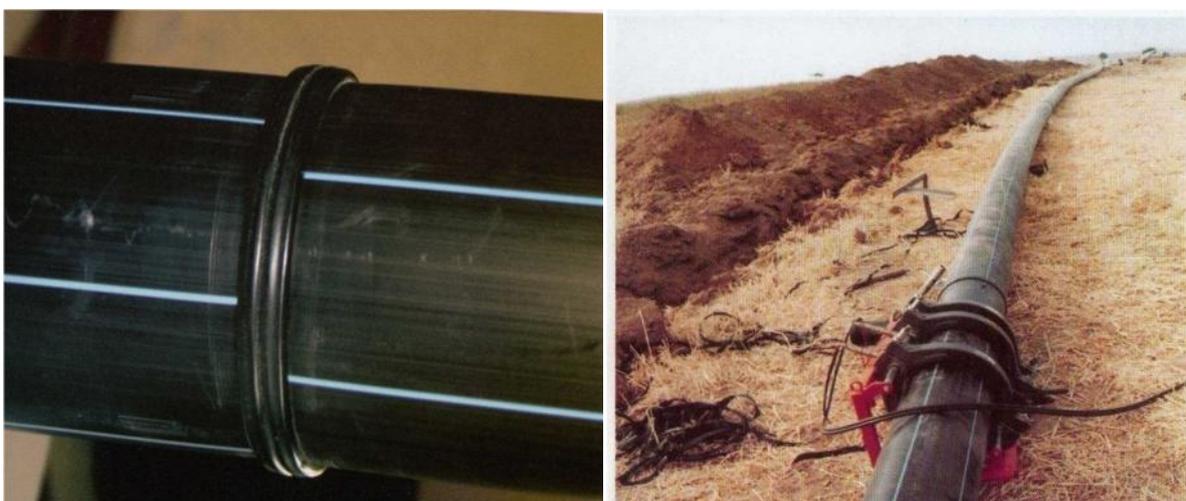


Figure V.3 : les outils et la forme de soudure bout à bout

V-3.1.3. Raccords mécaniques

Ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique.

Ils sont commencés à partir de DN63 et existent dans des diamètres supérieurs.

Leur domaine d'emploi est essentiellement celui de branchement (eau potable).

Après coupe, ébavurage et chanfreinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

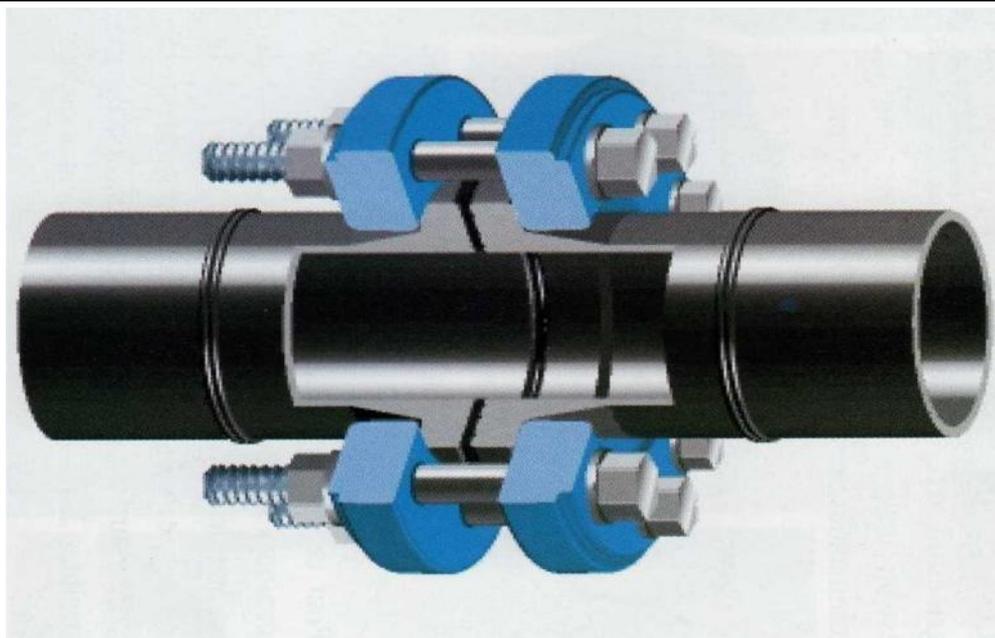


Figure V.4 : Raccordement des tubes PEHD aux matériaux traditionnels

V-4. Déterminations de diamètres de l'adduction

V-4.1. Cas refoulement

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE à savoir :

- La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$
- La formule de BRESSE : $D = 1,5 \sqrt{Q}$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre et Q : Débit véhiculé en m^3/s ;

V-4.1. Pertes de charges

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de DARCY – WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5}$$

Avec

J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m³/s)

G : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

D : diamètre (m)

λ : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement

-En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

-En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

Re : Nombre de Reynolds ;

ε : Rugosité absolue en (m) ;

$$\text{Re} = \frac{4.Q}{\pi.v.D}$$

V- 4.1.1. Pertes de charges linéaires

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Avec

J : gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

V-4.1.2 Pertes de charges singulières

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires.

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 15% de pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 15\% \Delta H_L$$

V-4.1.3. Pertes de charges totales

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

Avec :

ΔH_T : pertes de charges totales

ΔH_L : pertes de charges linéaires

ΔH_S : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

Donc : $\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15 \Delta H_L = 1.15 \Delta H_L$

$$\Delta H_T = 1.15 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L$$

Et après avoir déterminé la perte de charge totale on fait sortir le diamètre économique de la formule précédente.

V-4.2. Cas gravitaire

Pour la détermination de diamètre d'une adduction gravitaire on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge ($\delta h_d = \Delta H$). La charge disponible est la différence entre la côte du radier du réservoir d'arrivée projeté et la côte de trop plein du réservoir, pour le calcul de la charge disponible on utilise la relation suivante :

$$\Delta h_d = C_r - C_{TP}$$

Avec :

Δh_d : charge disponible;

C_r : côte du radier du réservoir d'arrivé ;

C_{TP} : côte de trop plein du réservoir de distribution ;

Et la perte de charge s'écrit aussi avec la formule Darcy-Weisbakh

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de frottement

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

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

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Le diamètre sera donc :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

Tableau V.1. Calcul de diamètre de l'adduction :

Q (l/s)	L (m)	K	m	B	ΔH (m)	D (mm)
25.00	2100	0.00179	5.3	2	32.8	162

On prend Ø164 diamètre normalisé.

V-5. Profil d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes pour bien visualiser les reliefs le long du trace.

V-6. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point de la trace. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

V-7. Calcul du diamètre de la conduite d'adduction

Il faut savoir que notre adduction est gravitaire .c'est-à-dire qu'à partir d'un réservoir ou se fait le collecte de débit d'Adduction station de traitement de Boudoueuou, ce dernier distribue l'eau vers les réservoirs qui font la distribution dans le réseau de l'agglomération à leurs tour aussi.

Notre adduction est gravitaire à partir d'un réservoir de stockage d'eau avec un diamètre Ø164

Conclusion :

Dans ce chapitre le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable.

En fin le choix du matériau des conduites est fait selon les critères technico-économiques notamment en tenant compte de la nature du sol, la topographie le coût... .ext

Notre conduite d'adduction sera en PEHD Ø164.

Introduction

Après le dimensionnement du réseau de distribution, l'objectif de ce chapitre est de le protéger contre le régime transitoire créé par manœuvre des robinets vannes installés sur ces conduites. Cette protection a pour rôle essentiel d'assurer la longévité et l'entretien des canalisations. Ce travail intéresse tout le réseau de distribution.

VI-1. Définitions du coup de bélier

- Le coup de bélier, particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites suite à des modifications rapides du régime d'écoulement.
- Toutes modifications rapides dans le régime d'écoulement d'une conduite en charge engendrent une série d'ondes de pression qui se propage le long de la canalisation et se réfléchit aux extrémités de celle-ci. Ces trains d'ondes entraînent des variations de pressions s'ajoutant algébriquement à la pression normale initiale régnant en chaque point. Il peut en résulter donc soit des surpressions dangereuses pour la conduite et son équipement accessoire, soit des dépressions, qui se traduisent par des cavitations. Ce phénomène transitoire, s'appelle communément « coup de bélier ».
- C'est le nom que nous donnons à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VI-2. Les principales causes du phénomène

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- L'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou plusieurs groupes électropompes.

VI-3. Les risques dus aux coups de bélier

- Eclatement de la conduite par surpression ;
- Ecrasement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Déboîtement de la conduite et rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (groupes, vannes, et robinet).

VI-4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu.

Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier :

(Nous prenons comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : $2L/a$)

➤ **Première phase :**

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a .

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

➤ **Deuxième phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial.

A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

➤ **Troisième phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

➤ **Quatrième phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

❖ **Remarque**

L'analyse du phénomène dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire (Manœuvre d'un robinet- vanne) est exactement la même que celle de refoulement sauf toutefois qu'elle commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Il suffit donc de reprendre l'explication en commençant par la 3^{ème} phase, 4^{ème} phase puis 1^{ère} phase et 2^{ème} phase.

VI-5. Moyens de protection contre le coup de bélier

Ils existent plusieurs moyennes de protection contre le coup de bélier

Elles agissent soit en ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression.

L'utilisateur doit déterminer l'enveloppe de surpression et de dépression créée par le coup de bélier, et juger, d'après le profil de la canalisation, du type de protection à adopter :

VI-5.1. Volant d'inertie

Ce volant d'inertie est une masse liée à l'arbre de la pompe, il permet de prolonger le temps d'arrêt de la pompe dans le cas d'un arrêt brusque, en restituant au moment de la disjonction d'énergie accumulée pendant la marche normale.

Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites contre la dépression, de faible diamètre, et dont la longueur est inférieure ou égale à 100m.

VI-5.2. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue. Son inconvénient réside dans le gaspillage de l'eau potable à l'extérieur de la conduite.

VI-5.3. Les cheminées d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts.

Elle sert à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elle est établie pour des hauteurs géométriques plus ou moins faibles et des conditions topographiques favorables.

VI-5.4. Les réservoirs d'air

Un réservoir d'air est une réserve accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval immédiat du clapet.

Le réservoir d'air permet une alimentation en eau continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

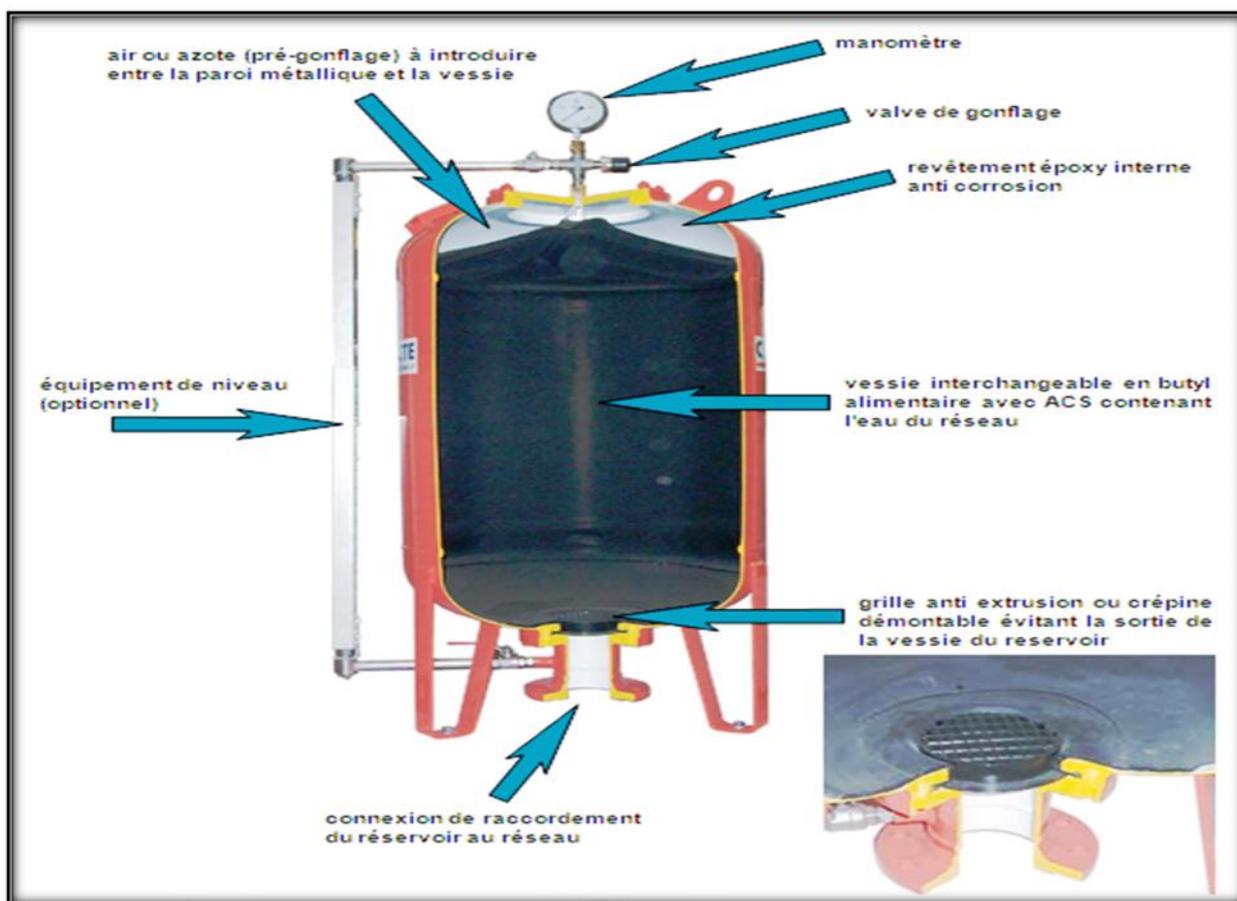


Figure VI.1 : Le réservoir d'air (anti-bélier)

VI-6. Principe de fonctionnement

Le réservoir contient de l'eau et de l'air. En marche normale, la pression de cet air équilibre la pression de la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe, le clapet se ferme car la pompe ne fournit plus de pression et l'air contenu dans la cloche se détend en refoulant de l'eau dans la conduite. L'eau de la conduite revient en arrière après annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement.

Avantage du réservoir d'air

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Il est simple à installer et facile à contrôler.

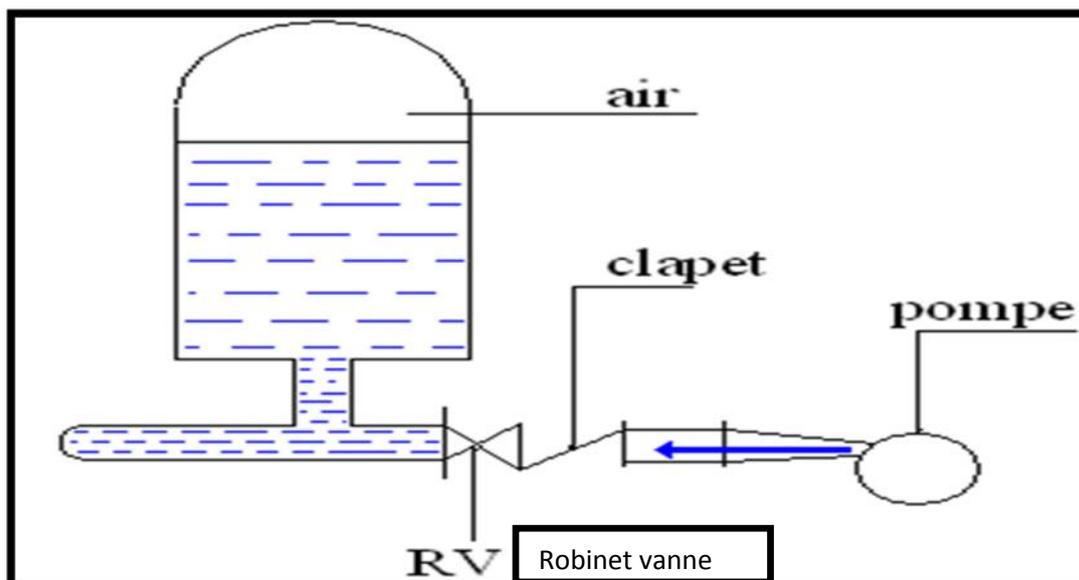


Figure VI.2: Le principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

VI-7. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI-7.1. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier

VI-7.1.1 Calcul des volumes des réservoirs d'air

Le calcul du volume du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air en utilisant la méthode de Vibert.

Méthode de Vibert : donne des bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.

- Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de Vibert :

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m(1 - \nu_s)}}}$$

SALAH.B pour les conduites enterrées : C =

$[\frac{m}{s}]$ (6.1)

Avec : C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal ;

ρ : masse volumique de l'eau ; ρ = 1 000 kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 1,2 * 10^{11}$ pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 * 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,46$ pour le PEHD.

ν_s : coefficient de Poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0,33$;

e_m : épaisseur de la conduite en (m),

a : rayon intérieur de la conduite en (m).

$$H_g + \frac{CV_0}{g} \text{ [m]} \quad (6.2)$$

V_0 : la vitesse moyenne de refoulement en régime permanent en (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (m/s^2) .

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \text{ [m]} \quad (6.3)$$

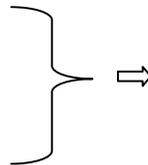
La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{CV_0}{g} \text{ [m]} \quad (6.4)$$

Nous avons :

$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ Abaque de VIBERT

$$h_0 = \frac{V_0^2 h_0 U_0}{2xg Z_0 LxS}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}$$



A partir de $\frac{U_c}{LxS}$, L et S , nous tirons la valeur de U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \quad \Leftrightarrow \quad U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m^3).

VI-7.2. Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier

Les conduites gravitaires sont menacées par les effets néfastes de coup de bélier, la compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier se produit. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité « c » et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

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

VI-7.2.1. Détermination du temps de fermeture

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximale sera inférieure au coup de bélier provoqué en fonction du temps de fermeture et du temps d'aller retour de l'onde de surpression « T_r »

Où :
$$T_r = \frac{2 \cdot L}{c} \quad (6.5)$$

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

Tableau VI.1. Les caractéristiques de conduite d'adduction :

Type de matériau	L (m)	DN (mm)	e (mm)	V_0 (m/s)	$H_g = h_0$ (m)
PEHD	2100	164	18	1.04	32.8

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule de SALAH .B qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

➤ **Application numérique :**

- La célérité d'onde de la conduite d'adduction selon la formule précédente sera :

$$c = 1439 \text{ m/s}, \quad T_r = 3 \text{ s.}$$

VI-7.2.2. Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} = \frac{1439 \times 1.04}{9,81} = \pm 293,40 \text{ m}$$

Où :

V_0 : La vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) .

g : l'accélération de la pesanteur (9,81 m²/s) .

c : La célérité d'onde (m/s).

H_g : la hauteur géométrique (m).

Tableau VI.2. Les valeurs de la surpression et la dépression :

La surpression (m)	La dépression (m)
326.17	-260.6

VI-7.2.3 Application de loi de manœuvre

Avec la valeur de la célérité nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c \cdot V_0}{g \cdot h_0} \times \frac{\Delta V}{V_0} \quad (6.6)$$

$$\text{A.N.} : \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{1439 \cdot 1.04}{9.81 \cdot 79} \times \frac{\Delta V}{V_0} \rightarrow \frac{\Delta h}{h_0} = 4.65 \times \frac{\Delta V}{V_0}$$

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0,2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $\frac{A_V}{A_{V_0}} = 0.85$

$$\text{Pour } \frac{t}{t_c} = 0.2, \text{ on utilise } \frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{A_V}{A_{V_0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \quad (6.7)$$

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = 0.85 \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}}$$

En éliminant $\frac{\Delta h}{h_0}$, et $h = h_0$ et $V = V_0$, entre (6.6) et (6.7), on obtient une équation de seconde degré dont nous tirons $\frac{\Delta V}{V_0}$

$$1 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.85 \sqrt{1 + \frac{\Delta h}{h_0}}$$

$$\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)^2 - 5.29 \frac{\Delta V}{V_0} + 0.28 = 0$$

$$\Delta = 5.29^2 - 4 \cdot 0.28 = 26.83 \geq 0$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{5.29 - \sqrt{26.83}}{2} = 0,05$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{5.29 + \sqrt{26.83}}{2} = 5.23 \quad \text{Nous prenons } \frac{\Delta V}{V_0} = 0,05 ; \text{ et remplaçons dans l'équation (6.6)}$$

pour trouver $\frac{\Delta h}{h_0} = 0,23$.

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau 6-6, ils permettent de calculer les valeurs y correspondantes de $\frac{V}{V_0}$ et $\frac{h}{h_0}$.

Pour $\frac{t}{t_c} = 0.4$ l'équation (6.7) devient :

$$0.95 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.6 \sqrt{1.23 + \frac{\Delta h}{h_0}}$$

En éliminant $\frac{\Delta V}{V_0}$ entre cette dernière équation et (6.6) :

$$0.95 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.6 \sqrt{1.23 + 4.65 \frac{\Delta V}{V_0}}$$

Le tableau se complète suivant le procédé ci-dessus exposé jusqu'à l'instant $t = t_c = 3$ s

Ou la vanne achève son mouvement de fermeture. L'accroissement $\frac{\Delta h}{h_0}$ correspondant a cette dernière étape de fermeture est celui qui set nécessaire a ce que le dernier résidu de vitesse se résidu a zéro, soit :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 4.65 * 0.2 = 0.93$$

Pour $\frac{t}{t_c} = 1.2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $\frac{t}{t_c} = 0.2$ réfléchiée par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant de la hauteur piézométrique :

$$-2 \left(\frac{\Delta h}{h_0} \right)_{t=0.2} = -2 \times 0,23 = -0,46$$

Les dites ondes réfléchiées continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à $\frac{h}{h_0} = -2.55$

Pour $\frac{t}{t_c} = 2$. Les résultats de calcul sont rapportés au tableau VI.3.

Tableau VI.3. Récapitulation des calculs concernant la fermeture de la vanne :

T (s)	t / t _c	A _v / A _{v0}	ΔV/V ₀	Δh/h ₀	V/V ₀	h/h ₀	P(bar)
0,0	0,0	1,0	0,00	0,00	1,00	1,00	3.28
0.6	0,2	0,85	0,05	0,23	0,95	1,23	4.03
1.2	0,4	0,6	0,135	0,63	0,81	1,86	6.1
1.8	0,6	0,35	0,18	0,83	0,63	2.69	8.82
2.4	0,8	0,10	0,2	0,93	0,43	3.62	11.87
3.0	1,0	0,00	0,2	0,93	0,00	4.55	14.92
3.6	1,2	0,00	0,00	-0,46	0,00	4.09	13.41
4.2	1,4	0,00	0,00	-1.26	0,00	2.83	9.28
4.8	1,6	0,00	0,00	-1.66	0,00	1.17	3.83
5.4	1,8	0,00	0,00	-1.86	0,00	-0.69	-2.26
6	2	0,00	0,00	-1.86	0,00	-2.55	-8.36

Le figure (VI.3) représentant la l'application de la loi de manœuvre

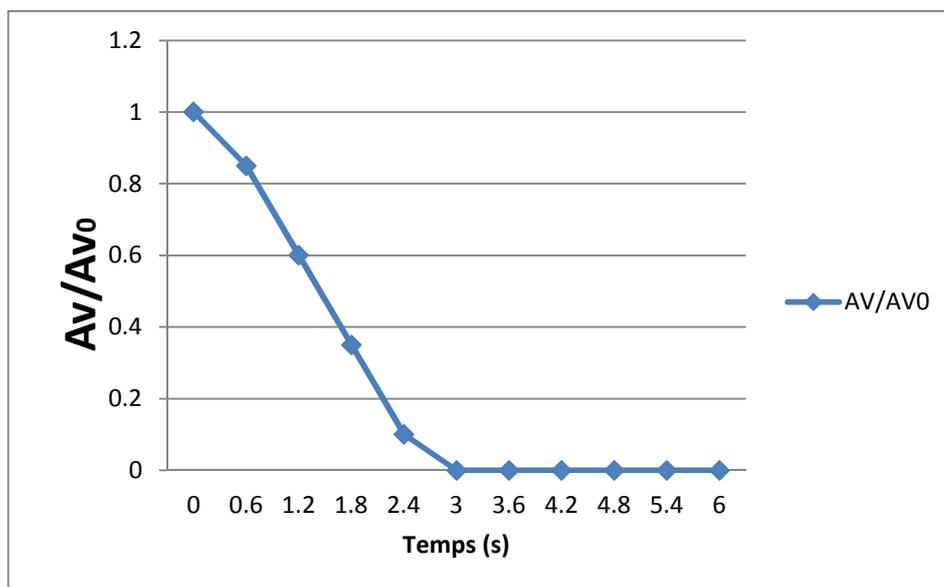


Figure VI.3 : Graphe représentatif de la loi de manœuvre

VI-8. La fermeture lente d'une vanne

Lorsque la durée de la fermeture est longue que $t_r = 2L/c$ les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

Le temps de fermeture de la vanne doit être supérieur aux 3 secondes.

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu la présentation du régime transitoire présenté dans le cas gravitaire. Pour notre cas, l'étude de la loi de manœuvre est nécessaire pour la détermination de temps de la fermeture de la vanne pour la bonne tenue de la conduite en fonctionnement.

Introduction

La réalisation d'un système d'Alimentation en eau potable est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Protection contre la corrosion pour les conduites métalliques.
- Remblaiement des tranchées.

VII-1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

VII-1.1. Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VII-1.2. Nivellement de la plate de forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme.

Le nivellement sert à définir le relief d'un terrain, on fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les cotes sont données par rapport à un niveau 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.

VII-1.3. 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.

VI-2. 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 (H_{tr}) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;

VII 2.1. Largueur de la tranchée

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.

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

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VII-2.2. La profondeur (H_{tr})

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

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : h=1 m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15 \text{ m.}$

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

VII-2.3. Section de la tranchée

$$W = b \cdot H_{tr}$$

Avec :

W : Section de la tranchée.

VII-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 VII.1. Choix du coefficient du talus :

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

VII-4. Choix des engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

VII-4.1. Pour le décapage de la couche de la terre végétale

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux

mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins

VII-4.2. Utilisation des niveleuses

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.

VII-4.3. Pour l'excavation des tranchées

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- ✓ Temps de fouille.
- ✓ Temps de transport.
- ✓ Temps de déchargement.
- ✓ Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

VII-4.4. Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

VII-4.5. Pour le compactage

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.

VII-5. Calcul la capacité de la pelle

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

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Tableau VII.2 .Calcul du volume à excavé :

D int (mm)	D ext (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	S (m2)	V (m3)
74	90	1271.88	0.69	1.24	0.86	1088.22
90	110	1296.54	0.71	1.26	0.89	1159.88
102	125	2572.39	0.725	1.275	0.92	2377.85
131	160	490.7	0.76	1.31	1.00	488.54
164	200	2829.97	0.8	1.35	1.08	3056.37
205	250	393.06	0.85	1.4	1.19	467.74
258	315	835.5	0.915	1.465	1.34	1119.97

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **9758.588m³**.

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

Tableau VII.3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement :

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume de terrassement est inférieur à 10000 m³ donc la capacité du godet sera 0.35m³.

VII-5.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

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

Avec : q : capacité du gobet 0,35 m³.

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

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur:

K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

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

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30s) , on prend

T_c = 20 s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 33,6 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heure par jour R_p = 268,8 m³/j.

VII-5.2. La duré d'excavation

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

sera :

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

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

$$\text{AN : } T = \frac{9758,58}{268,8} = 37 \text{ jours}$$

VII-5.3. Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VII-5.4. Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

VII-5.5. 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.

VII-5.6. Remblaiement de la tranchée

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

VII-6. Elaboration du Planning d'exécution des Travaux

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de GANTT est un outil permettant de planifier le projet et de rendre plus simple le suivi de son avancement.

VII-7. Méthodologie de construction du diagramme

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- La collecte des informations.
- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

Afin de mener à bien la réalisation de cet outil, il faut donc procéder comme suit :

- Déterminer et structurer la liste des tâches à réaliser pour mener à bien le projet
Cette identification peut se faire par des techniques différentes. La liste obtenue doit être ensuite structurée (on tente de regrouper les tâches, de les hiérarchiser par lots de travail).
- Estimer les durées et les ressources

Il faut remplir un tableau présentant, pour chaque tâche, la durée de celle-ci et les ressources affectées. L'unité de temps pour exprimer la durée est fonction du type de projet réalisé.

Le diagramme de GANTT permet de visualiser facilement, et par n'importe quel personne, le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance.

Les actions à penser ou à faire comme la commande de matériel qui prend parfois beaucoup de temps.

On pourra aussi gérer plus facilement les conflits de ressources et les éventuels retard en visualisant l'impact de ceux-ci sur le déroulement du projet. En outre, le diagramme de GANTT est un bon outil de communication avec les différents acteurs du projet.

A par cette méthode, il existe d'autre méthode comme celle des réseaux (à nœud ou à flèche), ou celle des tableaux, qui sont des méthodes plus compliqués et non lisible par tout le monde et où on trouve beaucoup de chiffres mais ces méthodes sont plus précise et plus détaillées.

Après avoir pris en considération tous les éléments cités on obtient le planning

VII-7.1. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- B. Aménagement du lit de pose.
- C. La mise en place des canalisations en tranchée
- D. Assemblage des tuyaux
- E. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- F. Remblai des tranchées.
- G. Travaux de finition.

Tableau VII.4. Détermination du délai de la réalisation :

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	36	0	36	0	36	0
B	18	36	54	48	66	12
C	20	36	56	46	66	10
D	30	36	66	36	66	0
E	15	36	51	51	66	15
F	30	66	96	66	96	0
G	34	96	130	96	130	0

Le chemin critique : A-D-F-G $\sum TR = 130$ jours.

Avec :

TR : temps de réalisation ,

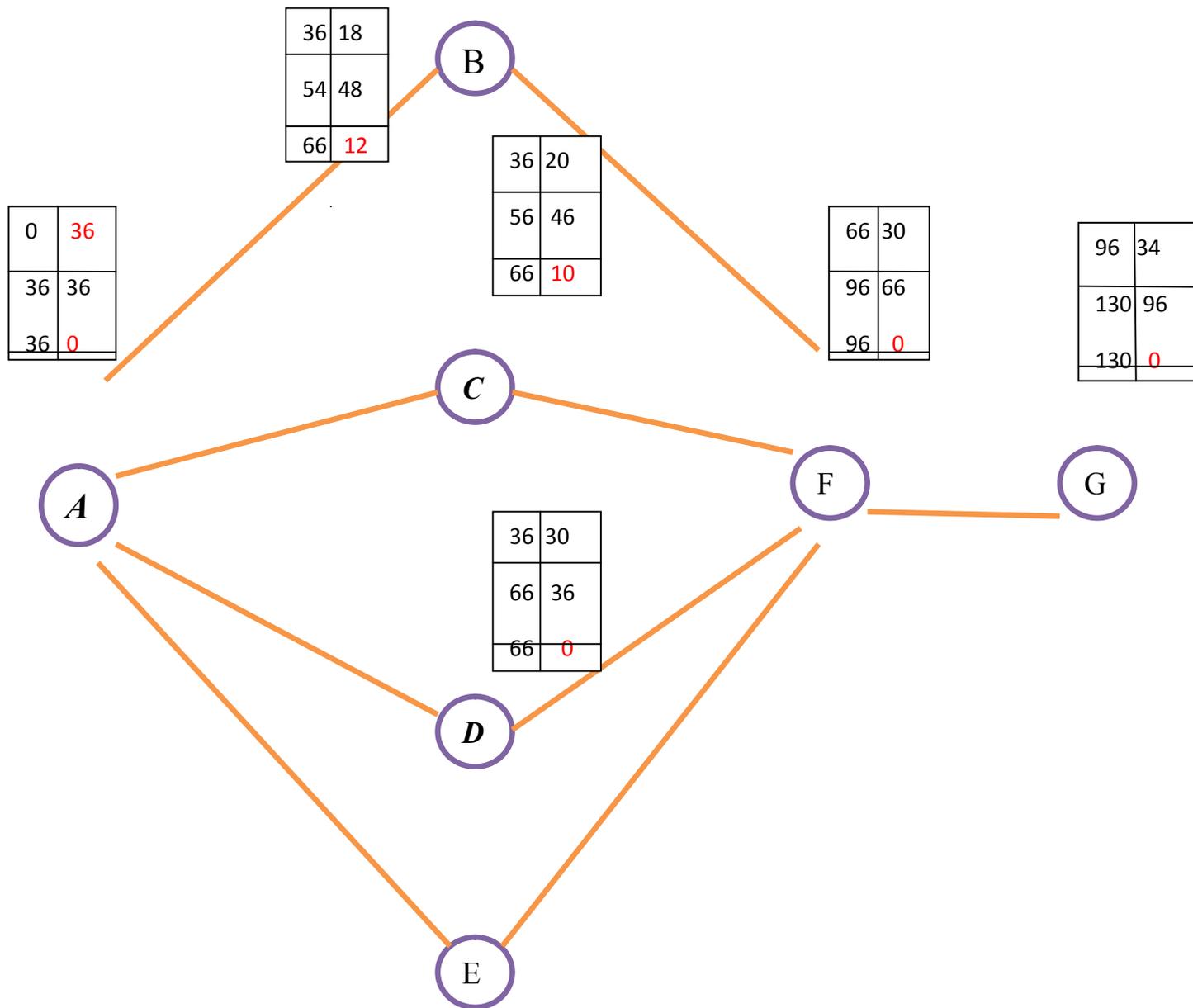
MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plus tard



TR	DCP
DFP	DCPP
DFPP	MT

36	15
51	51
66	15

Figure VII.6 : Réseau à

TRAVAUX			CALENDRIER												
opération	Durée (Jours)	Ordre de déroulement des travaux	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
			A	36		████████████████████									
B	18					██████████									
C	20					██████████████									
D	30					██████████████████									
E	15					██████████									
F	30								██████████████						

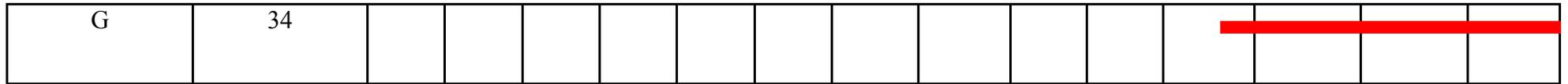


Figure VII.7 : Diagramme de GANTT

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 tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet.

Introduction

La fréquence et la gravité sont des facteurs importants des accidents de travail et le but de ce chapitre est de diminuer ces deux facteurs qui impliquent la diminution du coût de prévention. Pour permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans des bonnes conditions.

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 humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de 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.

VIII- 1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

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

VIII-1.2. 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.

VIII- 1.3. Facteurs matériels

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

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

VIII-2. Liste des conditions dangereuses

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

VIII-3. Liste des actions dangereuses

- ❖ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ❖ Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- ❖ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ❖ Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- ❖ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ❖ Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- ❖ Importance durant les opérations de stockage.
- ❖ Adopter une position peu sûre.

- ❖ Travailler dans une altitude inappropriée.
- ❖ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ❖ Plaisanter ou se quereller.

VIII-4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VIII-4.1. Protection individuelle

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

VIII- 4.2. Autre protections

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

VIII-4.3. Protection collective

VIII-4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton

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

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

VIII-4.3.2. Engin de levage

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

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

VIII- 4.3.3. Appareillage électrique

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

VIII-5. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme (Figure VIII.1).

Le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre- maître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
 - Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
 - Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers.

VIII-5.1. Protection des membres inférieurs

- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.
- Etre d'un entretien facile.

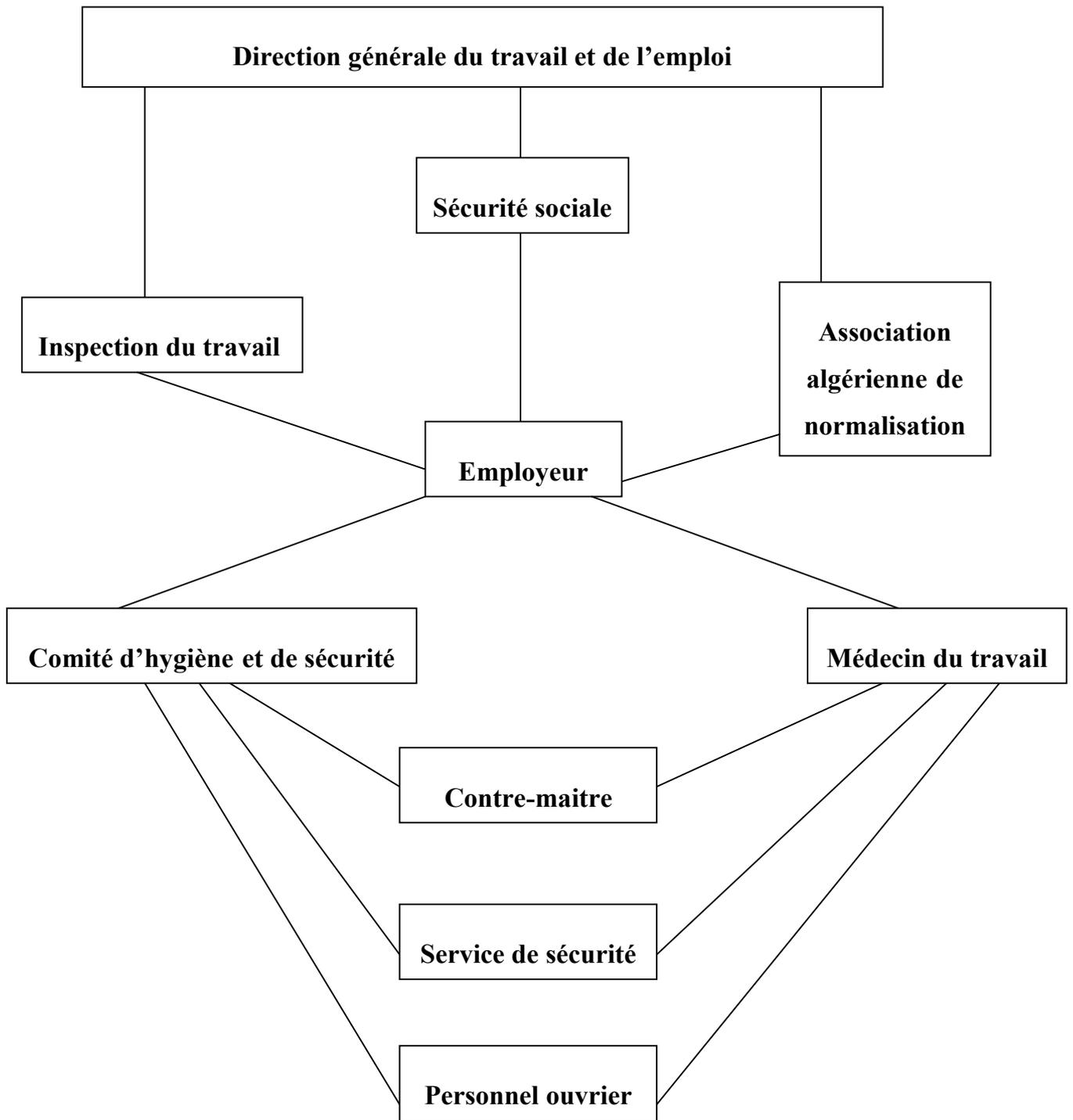


Figure. VIII.1 Organigramme de la prévention

Conclusion

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages. Et comme la vie humaine n'a pas de valeurs il est indispensable d'utiliser les équipements de préventions individuelles et collectives.

CONCLUSION GENERALE

A travers ce mémoire, nous avons traité une étude de réseau de distribution l'alimentation en eau potable de localité Aliliguia, Commune de Boumerdes, Wilaya de Boumerdes, à partir de station de traitement de Boudoueuou afin d'améliorer la situation hydraulique de cette région.

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

La simulation de réseau est faite par le logiciel EPANET qui est relativement facile d'accès et il permet d'effectuer des simulations assez aisément.

Pour le dimensionnement du réseau de distribution, nous avons choisi le P.E.H.D, PN16 pour différents diamètres.

L'analyse et l'étude du phénomène du coup de bélier ont été faites, dans le but de protéger les tronçons gravitaire, par une étude la loi de manœuvre pour la détermination de temps de fermeture de la vanne.

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet on a développé dans un chapitre l'organisation de chantier avec quelque conseil et recommandations pour la réalisation de notre projet dans les meilleures conditions.

En fin de ce projet on espère qu'on a trouvé les meilleures solutions pour résoudre le problème de l'eau potable d'Alliliguia.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ❖ **Jacques BONNIN**, «Hydraulique Urbaine », Editions Eyrolles, Paris ,1977.
- ❖ **CARLIER, M.** Hydraulique général et appliquée .Edition : Eyrolles.Paris, 1972, 582p.
- ❖ **CHIALI Group** (éd). Catalogue techniques des tubes polyéthylène. 9p.
- ❖ **DUPONT.A.** Hydraulique urbaine : ouvrage de transport, élévation et distribution d'eau, Tome 2. Edition : Eyrolles.Paris, 1979.573 p.
- ❖ **ADBERAHIM SAKINE ADBERAHIM**, «Mémoire de fin d'étude du réseau d'alimentation en potable de commune de Ain Romana wilaya de Blida », E.N.S.H,2008.