

Higher National School of Hydraulic

The Library

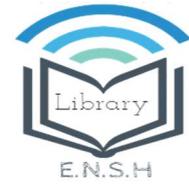
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Reaménagement du système d'alimentation en eau potable du
Chef-Lieu de Corso (w. Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0047-13

APA Citation (توثيق APA):

Selmani, Safia (2013). Reaménagement du système d'alimentation en eau potable
du Chef-Lieu de Corso (w. Boumerdes)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENTGENIE 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 :

**REAMENAGEMENT DU SYSTEME D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DU CHEF-LIEU DE CORSO
(W.BOUMERDES)**

Présenté par :

M^{elle}: SELMANI SAFIA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M^rO.KHODJET-KESBA	MC.A	Président
M^rY.DERNOUNI	MA.A	Examineur
M^{me}L. TAFAT	MA.A	Examinatrice
M^rR. KERID	MA.A	Examineur
M^r M. BELALI	MA.B	Examineur
M^r B. SALAH	Professeur	Promoteur

Septembre 2013

Remerciement

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

Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à Mr. SALAH Boualem de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier ce travail.

Dedicace

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

Ma très chère mère MALIKA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son aide et son soutien.

Mon père AREZKI qui m'a soutenu et a su me donner courage à chaque instant.

L'homme de ma vie Saïd, à qui je dois beaucoup pour son aide et sa patience le long de mon cursus universitaires.

En un mot, à tous ceux qui me sont chers.

Safia Selmani

التجمع السكاني لمدينة قورصو، المتواجدة بولاية بومرداس، تعرف حاليا وضعا يندرج بالخطر في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب، هذه الشبكة توجد في حالة غير متوازنة من حيث الضغط، إلى جانب أنها قديمة، الشيء الذي أدى إلى التسرب المتكرر. إن العديد من الإصلاحات قد أجريت من دون نتائج، هذه الوضعية تثبت عدم قدرة الشبكة على تلبية الحاجيات المستقبلية للمستهلكين من المياه الصالحة للشرب. الهدف من هذه الدراسة هو تجديد شبكة التوزيع على أساس معطيات و خصائص منطقة الدراسة.

Résumé

L'agglomération de chef-lieu de Corso, 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 pression et débits. La vétusté de ce dernier a favorisé la multiplication des fuites partout dans le réseau. Les essais de réparation ont été sans résultats.

Cette situation montre l'incapacité du réseau à satisfaire les besoins futurs en eau potable. Le but de notre étude consiste à un redimensionnement et une rénovation du réseau de distribution, en se basant sur les données et les caractéristiques de la zone d'étude.

Abstract

The agglomeration of Corso, 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. The obsolescence of the network has encouraged the proliferation of the irreparable leaks everywhere in the network. This situation shows the inability of the network to meet the future needs of drinking water consumers. The purpose of this dissertation consists of a renovation of the distribution network, on the basic of the data and characteristics of the study area.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1-Introduction	2
1.2-Situation de la zone d'étude.....	2
1.2.1-Situation Géographique	2
1.2.2-Situation topographique.....	2
1.2.3-Situation géologique et hydrogéologique	2
1.2.4-Situation climatologique	3
1.3- La sismicité.....	3
1.4-Situation hydrologique.....	3
1.5-Présentation hydraulique.....	4
1.5.1- Le réseau actuel de la ville de Corso	4
1.5.2-Les adductions	4
1.5.3-Les ouvrages de stockage.....	6
1.5.4-Les ressources	6
1.6-Conclusion	7

Chapitre 2 : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

2.1-Introduction.....	8
2.2-Répartition des habitants.....	8
2.3-Prévision de la population future	8
2.4-Estimation des besoins en eau :	9
2.5- Différentes catégories des besoins en eau :.....	9
2.5.1- Estimation des besoins en eau domestiques :	9
2.5.2-Les besoins des équipements	10
2.6- Récapitulation des besoins en eau de la ville de Corso	12
2.7- Etude la variation de la consommation dans le temps	12
2.8- Evaluation du débit journalier.....	12
2.8.1-Débit minimum journalier.....	12
2.8.2- Débit maximum journalier :.....	13
2.9-Etude des variations des débits horaires	14
2.9.1-Consommation maximale horaire	14
2.9.2- Consommation minimale horaire :	15

2-9-3- Débit moyen horaire.....	15
2.10-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	15
2.11- Graphique de la consommation.....	16
2.12-Comparaison entre les ressources et les besoins.....	18
2.13-Conclusion	18

Chapitre 3 : ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE

3.1-Introduction.....	19
3.2-Fonction du réservoir existant :.....	19
3.3-Description du réservoir existant	19
3.4-Description des équipements du réservoir existant.....	20
3.4.1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation	20
3.4.2-Conduite de départ	20
3.4.3-Conduite trop plein	20
3.4.4-Conduite de vidange	20
3.4.5-Conduite by-pass.....	20
3.5-Vérification la capacité de stockage de réservoir existant	20
3.5.1-Principe de calcul du volume du réservoir.....	21
3.5.2-Choix de type de réservoir à projeter	22
3.5.3-Selon le matériau de construction :.....	22
3.5.4-La position par rapport au sol	22
3.6 -Dimensionnement de la cuve du réservoir a projeté.....	22
3.7-Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie pour chaque réservoir a projeté.....	23
3.8-Equipement du réservoir projeté.....	23
3.8.1-Conduite de départ et d'alimentation	23
3-8-2-Conduite de trop plein	23
3.8.3-Conduite de vidange	23
3.8.4-Système de matérialisation de la réserve d'incendie	24
3.8.5-Trappe d'accès et échelle	24
3.9-Choix de site d'emplacement du réservoir projeté.....	24
3.10-Entretien du réservoir.....	24
3.11-Exigence à satisfaire au niveau de réservoir	24
3.12- Recommandations générales.....	24
3.13- Conclusion	25

Chapitre 4 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

4.1 - Introduction.....	26
4.2 - Description du réseau de distribution en eau potable de la ville de Corso	26
4.3 - Choix du schéma de distribution du réseau à projeter	26
4.4 - Choix du type de réseau de distribution.....	26
4.4.1 - Réseau maillé	27
4.4.2 - Réseau ramifié	27
4.4.3 - Réseau combiné	27
4.5 - Choix de matériau des conduites	28
4.5.1 - Les tuyaux en fonte.....	28
4.5.2 - Tuyaux en acier.....	28
4.5.3 - Tuyaux en PVC (polyvinyle de chlorure).....	28
4.5.4- Tuyaux en PEHD	29
4.6 - Calcul hydraulique du réseau maillé.....	29
4.7 - Détermination des débits.....	30
4.7.1 -Détermination du débit en route	30
4.7.2 - Détermination du débit spécifique	30
4.7.3 - Détermination des débits nodaux pour chaque traçons.....	30
4.8 - Répartition arbitraire des débits	33
4.9 - Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement.....	36
4.10 - Détermination du diamètre du tronçon R_1-N_1	37
4. 11 - Modélisation hydraulique du réseau de distribution.....	39
4.11.1 - Calcul des paramètres hydrauliques.....	39
4.12 - Interprétation des résultats :	45
4.13 - Tracé du profil au long.....	45
4.14 - Les accessoires dans un réseau de distribution	45
4.14.1-Robinets	46
4.14.1.1-Les robinets vannes de sectionnement.....	46
4.14.1.2-Les vannes papillons	46
4.14.1.3-Les vannes d'isolement.....	46
4.14.1.4-Les vannes à clapet de non-retour.....	46
4.14.1.5- Les décharge	47
4.14.1.6-Les vannes de réduction de pression.....	47
4.14.2-Les ventouses	47
4.14.3-By- passe.....	47

4.14.4-Les organes de mesure	48
4.14.5-Les bouches ou poteaux d'incendie	48
4.14.6-Organes de raccordement.....	48
4.15-Conclusion	49

Chapitre 5 : ETUDE DE L'ADDUCTION

5.1- Introduction.....	50
5.2- Classification des adductions	50
5.2.1-Adduction gravitaire	50
5.2.2- Adduction par refoulement	50
5.2.3- Adduction mixte.....	50
5.3- Choix du tracé de notre adduction	50
5.4- Choix du type de matériaux	51
5.5- Description de l'adduction existante.....	51
5.6- Transfert d'eau potable à partir de barrage de Taksebt.....	52
5.6.1-Barrage de taksebt.....	52
5.6.2-Récapitulatif.....	52
5.7- Schéma hydraulique.....	53
5.8- Calcul hydraulique	57
5.8.1-Méthode de calcul	57
5.8.2-Calcul de la longueur équivalente de chaque tronçon.....	58
5.8.3-Détermination du diamètre avantageux pour chaque adduction.....	59
5.8.4-Normalisation du diamètre calculé à partir du point de piquage SPET vers le réservoir de volume 750 m ³	59
5.8.5-La vitesse d'écoulement.....	60
5.9- Conclusion	60

Chapitre 6: PROTECTION ANTI BELIER DE LA CONDUITE GRAVITAIRE

6.1- Introduction.....	61
6.2- Définition du phénomène transitoire	61
6.3- Causes et effets du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques	61
6.4- Effet du phénomène transitoire sur les systèmes hydrauliques en charge	62
6.5- Interprétation physique du coup de bélier.....	62
6.6- Moyen de protection contre le coup de bélier.....	64
6.7- Données explicatifs de notre cas.....	64

6.8- Interprétation graphique.....	67
6.9- Conclusion	67

Chapitre 7: POSE DE CANALISATION

7.1 - Introduction.....	68
7.2 - Principe de pose des canalisations	68
7.2.1- Pose de la canalisation selon la nature de terrain.....	68
7.2.2-Pose de canalisation selon la nature de matériaux	68
7.2.3-Traversée des routes et voie ferrée.....	69
7.3-Sollicitations sur une conduite enterrée	69
7.4-Utilisation des butées et verrouillage	70
7.4.1-L'utilisation des massifs de butées en béton.....	70
7.4.2-Le verrouillage	70
7.5-Exécution et aménagement de la tranchée	70
7.6-Exécution des travaux de pose des canalisations	70
7.6.1-Excavation des tranchées	71
7.6.1.1-La profondeur de la tranchée	71
7.6.1.2-La largeur de la tranchée	71
7.6.1.3-La section de la tranchée.....	71
7.6.2-Lit de pose de canalisation.....	71
7.6.3-L'assise	71
7.6.4-Remblayage de la tranchée	72
7.6.5-Epreuve de joints et de la canalisation	72
7.6.6-Essai d'étanchéité au chantier	72
7.6.7-Enrobage de la canalisation	72
7.6.8-Contrôle le compactage des tranchées :	73
7.6.9-Mise en service du réseau de distribution	73
7.7-Choix des engins de chantier	73
7.8-Calcul du volume des terrassements	74
7.8.1-Volume des déblais	74
7.8.2-Volume de lit de sable.....	74
7.8.3-Volume de la conduite	74
7.8.4-Volume des remblais.....	75
7.8.5-Calcul du volume des terres excédentaires V_{exc}	75
7.9-Conclusion	76

Chapitre 8: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

8.1-Introduction.....	77
8.2-Cause des accidents de travail dans un chantier hydraulique	77
8.2.1-Facteurs humains	77
8.2.2-Facteurs matériels	77
8.3-Liste des conditions dangereuses	78
8.4-Liste des actions dangereuses	78
8.5-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	78
8.5.1-Protection individuelle	78
8.5.2-Autre protection	78
8.6-Protection collective.....	79
8.7-Appareillage électrique	79
8.8-Conclusion	79
Conclusion Générale	80

Liste des tableaux

Chapitre 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau 1.1 : Nature des conduites et leurs diamètres	4
Tableau 1.2 : Caractéristiques du barrage de Kaddara	6
Tableau 1.3 : Caractéristiques des forages	7

Chapitre 2 : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau 2.1 : Evaluation de la population	9
Tableau 2.2 : Les besoins en eau domestiques	10
Tableau 2.3 : Les besoins en eau administratifs	10
Tableau 2.4 : Les besoins en eau socio- culturels	10
Tableau 2.5 : Les besoins en eau sanitaires	11
Tableau 2.6 : Les besoins en eau scolaires	11
Tableau 2.7 : Les besoins en eau commerciaux	11
Tableau 2.8 : Récapitulation de la consommation totale de la ville de corso	12
Tableau 2.9 : Besoins en eau maximale journalières	13
Tableau 2.10 : Besoins en eau minimale journalières	13
Tableau 2.11: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau 2.12 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	15
Tableau 2.13 : Calcul la consommation moyenne, maximale, et minimale horaire	15
Tableau 2.14 : Variation des débits horaire de la ville de corso	16

Chapitre 3 : ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE

Tableau 3.1 : Récapitulatif des caractéristiques du réservoir surélevé de la ville de Corso .	19
---	----

Chapitre 4 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe	31
Tableau 4.2 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe	32
Tableau 4.2 : Calcule des débits aux nœuds en cas de pointe (suite)	33
Tableau 4.3 : Les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement	36
Tableau 4.3 : Les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement (suite)	37
Tableau 4.4 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	38
Tableau 4.5 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon R ₁ -N ₁	38
Tableau 4.6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons : cas de pointe	39

Tableau 4.6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons cas de pointe (suite)	40
Tableau 4.7: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe	40
Tableau 4.8 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds : cas de pointe plus incendie	42
Tableau 4.9 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds dans le réseau : cas de pointe plus incendie	43

Chapitre 5 : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 5.1 : Coefficients k' , m , β pour différents types du tuyau	58
Tableau 5.2 : Les longueurs équivalentes totales des adductions gravitaires	58
Tableau 5.3 : Les cotes des réservoirs et des points de piquage	59
Tableau 5.4 : Diamètre calculé pour les deux tronçons gravitaires	59

Chapitre 6: PROTECTION ANTI BELIER DE LA CONDUITE GRAVITAIRE

Tableau 6.1 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier	66
--	----

Chapitre 7: POSE DE CANALISATION

Tableau 7.1 : Engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles	74
Tableau 7.2 : Récapitulatif des différents volumes de terrassement	75

Chapitre 8: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Listes des figures

Chapitre 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre 2 : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Figure 2.1 : Histogramme de la consommation journalier 17

Figure 2.2 : Trace de la courbe de la consommation cumulée 18

Chapitre 3 : ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE

Chapitre 4 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure 4.1 : Répartition arbitraires des debits pour le cas de pointe 34

Figure 4.2 : Repartition arbitraires des debits pour le cas de pointe plus incendie 35

Figure 4.2 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe 41

Figure 4.3 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie 44

Chapitre 5 : ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure 5.1 : Schéma synoptique d'adduction existant liée au SPET 54

Figure 5.2 : Schéma synoptique d'adduction existant liée au SPET 55

Figure 5.3: Schéma synoptique des adductions projetées des points de piquages SPET et SPIK vers le réservoir de volume 750 m³ projeté et le réservoir de volume 500 m³ existant Corso. 56

Chapitre 6: PROTECTION ANTI BELIER DE LA CONDUITE GRAVITAIRE

Figure 6.1 : Loi de manœuvre de robinet vanne 67

Chapitre 7: POSE DE CANALISATION

Figure 7.1 : Pose de canalisation en galerie 69

Figure 7.2 : Remblayage des tranchées 72

Chapitre 8: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Liste des planches

Planche N°1 : *SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE RESEAUX D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION DE CORSO CHEF-LIEU (W. BOUMERDES).*

Planche N°2 : *PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION AVEC ACCESSOIRES DE CORSO (W. BOUMERDES).*

Planche N°3 : *PLAN DE COFFRAGE DU RÉSERVOIR DE VOLUME 750 m³ DE CORSO (W. BOUMERDES).*

Planche N°4 : *PROFIL EN LONG D'ADDUCTION GRAVITAIRE A PARTIR DE POINT DE PIQUAGE SPIK VERS LE RESERVOIR 500 M³ EXISTANT DE CORSO (W. BOUMERDES).*

Planche N°5 : *PROFIL EN LONG D'ADDUCTION GRAVITAIRE A PARTIR DE POINT DE PIQUAGE SPET VERS LE RESERVOIR 750 M³ PROJETEE DE CORSO (W. BOUMERDES).*

Planche N°6 : *PROFIL PIEZOMETRIQUE EN LONG DES TRONÇONS R500 M³-N1-N2-N3-N4-N5-N7-N8-N6-N9-N1 DE CORSO (W. BOUMERDES).*

Planche N°7 : *PROFIL PIEZOMETRIQUE EN LONG DES TRONÇONS R750 M³-N11-N12-N14-N15-N16-N17-N18-N3-N2-N1-N10-N11 DE CORSO (W. BOUMERDES).*

INTRODUCTION GENERALE

A l'état actuel, l'agglomération du chef-lieu de Corso reconnaît une situation alarmante de point de vue alimentation en eau potable malgré l'importante ressource hydrique existante au niveau de barrage de Keddara. Le réseau mis en service se trouve dans un état déséquilibré de point de vue pressions et débits (faible dans un point et élevée dans d'autre). C'est un réseau déficient, composé du matériau nocif (amiante ciment).

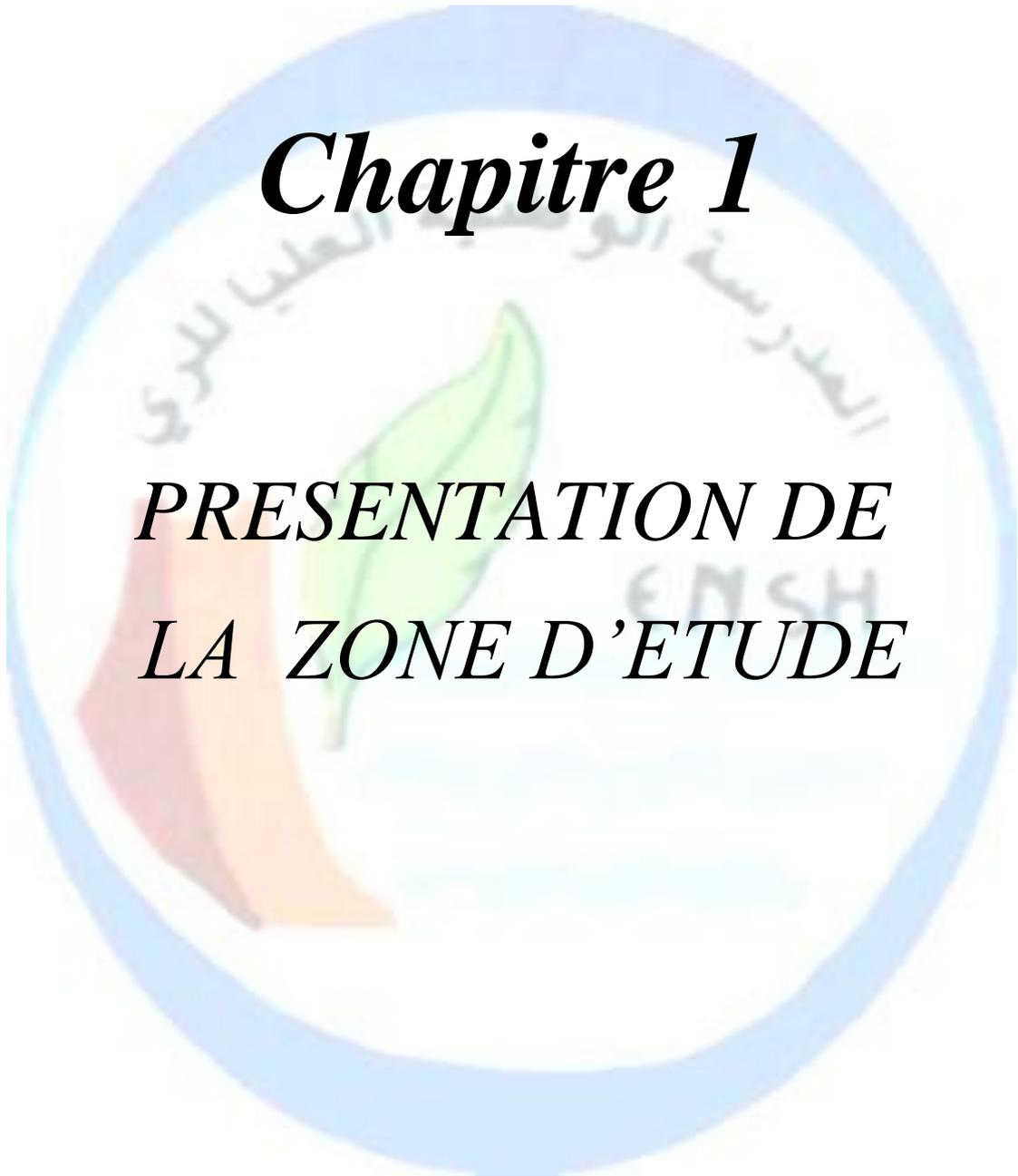
Le problème primordial réside dans la présence des fuites atteignant parfois un débit important, notamment la nuit où la pression est un peu élevée, provoquant la perturbation de la consommation chez les habitants et une baisse de pression dans les heures de pointe. Les fuites ont pour origine la mauvaise confection des joints au niveau des conduites et aux points de soudure et de raccordement.

Cette situation montre l'incapacité de ce réseau existant à satisfaire des besoins en eau potable des consommateurs, ainsi que l'ingénieur se trouve confronté à des problèmes dont il doit résoudre toute en respectant l'aspect technique et économique.

Dans cette optique, notre objectif consiste à une conception d'un nouveau réseau de distribution qui fait preuve d'une bonne fiabilité, et assure une bonne répartition du débit et une pression optimale pour chaque consommateur.

Chapitre 1

*PRESENTATION DE
LA ZONE D'ETUDE*



1.1-Introduction

Une bonne élaboration d'un projet de conception d'un système d'alimentation en eau potable nécessite une connaissance des caractéristiques propres de la ville de corso. Ces caractéristiques nous permettent de faire un bon diagnostic du réseau de distribution existant et d'établir le schéma du réseau d'alimentation en eau potable à projeter. Ces caractéristiques sont basées essentiellement sur les données récupérées à partir de la situation géographique, topographique, géologique, hydrogéologique et climatique.

1.2-Situation de la zone d'étude

1.2.1-Situation Géographique

La ville de Corso est située sur le littoral méditerranéen. Elle occupe une place importante au niveau de l'axe routier Alger-Boumerdes et Boumerdes -Bordj el Kiffan surtout avec la réalisation de l'autoroute et les échangeurs qui desservent la ville Boumerdes . le chef-lieu est en plein extension dirigé vers le sud et vers l'est, limité au nord par la mer, au sud par Benrahmoune, à l'ouest par la commune de Boudouaou et à l'est par la ville de Boumerdes. la situation de la ville Corso ne peut être figée car elle représente l'une des agglomérations proche du chef-lieu de la wilaya de Boumerdes qui constitue un pôle de développement important dans l'avenir et à court terme. Cette situation doit guider la présente étude qui fixera comme objectif principal, la prise en charge du développement futur tracé au niveau des différents plans d'urbanisme et d'aménagement du territoire.

1.2.2-Situation topographique

S'agissant d'une agglomération limitrophe du bord de mer dont les côtes partent du plateau situé au sud de l'agglomération et descendent en progressant vers la mer, les dénivelés sont de l'ordre de 40 m. il ressort que la ville de Corso présente deux zones distinctes, l'une qu'on peut situer à la partie sud du réservoir de volume 500 m³ existant et l'autre située entre ce réservoir et le niveau de la mer.

1.2.3-Situation géologique et hydrogéologique

a- La géologie

La commune de corso est dans sa grande partie construite sur des formation quaternaires de 10 à 30 m d'épaisseur de nature essentiellement sablo-limoneuse, reposant sur les marnes bleues qui affleurent par endroits. La grande partie de la zone urbaine repose sur les sables rouges villafranchiens surmontant le substratum marneux avec une morphologie subhorizontale légèrement inclinée vers le nord.

b- L'hydrogéologie

Les valeurs des courbes hydro-isohypses de la ville Corso diminuent du sud vers le nord et des bordures vers les vallées, mettent en évidence un écoulement

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

souterrain général des bordures (zone élevée) vers les vallées et du sud vers le nord. L'écoulement ainsi schématisé fait apparaître une ligne de partage des eaux (crête piézométrique) justifiant un substratum qui remonte. Ceci concorde bien avec les données géologiques, mettant en évidence la profondeur de ce substratum marneux imperméable sous les sables rouges : à moins de 12 m de profondeur dans le plateau quaternaire est et avoisinant les 3-5 m plus au sud de la ville constituant une sorte de bombement.

1.2.4-Situation climatologique

a- Le climat

Au même titre que l'ensemble de la cote algérienne, la ville de Corso jouit d'un climat méditerranéen, humide en hiver, chaud et sec en été, mais sa proximité de la mer adoucit la température en hiver et la rafraîchit en été. La température connaît un adoucissement, compte tenu de la proximité de la mer et à la présence de nombreux cours d'eau, avec une moyenne annuelle de 18°C.

b- La pluviométrie

La pluviométrie est irrégulière et varie entre 500 et 700 mm/an. elle est caractérisée par un déséquilibre entre 6 mois pluvieux (d'octobre à mars) avec un maximum en mois de décembre, par contre la période estivale (d'avril à septembre) est la plus sèche avec des rares pluies.

c- Le vent

Les vents dominants sont ceux de l'ouest et du nord-ouest avec une prédominance aux mois de novembre à avril, par contre les vents est et nord-est prédominent en été avec des brises de mer. Les vents du nord sont plus fréquents et soufflent pendant toute l'année. Le siroco, vent du sud chaud et sec qui souffle sud-est et sud-ouest ne se produit qu'à faible intensité avec une moyenne annuelle de 20 jours/an.

1.3- La sismicité

La ville de Corso faisait partie de la zone II avec une sismicité moyenne à forte, mais après le séisme du 21 mai 2003, la commune a été classée par le groupe technique spécialisé (G.T.S.) comme zone III à sismicité élevée et dommages notables. Il convient donc de prendre des mesures de prévention et d'être plus vigilant dans l'application des nouvelles règles parasismiques algériennes.

1.4-Situation hydrologique

Le réseau hydrographique de la commune de Corso est très dense. Nous relevons deux oueds principaux : Oued Boumerdès et Oued Corso qui déversent directement dans la mer. Ces deux oueds présentent de nombreuses ramifications dont les plus importantes sont : oued Tatareg, oued Saf-saf, oued Bou-rhéa.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.5-Présentation hydraulique

L'analyse de la situation hydraulique de chef-lieu de Corso nous permet de donner un aperçu sur la situation actuelle du réseau de distribution existant ainsi que les adductions et les ouvrages de stockage qui alimentent le chef-lieu de Corso.

1.5.1- Le réseau actuel de la ville de Corso

D'après les renseignements fournies par le service hydraulique de la ville de Corso, le réseau de distribution existant desservant cette zone est réalisé dans sa grande partie en ramifié, c'est un réseau vétuste constitué par des conduites en amiante ciment qui présentent un risque pour la santé humaine et quelques traçons en acier, avec des diamètres qui varient entre 80 et 200mm. Il est caractérisé par l'existence des fuites atteignant parfois un débit important notamment quand la pression est élevée. Ces fuites ont pour origine la mauvaise confection des joints au niveau des conduites et surtout aux points de soudure et de raccordement et le sous dimensionnement de ces conduites engendrant des chutes de pression aux niveau des zones ou la consommation est importante. Ces dérèglements rendent la gestion de ce réseau très délicate. Il est loin de satisfaire les besoins en eau de la ville de Corso. Nous constatons que tout le réseau est à rénover.

Tableau 1.1 : Nature des conduites et leurs diamètres

Diamètre (mm)	Type	longueur (m)	Etat
200	amiante ciment	340	vétuste
150	amiante ciment	200	vétuste
125	amiante ciment	2100	vétuste
100	amiante ciment	790	vétuste
80	acier galvanisé	3357	vétuste
60	acier galvanisé	660	vétuste
40	acier galvanisé	651	vétuste

Source (DHW de Boumerdes)

1.5.2-Les adductions

Les adductions qui alimentent principalement le chef-lieu de corso sont :

- L'adduction qui provient de système de production Isser-Keddar
- Celles qui proviennent des forages implantés au niveau du champ de captage d'oued Corso. Ces adductions aboutissent directement vers le réservoir de Corso de volume de 500 m³. Les informations fournies par le service hydraulique du

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

chef-lieu de la ville de Corso sur ces adductions sont représentées comme suit :

a-Transfert à partir du SPIK

Le transfert de l'eau du SPIK se fait à partir de l'adduction gravitaire du diamètre Ø400 qui va vers Boumerdes à partir du réservoir Tampon de Benrahmoune. Un piquage avec un diamètre Ø150 a été réalisé et permet d'alimenter le réservoir de Corso avec un débit de 1500 m³ /j. Ce piquage est situé à 3 Km du réservoir Tampon de Benrahmoune. Cette adduction de diamètre Ø150 est réalisée en matériau d'amiante ciment qui est classé comme un matériau cancérigène. Elle est en mauvaise état et présente des fuites importantes durant la distribution, pour cela la conduite doit être rénovée.

b-Transfert du forage f1

Avant le piquage du SPIK, la ville de Corso était alimentée essentiellement à partir de quatre forages qui soutirent de la nappe d'oued Corso .Pour le forage F1, Il s'agit d'une conduite de refoulement de diamètre Ø150 et de longueur de 900m. Elle est toujours fonctionnelle mais compte tenu du débit du forage qui a diminué de 12 à 5l/s.

c-Transfert du forage f2

La conduite de refoulement à partir du forage F2 est de diamètre Ø80, en amiante ciment. Elle relie le forage au château d'eau de la ville de Corso sur une longueur de 1Km. Il s'agit d'un transfert d'un débit de l'ordre de 3l/s.

d-Transfert du forage f3

À partir du troisième forage, une conduite de Ø 100 est dirigée vers le réservoir de Corso de capacité de 500m³. Elle est destinée à refouler un débit de 18 l/s avec une longueur de 900m. Cette adduction est en arrêt à cause de la mauvaise qualité de l'eau qui provient de ce forage.

e-Transfert du forage f4

Le quatrième forage alimente le réservoir de la ville de Corso avec un débit de 5 l/s à partir d'une conduite en amiante ciment de diamètre Ø 100 sous une longueur de 800 m. Cette conduite est en arrêt à cause de la mauvaise qualité de l'eau qui provient du forage ainsi qu'un mauvais rendement durant le fonctionnement.

D'après ces informations nous constatons que les adductions qui proviennent des forages d'oued Corso ainsi que celle de SPIK ne satisfont pas suffisamment le chef-lieu de Corso . De plus elles sont réalisées en amiante ciment et présentent des problèmes majeurs durant le fonctionnement, donc une rénovation obligatoire doit s'effectuer au niveau de ces adductions.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.5.3-Les ouvrages de stockage

Dans l'objectif de répondre aux besoins divers de l'agglomération, les réservoirs ont été réalisés afin de satisfaire les besoins en eau de l'agglomération et assurer une alimentation équilibrée de point de vue débit et pression. Actuellement la ville de Corso est alimentée par un seul réservoir de type surélevé avec une capacité de stockage de 500 m³. Il est en bon état, en béton armé, implanté sous une cote de radier de 63 m et une cote de trop plein de 68 m. Il est destiné à alimenter la ville de Corso et les zones limitrophes qui se composent de :

- La cité Boudiaf
- La cité Guedouari
- La cité EL Mardjan

1.5.4-Les ressources

Le principe d'alimentation en eau potable actuelle de la ville de Corso s'articule essentiellement sur le Transfer SPIK (système de piquage Isser - keddara) qui provient de la station traitement des eau de barrage de Keddara sur un branchement d'une conduite de diamètre Ø400 en amiante ciment . Le barrage de Keddara Situé dans la willaya de BOUMERDES, à 8 Km de BOUDOUAOU et à 35 Km à l'est d'Alger, Le barrage en question est la source principale de l'alimentation en eau potable de la zone. Ce dernier est implanté dans le bassin versant de l'oued Boudouaou pour une capacité initiale de 145 Mm³. Le tableau suivant donne les caractéristiques principales de ce barrage.

Tableau 1.2 : Caractéristiques du barrage de Kaddara

Oued	Type	Année de réalisation	Capacité initiale (Mm ³)	Surface du BV (Km ²)	Apport moy/an (Mm ³)	Volume régularisé (Mm ³)	Envaselement moy/an (Mm ³)	Destination
Boudouaou	En terre	1985	145	92	27.3	165	0.05	AEP

Source (DHW de Boumerdes)

Ce piquage fournit un débit estimé à 1500 m³ /j ,l'alimentation en eau potable de chef-lieu de Corso s'effectuer aussi par des forages implantés au niveau du champ de captage de l'oued Corso.

Selon les analyses effectuées au niveau de L'ANRH de la wilaya de Boumerdes sur les eaux qui proviennent du champ de captage d'oued Corso, il a été constaté que l'eau qui provient des forages est contaminée. Donc elle est néfaste pour la santé humaine, ces forages seront dirigés pour d'autres activités comme l'agriculture. Nous concluons que le chef-lieu de Corso à l'état actuel est alimenté essentiellement par le système de piquage Isser –Keddara.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Voici quelques informations sur les forages

Tableau 1.3 : caractéristiques des forages

N° de forage	Coordonnées (m)	Débit théorique (l/s)	Débit exploité (l/s)	Type de pompe	HMT (m)	Débit de la pompe (l/s)	Etat général des forages
Forage 1	X=567 Y=383 Z=12	5	5	immergée	112	5	En arrêt (la pompe est en panne)
Forage2	X=567 Y=384 Z=13	7	3	immergée	120	3	En arrêt (la pompe est en panne)
Forage 3	X=567 Y=383 Z=14	20	18	immergée	60	10	en arrêt (mauvaise qualité de l'eau)
Forage 4	X=567.02 Y=383.45 Z=11	7	5	immergée	94	5	En arrêt (mauvais rendement)

Source (DHW de Boumerdes)

1.6-Conclusion

Après avoir présenté la zone d'étude, nous avons obtenu des données nécessaires qui représentent une base pour garantir une bonne conception du réseau de distribution de la ville de Corso. A travers ce chapitre, nous avons constaté que le réseau de distribution de la ville de Corso est en état de dégradation. Il est réalisé dans sa majorité par l'amiante ciment qui est classée parmi les matériaux cancérigènes, donc néfastes pour la santé ainsi que la mauvaise répartition des ressources entre les différents consommateurs, même constatation pour les adductions,

Ces dernières sont en mauvais état et ne satisfont pas les besoins en eau du chef-lieu de Corso. En conclusion, nous proposons donc une rénovation totale du réseau tout en choisissant un matériau de la canalisation qui fait preuve à des meilleures caractéristiques hydrauliques et assure la satisfaction des usagers qui forment l'Agglomération.

Chapitre 2

*EVALUATION DES
BESOINS EN EAU DE
L'AGGLOMERATION*

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

2.1-Introduction

Avant toute étude de conception d'un réseau d'alimentation en eau potable une bonne estimation des besoins en eau des différents usagers formant cette agglomération est indispensable, cela pour répondre aux exigences de l'agglomération à l'horizon futur et assurer la satisfaction des usagers en matière d'eau potable. Cette évaluation des besoins nous permet aussi d'établir le bilan ressources-besoins pour vérifier l'équilibre entre les ressources en eau disponible et la demande en eau de la population en fonction de son évolution dans le temps.

2.2-Répartition des habitants

La commune de Corso est constituée principalement par une agglomération urbanisée considérée comme zone urbaine . Il s'agit de la ville de corso (ACL) et l'agglomération secondaire composée des localités de Benrahmoun, Guedouri, Draa Zeman, Ben Bakhta .

Selon le recensement 2008 le nombre d'habitants de chef-lieu de Corso est estimé de 11758 habitants.

2.3-Prévision de la population future

Après le séisme qu'a subi la wilaya de Boumerdes, le chef-lieu de Corso a connu une prise en charge urbanistique. Elle est en pleine extension dirigée vers le sud et vers le nord. L'analyse de l'évolution de la population est très importante dans toute étude d'aménagement. Elle nous permet de satisfaire la demande de l'agglomération pour l'horizon d'étude.

Les besoins en eau des consommateurs à différents horizons sont estimés à la base de l'évolution démographique de la population pour chaque horizon. Nous utilisons la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 * (1+T)^n$$

- P_n : population située à l'horizon d'étude
- P_0 = population à l'année de référence (2008)
- n : nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence

D'après le service hydraulique de la ville de Corso et dans le cadre de recensement globale de la population, le nombre d'habitants en 2008 est estimé à 11758 habitants avec un taux d'accroissement de 3.34%.

Remarque :

Ce calcul est établi dans l'hypothèse que l'accroissement de la population reste stable au-delà de 2035.

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

L'évolution de la population de chef-lieu de la ville de Corso à différents horizons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : Evaluation de la population

Ville de Corso (Chef-lieu)					
Horizon	2008	2013	2020	2030	2035
Population	11758	13857	17440	24224	28548

Source PDAU de Corso

2.4-Estimation des besoins en eau

Les quantités d'eau de consommation sont évaluées sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération observées au jour de la forte consommation ,rapportée par l'unité d'habitants . Cette évaluation des besoins en eau nous exige de fixer une norme appelée la dotation. Celle-ci représente la quantité moyenne d'eau consommée, par jour et par usager formant le type de consommateur .Elle est déterminée en fonction des ressources en eau existantes et le niveau de vie de l'agglomération. Vu le niveau sanitaire et les habitudes hygiéniques des habitants, nous estimons une dotation de 200 litres /jour /habitant en raison de forte demande en eau au futur.

2.5- Différentes catégories des besoins en eau

Pour une estimation globale des besoins en eau de l'agglomération, il est nécessaire de prendre en connaissance les différentes catégories formant l'agglomération. Dans notre étude les catégories de besoins en eau potable sont :

- Besoins domestiques
- Besoins sanitaires
- Besoins scolaires
- Besoins commerciaux
- Besoins administratifs
- Besoins socio-culturels

2.5.1- Estimation des besoins en eau domestiques :

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j)$$

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j
- D_i : dotation journalière en $l/j/hab.$
- N_i : nombre de consommateurs.

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau 2.2: Les besoins en eau domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
2008	11758	100	1175,8
2013	13857	120	1662,84
2020	17440	150	2616
2035	28548	200	5709,6

2.5.2-Les besoins des équipements

La détermination des divers équipements et leurs besoins se base essentiellement sur les différents POS du chef-lieu de la ville ainsi que les différents plans d'aménagement réalisés récemment ou en cour de réalisation. Sachant que ces données proviennent de PDAU de la ville de Corso 2008.

a-Besoins administratifs

Les besoins administratifs concernant les différents établissements, leurs dotations et leurs débits sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.3: les besoins en eau administratifs

Equipements	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
APC	employé	30	15	0.45
PTT	employé	28	15	0.42
Gendarmerie	agent	45	20	0.9
Commissariat	agent	30	20	0.6
Garde communale	agent	35	20	0.7
Total				3.07

b-Besoins socio-culturels

Les différents besoins des localités socio-culturelles concernant notre agglomération sont représentés comme suit :

Tableau 2.4 : les besoins en eau socio- culturels

Equipements	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Cinéma	Place	200	10	2
Mosquée	Fidèle	800	5	4
Centre culturel	Employé	100	15	1,5
CFPA	Etudiant	500	10	5
Stade	Vestiaire	10	25	0,25
Total				12,75

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

c-Besoins en eau sanitaires

Les différents besoins en eau des localités sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau 2.5 : les besoins en eau sanitaires

Equipements	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m³/j)
Centre de sante	Patient	300	15	4,5
Center des handicapés	Patient	200	15	3
Totale				7,5

d-Besoins en eau scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau 2.6 suivant:

Tableau 2.6: Les besoins en eau scolaires

Equipements	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m³/j)
CEM	élève	300	10	3
Lycée	élève	1000	10	10
Cité universitaire	étudiant	1000	200	200
Ecole primaire	élève	300	10	3
Ecole sourde muet	élève	200	15	3
2 ^{eme} résidence universitaire	étudiant	2000	200	400
Totale				619

e- Les besoins en eau commerciaux

Les besoins en eau commerciaux des différentes localités de notre agglomération sont représentés comme suit :

Tableau 2.7: Les besoins en eau commerciaux

Equipements	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m³/j)
Locaux commerciaux	Mètre carré	1500	5	7,5
Centre commerciale	Mètre carré	1000	5	5
Totale				12,5

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

2.6- Récapitulation des besoins en eau de la ville de Corso

Les besoins totaux de la ville de corso des différentes catégories de besoins sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.8 : Récapitulation de la consommation totale de la ville de corso

Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins socio-culturelles (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins commerciaux (m ³ /j)	Totale
5709,6	3,07	7,5	12,75	619	12,5	6364,5

La consommation moyenne journalière des différentes localités de notre zone d'étude s'élèvera à l'horizon de 2035 $Q_{moy,j}$ égales à 6364,5 m³/j.

2.7- Etude la variation de la consommation dans le temps

Le débit appelé par les différents catégories des consommateurs varie considérablement dans le temps, il est soumis à des plusieurs variations dans en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

2.8- Evaluation du débit journalier

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît une fluctuations autour de la consommation moyenne journalière ,il existe une journée ou la consommation est maximale de même il existe une journée ou la consommation est minimale .

2.8.1-Débit minimum journalier

L'estimation de débit minimum journalier dans les projets de conception des réseaux d'alimentation en eau potable est obligatoire cela nous permet de déterminer l'épaisseur de la conduite pour supporter une pression maximale et la détermination les endroits où les dépôts peuvent avoir lieu.

Le débit minimum journalier est calculé à la base de la formule suivante :

$$Q_{minj} = Q_{Qmoy,j} * K_{min,j} \quad (m^3/j)$$

Avec :

Q_{moyj} : débit moyen journalier

Q_{minj} : débit minimum journalier

K_{minj} : coefficient d'irrégularité journalière minimale. Il est compris entre 0,7 et 0,9, il indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière. Dans notre étude nous optons pour une valeur de K_{minj} égale à 0,8.

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

2.8.2- Débit maximum journalier

Le débit maximum journalier correspond à la journée de plus fort consommation durant l'année, il est utilisé pour le calcul de réseau de distribution et les adductions. Il est la base de dimensionnement des réservoirs de stockage et les équipements de la station de pompage, ce débit est estime à la base de la formule suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy}j} * K_{\max j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$Q_{\text{moy}j}$: débit moyen journalier

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3, dans notre étude nous optons pour une valeur de $k_{\max j}$ égale à 1,2

Les résultats de calcule sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.9: Besoins en eau maximale journalières

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max j}$	$Q_{\max,j} (\text{m}^3/\text{j})$
Domestiques	5709,6	1,2	6851,52
Administratifs	3,07	1,2	3,684
Sanitaires	7,5	1,2	9
Commerciaux	12,5	1,2	15
Scolaires	619	1,2	742,8
Socio-culturelles	12,75	1,2	15,3
Totale			7637,4

Tableau 2.10 : Besoins en eau minimaux journalières

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j} (\text{m}^3/\text{j})$
Domestiques	5709,6	0,8	4567,68
Administratifs	3,07	0,8	2,456
Sanitaires	7,5	0,8	6
Commerciaux	12,5	0,8	10
Scolaires	619	0,8	495,2
Socio-culturelles	12,75	0,8	10,2
Totale			5091,6

L'intégration des coefficients d'irrégularités journalier maximale et minimale dans le calcul les besoins en eau , garantir la satisfaction des besoins en eau a tous

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau de distribution et les adductions en fonction de débit maximum journalier calcule.

2.9-Etude des variations des débits horaires

Au cours de la journée , le débit sortant du réservoir vers les habitants est variable d'une heure a une autre , la somme de ces volumes horaires nous informe de la consommation maximale journalière . la consommation maximal et minimal horaire sont respectivement caractérisée par des coefficients maximum et minimum horaire qui tient compte de l'aménagement des bâtiments , du niveau de développement des équipements sanitaires et du régime de travaille .

2.9.1-Consommation maximale horaire

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

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

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$:débit moyen horaire en m³/h

$K_{\max,h}$:coefficients d'irrégularité maximal horaire, il montre l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort e du régime de travaille de l'industrie.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficient, tel que :

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

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'Agglomération et de régime du travail , il varie entre 1,2 et 1,5 pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, le tableau suivants donne sa variation en fonction du nombre d'habitants .

Tableau 2.11: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas le nombre d'habitant est estimé 28548 habitants donc on prend une valeur de $\beta_{\max}=1,14$, la valeur de $k_{\max,h} = 1,3*1,14=1,48$

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

2.9.2- Consommation minimale horaire

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimal horaire qui permet de déterminer le débit minimum horaire. Ce dernier nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau.

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

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas nous prenons $\alpha_{\min}=0,5$.

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants

Tableau 2.12 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas le nombre d'habitants est 28548 habitants donc on prend valeur β_{\min} égale à 0,55.

La valeur de $K_{\min, h}=0,55*0,50=0,275$

2-9-3- Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

- $Q_{\text{moy, h}} = Q_{\text{max, j}} / 24$ (m³/h)
- $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire
- $Q_{\text{moy, j}}$: débit maximum journalier

Tableau 2.13 : Calcul de la consommation moyenne, maximale, et minimale horaire

La ville	$Q_{\text{moy, h}}$ (m ³ /h)	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h}$ (m ³ /h)	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$ (m ³ /h)
Corso	318,225	0,275	87,5	1,48	470,937

2.10-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Pour la détermination de débit de pointe, nous avons pour une méthode donnant la variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants dans divers centre d'agglomération.

Dans chaque agglomération le débit horaire est exprimé en pourcentage du débit maximum journalier (voir annexe 2.1).

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Etant donné que notre zone d'étude comprend 28548 habitants, notre répartition se situe au niveau de la deuxième colonne.

Tableau 2.14: Variation des débits horaire de la ville de corso

Horaire	Consommation totale		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	114,56	1.5	114,56
1-2	1,5	114,56	3	229,12
2-3	1,5	114,56	4.5	343,68
3-4	1,5	114,56	6	458,24
4-5	2,5	190,935	8.5	649,175
5-6	3,5	267,309	12	916,484
6-7	4,5	343,683	16.5	1260,167
7-8	5,5	420,057	22	1680,224
8-9	6,25	477,337	28.25	2157,561
9-10	6,25	477,337	34.5	2634,898
10-11	6,25	477,337	40.75	3112,235
11-12	6,25	477,337	47	3589,572
12-13	5	381,87	52	3971,442
13-14	5	381,87	57	4353,312
14-15	5,5	420,057	62.5	4773,369
15-16	6	458,244	68.5	5231,613
16-17	6	458,244	74.5	5689,857
17-18	5,5	420,057	80	6109,914
18-19	5	381,87	85	6491,784
19-20	4,5	343,683	89.5	6835,467
20-21	4	305,496	93.5	7140,963
21-22	3	229,122	96.5	7370,085
22-23	2	152,748	98.5	7522,833
23-24	1,5	114,561	100	7637,4

Le débit de point pour le chef-lieu de corso est $Q_{max, h}$ égale 477,337 m³/h et survient entre 8h et midi

2.11- Graphique de la consommation

Le graphique de consommation sert à déterminer le débit maximum horaire. Dans notre cas l'heure où nous avons enregistré le débit maximum est de 8h à midi.

EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

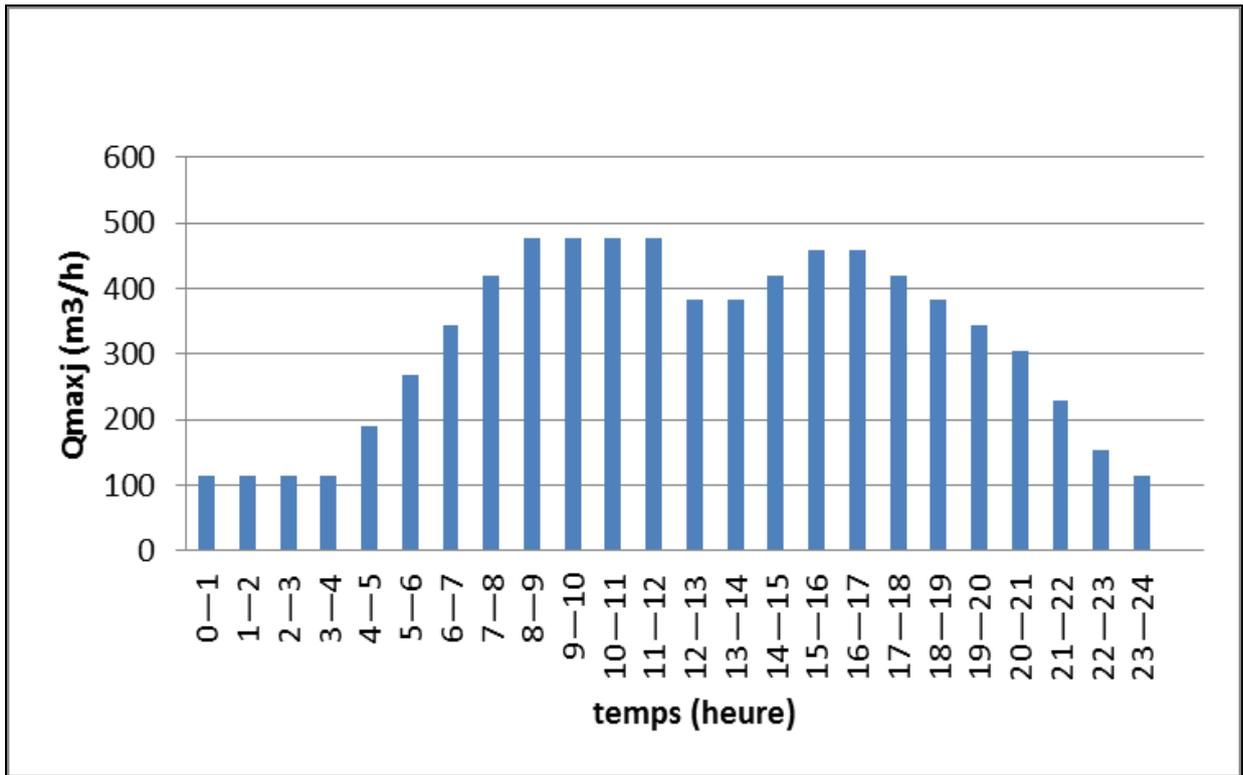
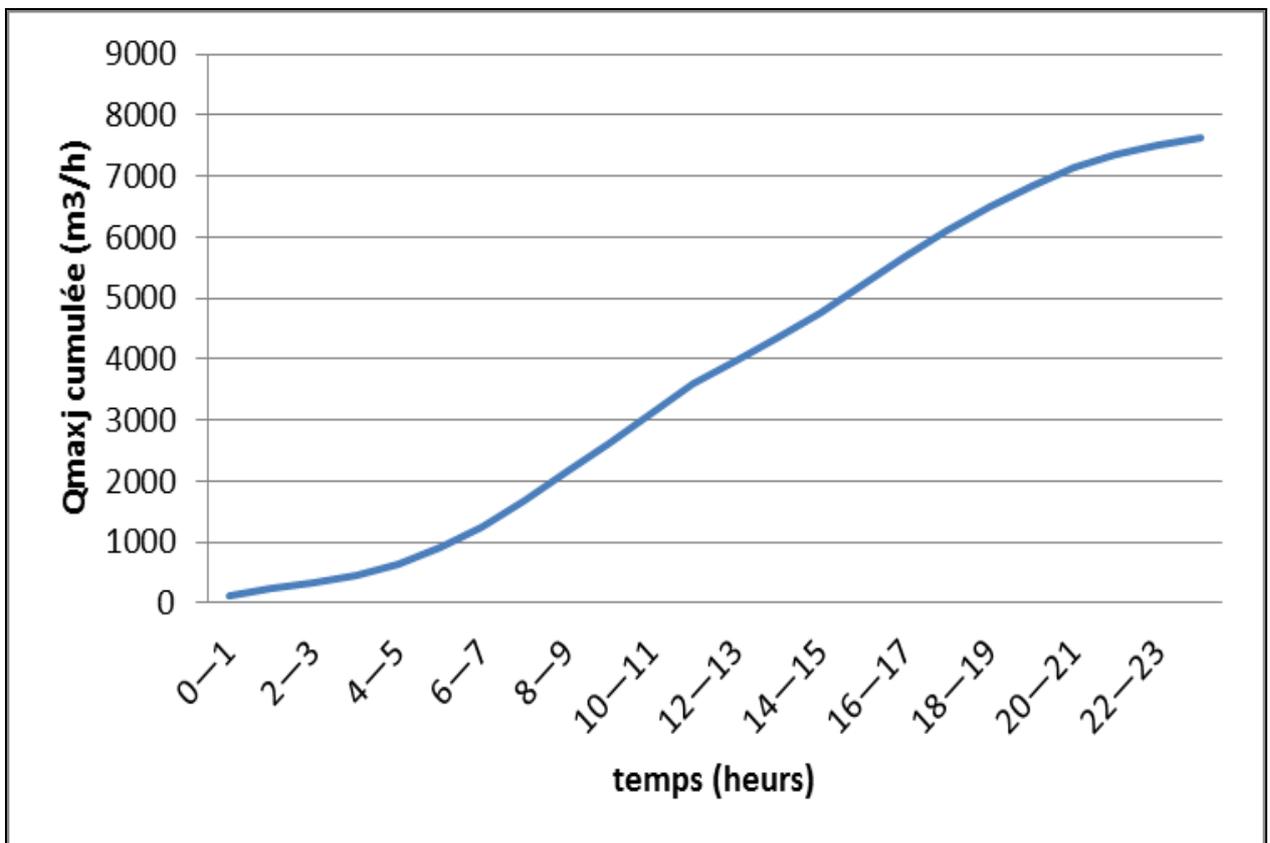


Figure 2.1 : histogramme de la consommation journalier



2.12-Comparaison entre les ressources et les besoins

La comparaison entre les ressources disponibles et les besoins nous permet de savoir si le débit disponible est suffisant pour notre agglomération à l'horizon de calcul. Les forages de corso sont en arrêt à cause de la mauvaise qualité de l'eau. Donc il nourrit plus notre zone d'étude. La ressource la plus significative c'est le SPIK (système de picage Isser-Keddara) il fournit un débit de $1500 \text{ m}^3/\text{j}$. ce débit est très insuffisant pour satisfaire les besoins de l'Agglomération à l'horizon 2035 qui sont estimés $Q_{\text{maxj}} = 7637,4 \text{ m}^3/\text{j}$. Le déficit d'eau sera $7637,4 - 1500 = 6137,4 \text{ m}^3/\text{j}$.

2.13-Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé tous les besoins de différentes catégories de notre agglomération après avoir fixé une norme de consommation de la ville de corso.

D'après nos calculs nous avons remarqué qu'il y a un déficit de $6137,4 \text{ m}^3/\text{j}$ d'eau.

Nous pouvons constater que les ressources en eau disponibles ne satisfont pas les totalités des besoins en eau de la ville de corso, pour cela nous devons raccorder le réseau de la distribution à d'autres ressources pour combler ce déficit en eau.

Chapitre 3

ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE



3.1-Introduction

Dans ce présent chapitre, nous commençons d'abord par faire une description de réservoir du stockage existant qui est destiné à l'alimentation en eau potable de chef-lieu de Corso.

Par la suite nous procédons à une vérification de la capacité de stockage des réservoirs existants. Si la capacité de ces derniers satisfait la demande en eau de notre agglomération à l'horizon estimé à 2035, la conception d'autres réservoirs n'est pas utile. Dans le cas contraire, nous devons projeter d'autres réservoirs afin de répondre à la demande de notre agglomération en matière de débit.

La capacité du réservoir à projeter est évaluée en tenant compte des besoins maximums journaliers à l'horizon 2035.

3.2-Fonction du réservoir existant

Les réservoirs sont des ouvrages qui sont aménagés pour contenir de l'eau qui est destinée à l'alimentation de l'agglomération. Dans notre étude, le réservoir de la ville de Corso assure les fonctions suivantes :

- Rôle d'emmagasinement ou de stockage de l'eau qui provient des adductions
- Régulation de débit et la pression au niveau de réseau de distribution existant
- Coordination entre le régime de l'adduction et le régime de distribution
- La distribution de l'eau s'effectue gravitairement.

3.3-Description du réservoir existant

Le stockage de l'eau potable qui est destiné à l'alimentation de la ville de Corso est assuré par un seul réservoir. C'est un château d'eau qui alimente l'agglomération de chef-lieu de Corso, ainsi que les zones limitrophes qui se composent de :

- Cite Guedouari
- Cite Boudiaf
- Cite El Mardjan

L'ouvrage en question est un réservoir de type surélevé, construit en béton armé, composé d'une cuve cylindrique reposant sur une tour conçue avec une voile circulaire, implantée sur une cote de radier estimée à environ 63 m et une cote de trop plein de 68m.

C'est un ouvrage qui a une capacité de 500 m³ et une hauteur de tour estimée environ à 17m. Le remplissage de ce réservoir à partir de l'adduction gravitaire de SPIK avec un débit de 1500m³/j.

Les caractéristiques du réservoir de la ville de Corso sont groupées dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Récapitulatif des caractéristiques du réservoir surélevé de la ville de Corso

Localisation	Type	Capacité m ³	Cote de terrain	Cote de radier	Cote de trop plein	Ouvrage amont	Ouvrage avale
Ville de Corso	Surélevé	500	46.47	63	68	Adduction de SPIK	Réseau de distribution

3.4-Description des équipements du réservoir existant

Les équipements du réservoir sont disposés dans une chambre de manœuvre accolée au bas de la tour du château d'eau, qui permettent de remplir différentes fonctions suivantes : réception de l'eau qui provient de l'adduction de SPIK pour l'alimentation de l'agglomération. Le château d'eau de la ville de Corso est équipé par les conduites suivantes :

3.4.1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Le remplissage de château d'eau de la ville de Corso est effectué à partir :

- Adduction gravitaire de SPIK : c'est une conduite réalisée en amiante ciment avec un diamètre de 150 mm. Cette adduction fournit un débit de 1500m³/j.
- Cette conduite est placée en surverse à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le meilleur brassage de l'eau au niveau de la cuve de ce château d'eau.

3.4.2-Conduite de départ

Le départ de la conduite d'alimentation vers l'agglomération de chef-lieu de Corso, est effectué à l'opposé de la conduite d'arrivée. Cette conduite est réalisée en acier avec un diamètre de 250mm.

3.4.3-Conduite trop plein

Le château d'eau de la ville de Corso est équipé d'une conduite de trop plein réalisée en fonte de diamètre 80 mm. Son rôle est l'évacuation de l'excès de l'eau au réservoir et empêche l'eau de dépasser le niveau maximum.

3.4.4-Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas de la cuve du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation.

3.4.5-Conduite by-pass

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée à celle de départ. Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance.

Le château d'eau de la ville de Corso est équipé aussi par les équipements hydromécaniques suivants : éclairage interne et externe, clôture en dur, dispositif de sécurité, gardiennage.

L'entretien du réservoir de Corso s'effectue régulièrement une fois par an.

3.5-Vérification la capacité de stockage de réservoir existant

Le stockage de l'eau potable qui est destinée à l'alimentation de la ville de Corso est assuré par un seul réservoir existant de type surélevé, composé d'une cuve cylindrique. Son remplissage est assuré au moyen d'une conduite gravitaire réalisée en amiante ciment avec un diamètre de 150 mm. Pour satisfaire les besoins d'agglomération en matière de débit à l'horizon de calcul, le réservoir de Corso doit avoir une capacité suffisante.

La capacité de ce réservoir est estimée en tenant compte de mode d'exploitation des ouvrages en amont et d'autre par la variation de la demande. Le plus souvent la capacité est calculée pour satisfaire la variation journalière de débit de consommation.

3.5.1-Principe de calcul du volume du réservoir

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

Pour le calcul de la capacité du réservoir, nous avons deux procédés :
Soit la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation et la courbe d'apport de débit pompé, soit à 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 $Q_{\text{apport}} \geq K_p Q_{\text{moy,h}}$, 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 :

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

Dans ce cas, le déficit en eau le plus important se manifeste lors de la pointe qui se situe entre 9 heures 12 heures. Pour pallier à ce problème, nous devons fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a , un volume d'eau égal : $V = 4 * (K_p * Q_{\text{moy,h}} - Q_a)$.

Lorsqu'au contraire, le débit Q_{apport} disponible en adduction gravitaire est inférieur au débit moyen horaire, il convient de prendre des dispositions pour assurer au moins une alimentation complémentaire. Dans cette condition, le débit horaire permanent nécessite un réservoir de capacité égale à $10 Q_{\text{apport}}$. Pour combler la période de 10 heures de consommation creuse.

Nous constatons qu'en plus du réservoir existant de capacité de 500 m^3 . Nous devons projeter un réservoir supplémentaire de capacité totale :

$$V_t = 10 Q_{\text{apport}} + 120 \text{ m}^3$$

D'après notre estimation des besoins en eau de l'agglomération, nous avons trouvé que :

$$Q_{\text{moy,h}} = 318,225 \text{ m}^3/\text{h}$$

V_{inc} = la réserve d'incendie prise égale à 120 m^3

$$Q_{\text{apport}} = 62,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'où le volume nécessaire du réservoir sera égal à :

$$10 * 62,5 + 120 = 745 \text{ m}^3.$$

Nous optons pour une valeur de stockage globale, en arrondissant la valeur théorique obtenue à 750 m^3 .

Pour satisfaire la demande de notre agglomération en matière de débit, nous concluons que nous devons projeter un réservoir supplémentaire avec une capacité de stockage globale égale à 750m³.

3.5.2-Choix de type de réservoir à projeter [5]

Le choix du type du réservoir à projeter dépend de plusieurs paramètres :

- Conditions topographiques
- Conditions géotechniques
- Conditions économiques
- Condition hydrauliques

La classification des réservoirs est effectuée selon deux paramètres essentiels :

3.5.3-Selon le matériau de construction :

Le matériau employé dans la construction des réservoirs devra être choisi pour assurer leurs parfaite étanchéité et ne devra en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée. A cet effet nous choisissons pour la construction des réservoirs des matériaux durables. Suivant la nature de matériaux de construction, il existe des :

- Réservoirs métalliques
- Réservoirs en maçonnerie
- Réservoirs en béton armé
- Réservoirs en béton précontraint.

Dans notre étude le réservoir à projeter pour l'alimentation de la ville de corso sera construit en béton armé qui présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau à des variations de température.

3.5.4-La position par rapport au sol

Les réservoirs sont classés selon la position par rapport au sol de la manière suivante :

- Réservoir enterré
- Réservoir semi enterré
- Réservoir surélevé

Vus l'importance de la capacité de stockage et la topographie du terrain, nous allons projeter un réservoir du type surélevé.

3.6 -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 m et une valeur de matelas d'air égale à 0,25m.

$$V = S \times h = \frac{\pi \times D^2}{4} \times h \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{(4 \times 750)}{\pi \times 5}} = 13,82 \text{ m}$$

- 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 14 m.

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

$$H_{inc} = \frac{(4 \times Vinc)}{(\pi \times D^2)} = \frac{(4 \times 120)}{(\pi \times 14^2)} = 0.78m$$

3.8-Equipement du réservoir projeté

Chaque réservoir projeté sera équipée par les éléments suivants :

- Conduite de départ et d'alimentation
- Conduite de trop plein
- Conduite de vidange
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie
- Trappe d'accès et échelle

3.8.1-Conduite de départ et d'alimentation

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation de réservoir de distribution à savoir :

- Arrivé par surverse noyée
- Arrive par surverse dénoyée
- Arrive par bas latérale
- Arrive par le fond

La conduite de départ est située, à l'opposé de la conduite d'arrivée choisie par le bas latérale, à quelque centimètre dessus du radier (15 cm).

3-8-2-Conduite de trop plein

C'est une conduite qui permet l'évacuation l'excès de l'eau qui arrive au réservoir et empêche l'eau à atteindre le niveau maximum. Elle est dispose à la cuve horizontalement à partir du niveau maximum et ne doit pas comporter de robinet-vanne par contre elle est équipé d'un joint hydraulique.

3.8.3-Conduite de vidange

Située au point le plus bas de radier, Cette conduite permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage et les travaux d'entretien du réservoir. Elle est reliée à la conduite du trop-plein.

3.8.4-Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut interdire matériellement l'utilisation en service normale et la rendre accessible par une manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité. Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

3.8.5-Trappe d'accès et échelle

Il nous permet l'accès à l'intérieur de réservoir en cas de panne ou d'entretien. L'ensemble des équipements du réservoir est résumé dans la figure suivante :

3.9-Choix de site d'emplacement du réservoir projeté

Le choix de site d'emplacement du réservoir projeté est généralement effectué sur la base des conditions techniques et économiques. Après une analyse du plan d'urbanisme et du plan de masse mis à notre disposition, nous avons constaté que les côtes du terrain varient de 11 jusqu'à 47,9 m, donc le réservoir sera implanté à une cote de terrain la plus haute prise égale à 47,9 m et une hauteur de 19 m. La cote de radier sera égale à 66,9m pour satisfaire la pression au point le plus défavorable de notre zone à alimenter.

- Le choix du site d'emplacement du réservoir doit prendre en considération les zones d'extension et les zones à futur urbanisées.

3.10-Entretien du réservoir

L'entretien de réservoir de la ville de Corso existe et s'effectue d'une manière régulière. Un soin particulier au niveau de ces réservoirs existants est apporté au nettoyage de la cuve. Cette dernière comporte les étapes suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve
- Elimination des dépôts sur les parois
- Désinfection à l'aide des produits chlorés

3.11-Exigence à satisfaire au niveau de réservoir

Un réservoir doit répondre aux exigences suivantes :

- Etanchéité : il doit conserver l'eau, sans avoir des fuites
- Durabilité : il est conçu pour durer dans le temps
- Résistance : il doit résister à toute sollicitation auxquelles il est soumis
- Aération : il doit avoir une ventilation convenable pour éviter le risque d'asphyxie suite à une intervention des agents de l'exploitation.

3.12- Recommandations générales

- ✓ Limiter l'entrée de la lumière naturelle au niveau de réservoir pour éviter le risque de prolifération des algues.
- ✓ Eviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique, et ceci pour éviter l'activation biologique et protéger la structure contre la microfissuration
- ✓ Aménager des évacuations des eaux pluviales

- ✓ Prévoir des accès à l'intérieur du réservoir

3.13- Conclusion

La détermination de la capacité des réservoirs, nous permet de vérifier si la capacité de stockage de réservoirs existant est suffisante pour notre agglomération à l'horizon d'étude. Après avoir effectué nos calculs, nous avons constaté que le réservoir existant de notre agglomération est loin de satisfaire nos besoins en matière de débit à l'horizon d'étude. Pour pallier à ce problème, nous avons intérêt à projeter un réservoir supplémentaire de capacité 750 m³. Ce présent réservoir va prendre en charge le développement futur des localités en question et combler le déficit en eau à l'horizon d'étude.

Chapitre 4

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

4.1 - Introduction

Après avoir estimé les besoins en eau de notre agglomération, notre objectif consiste à assurer la distribution en eau de notre agglomération avec une bonne satisfaction au point de vue pression et débit.

La distribution en eau potable de chef-lieu de Corso sera assurée à partir d'un réseau de distribution, dont la structure dépend essentiellement de la configuration de notre agglomération, toute en assurant un débit et une pression suffisante en tout point du réseau durant la période de pointe.

Ce réseau sera alimenté à partir de deux réservoirs : le réservoir existant de type surélevé avec une capacité de 500m³, qui se trouve au centre de l'agglomération à une cote de trop plein de 68 m et de terrain de 46,47, et un autre réservoir à projeter de type surélevé pour combler le déficit en eau à l'horizon 2035. Les canalisations doivent être dimensionnées pour le cas de pointe et satisfaire le cas d'incendie, par conséquent les canalisations doivent avoir des diamètres suffisants pour assurer un débit maximum.

4.2 - Description du réseau de distribution en eau potable de la ville de Corso

Dans notre étude, le réseau de distribution du chef –lieu de Corso a été réalisé en 1986. Il est construit pour sa grande partie en ramifié, en matériaux d'amiante ciment avec quelques tronçons en acier galvanisé.

Ce dernier est caractérisé par une vétusté de son état et un sous dimensionnement des conduites, ainsi que des fuites irréparables dans la plus part des cas. Le réseau de distribution du Chef – lieu de Corso est alimenté par un seul réservoir de volume 500m³. Actuellement le chef-lieu de Corso est en cours de développement rapide et ne nourrit plus convenablement le tissu urbain en matière de débit et de pression.

4.3 - Choix du schéma de distribution du réseau à projeter

Vus le déficit en eau que nous avons déduit après avoir estimé les besoins en eau à l'horizon d'étude, nous proposons que le système d'alimentation en eau potable de chef –lieu de Corso sera comme suit :

- L'adduction gravitaire venant de la station de traitement se trouvant à la ville de Boudouaou alimente le réservoir surélevé existant de chef-lieu de la ville de Corso. A son tour, ce réservoir alimentera gravitairement la zone d'étude.
- L'adduction SPET (système de production des eaux de taksebt), alimente un réservoir projeté de type surélevé au niveau de chef-lieu de Corso. A son tour, ce réservoir assure une distribution gravitaire pour notre zone d'étude.

4.4 - Choix du type de réseau de distribution

Après une analyse précise du plan de masse de l'agglomération chef-lieu de Corso, en tenant compte des quartiers de forte densité d'habitation, la disposition des quartiers et des

chaussées, nous avons constaté que notre agglomération présente une configuration qui s'adapte mieux au réseau de type maillé.

A l'exception des deux cités universitaires qui existent au niveau de la ville de Corso, notre agglomération ne possède aucun type de consommateurs ayant une affinité en eau potable. Nous constatons que le débit concentré est nul.

D'une façon générale, suivant la structure et l'importance de l'agglomération, nous distinguons trois types de réseau de distribution à savoir :

4.4.1 - Réseau maillé [2]

Le réseau maillé est constitué d'une série des conduites qui sont disposées entre elles de telle manière qui il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles suivant le tracé choisi. La présence des boucles ou des mailles réduit le risque de coupure en cas de panne dans la conduite, car elle assure une redondance sur l'acheminement de l'eau, néanmoins ce type de réseau présente certains inconvénients pour lesquels nous citons :

- ✓ Encombrement au niveau du réseau de distribution
- ✓ Détection très difficile des fuites.
- ✓ Gestion délicate du réseau de distribution

Ce type de réseau est utilisé généralement dans les zones urbanisées et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales. Vu ses avantages, ce type de réseau convient bien pour notre agglomération étant donné sa structure et sa configuration.

4.4.2 - Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires raccordées à cette dernière. Ce type de configuration s'adapte pour les zones de type rural qui sont caractérisées par une dispersion de l'agglomération. L'inconvénient majeur de ce type de réseau se caractérise par une réduction de fiabilité du réseau en cas de panne dans les conduites, privant en eau les utilisateurs en aval de points de rupture

4.4.3 - Réseau combiné

Le réseau combiné est une combinaison entre le réseau ramifié et le réseau maillé. Il présente certains avantages et inconvénients :

a-Avantages du réseau de distribution de type combiné

- Nombre de mailles faible
- Alimentation équitable à l'intérieur des mailles
- Pression assurée par les mailles

b-Inconvénients du réseau de distribution de type combiné

- Réseau doublé : beaucoup de mailles
- Risque de faibles pressions aux points défavorables
- Risque de fuites élevées.
- Réseau encombrant.

4.5 - Choix de matériau des conduites

Dans l'objectif de faire un bon choix de matériau qui répond aux critères technico-économiques, nous devons prendre en considération les paramètres suivants :

- Le diamètre de la conduite
- La pression de service supportée par le matériau
- Le prix du matériau
- La durée de vie du matériau
- Les conditions de pose des conduites
- La disponibilité de ce dernier dans le marché

Parmi les matériaux utilisés pour la conception des réseaux d'alimentation en eau potable, nous distinguons : la fonte, l'acier, le pvc (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haut densité).

4.5.1 - Les tuyaux en fonte

Les conduites en fonte présentent certains avantages mais aussi plusieurs inconvénients

a-Avantages des tuyaux en fonte

- ✓ Bonne résistance au choc et aux charges compressibles
- ✓ Bonne résistance aux forces internes (solicitation de fluide)
- ✓ Pose des conduites très facile

b-Inconvénients des tuyaux en font

- ✓ Très lourds et chères
- ✓ Sensible à la corrosion surtout dans les sols agressifs, cela nécessite une maintenance rigoureuse.
- ✓ Sensible à la corrosion pendant le transport et frais de pose très élevé
- ✓ Mauvaise résistance au cisaillement

4.5.2 - Tuyaux en acier

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, cela résulte une économie sur les frais de pose et de transport. Ils présentent certains avantages :

- ✓ Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)
- ✓ Permettent une réduction important du nombre des joints.

L'inconvénient majeur des tuyaux en acier c'est la corrosion.

4.5.3 - Tuyaux en PVC (polyvinyle de chlorure)

a- Avantages

- ✓ Bonne résistance à la corrosion.
- ✓ Disponible sur le marché
- ✓ Pose de canalisation très facile

b-Inconvénient

- ✓ Risque de rupture

4.5.4- Tuyaux en PEHD [4]

a- Avantages

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe
- ✓ Disponible sur le marché
- ✓ Pose de canalisation très facile, cela est dû à une flexibilité élevée
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements, ce qui réduit le problème des fuites
- ✓ Meilleures caractéristiques hydrauliques de l'écoulement
- ✓ Durée de vie prouvée par le test de vieillissement théoriquement 50 ans à une température de 20°C.
- ✓ Souplesse d'utilisation
- ✓ Résistance aux conditions climatiques

Le seul inconvénient c'est la nécessité d'une technicité élevée pour les jonctions. Dans le cadre de ce projet, nous avons opté pour les conduites en matériaux de PEHD. Ce choix est justifié par de nombreux avantages qu'il présente.

4.6 - Calcul hydraulique du réseau maillé

Le calcul hydraulique du réseau maillé alimenté par deux réservoirs s'effectue pour les deux cas : cas de pointe et pointe plus incendie. La détermination des débits dans le réseau maillé s'effectue de la manière suivante : d'abord nous appliquons le principe de tracé du réseau maillé :

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante
- Déterminer l'itinéraire principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- Tracer les conduites principales, pour alimenter l'intérieur des quartiers ces conduites principales doivent être liées entre eux par des conduites secondaires
- Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau de distribution
- Déterminer les débits en route pour les heures considérées (pointe et pointe plus incendie)
- Connaissant le débit en route, déterminer le débit spécifique
- Connaissant les débits en route, calculer les débits nodaux supposés concentrés aux nœuds.
- Le réseau donc sera alimenté par deux réservoirs : réservoir R1 et réservoir R2, nous calculons le débit sortant de chaque réservoir : ces débits sont repartis comme suit :

$$Q(R1) = Q_{\max, h} * (V_1 / (V_1 + V_2))$$

$$Q(R2) = Q_{\max, h} * (V_2 / (V_1 + V_2))$$

- ✓ V_1 : c'est la capacité du réservoir R1 qui est égale à 500 m³
- ✓ V_2 : c'est la capacité du réservoir à projeté qui est égal à 750 m³
- ✓ $Q_{\max, h}$: c'est le débit maximum horaire, dans notre cas est égal à 477.337 m³/h

Donc:

$$Q(R1) = 477,337 * (500 / 1250) = 190,94 \text{ m}^3/\text{h} = 53,04 \text{ l/s}$$

$$Q(R2) = 477,337 * (750 / 1250) = 286,4 \text{ m}^3/\text{h} = 79,56 \text{ l/s}$$

- Ces débits donc sont connus, nous calculons les débits nodaux tout en choisissant le nœud d'incendie et en vérifiant l'équation suivante :

$$Q_{\max,h} = \sum Q_{\text{nœuds}}$$

- Nous faisons la première répartition arbitraire des débits tout en vérifiant la loi des nœuds
- Nous proposons des diamètres en fonction des débits repartis tenant compte de la fourchette de vitesse acceptable en hydraulique urbaine.
- Nous procédons au calcul itératif jusqu'à satisfaire la 2^{ème} loi d'Hardy Cross.
- Finalement nous déduisons les pressions de service après calcul des pertes de charge.

4.7 - Détermination des débits

4.7.1 - Détermination du débit en route

Le débit en route est défini comme étant le débit reparti uniformément le long de tronçon du réseau, ce dernier est calculé par la formule suivante :

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

Avec :

Q_{cons} : débit consommé (l/s)

$\sum Q_r$: somme des débits en route (l/s)

$\sum Q_{\text{conc}}$: somme des débits concentrés qui sont nuls dans notre cas (l/s)

4.7.2 - Détermination du débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route. Nous avons intérêt à déterminer ce débit pour les raisons suivants :

- Le dimensionnement d'une conduite, parce que la loi de consommation en eau le long de la longueur de la conduite est mal connue.
- Pour ne pas avoir un surdimensionnement de la conduite de distribution assurant le service en route et mixte.

Le débit spécifique est déterminé par la formule suivante :

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

4.7.3 - Détermination des débits nœuds pour chaque traçons

Le débit nodal associé à chaque nœud, nous indique la consommation des habitants supposée entourant ce nœud, il est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{\text{conc}}$$

Chapitre -4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

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

ΣQ_{conc} : somme des débits concentrés au nœud (l/s)

Q_{ni} : débit au nœud i de consommation (l/s)

a-Cas de pointe

A partir de histogramme de la consommation journalière, nous avons constaté que le débit maximum consommé se trouve entre 8 heures et 12 heures, et qui est de l'ordre de 132,6l/s. notre agglomération n'est pas dotée de gros consommateurs, par conséquent les débits concentrés sont nuls.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 477.337 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{conc} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

Donc :

$$Q_{route} = Q_{cons} = 132.6 \text{ l/s}$$

La somme des longueurs assurant le service en route est de 10075m, il en résulte donc un débit spécifique de :

$$Q_{spec} = 132.6/10075=0.0131 \text{ l/s/ml}$$

Tableau 4.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe

Période de pointe (8 heures et 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	132.6
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	132.6
	ΣL_i (m)	10075
	Q_{spec} (l/s/ml)	0.0131

Ces données nous permettent de calculer le débit en route de chaque tronçon ainsi que le débit de chaque nœud du réseau destiné à la consommation.

Chapitre -4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.2 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœuds	Tronçon	Longueur géométrique (m)	Q _{spec} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _{noeud} (l/s)
1	1-10	312.5	0,0131	4.093	5.91
	1-9	350		4.585	
2	2-6	312.5		4.093	4.60
	2-3	150		1.96	
	2-1	240		3.144	
3	3-2	150		1.96	5.87
	3-4	335		4.3885	
	3-18	320		4.192	
4	4-5	445		5.83	9.135
	4-3	335		4.39	
	4-19	615		8.056	
5	4-5	445		5.83	7.58
	5-6	250		3.275	
	5-7	462.5		6.059	
6	6-2	312.5		4.094	8.604
	6-5	250		3.275	
	6-8	325		4.26	
	6-9	350		4.58	
7	7-5	462.5	6.059	5.33	
	7-8	350	4.58		
8	7-8	350	4.58	4.42	
	8-6	325	4.26		
9	9-6	350	4.585	4.58	
	9-1	350	4.58		
10	10-1	312.5	0,0131	4.093	6.37
	10-11	290		3.8	
	10-13	370		4.85	
11	10-11	290		3.8	4.44
	11-12	387.5		5.076	
12	11-12	387.5		5.076	4.63
	12-14	320		4.192	

Tableau 4.2 : Calcule des débits aux nœuds en cas de pointe (suite)

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Q_{spes} L/s/ml	Q_r L/s	Q_{noeud}
13	13-10	370	0,0131	4.85	7.4
	13-14	240		3.144	
	13-18	527.5		6.91	
14	13-14	240		3.144	3.62
	14-15	237.5		3.11	
15	14-15	237.5		3.11	3.35
	15-16	275		3.6	
16	16-17	375		4.91	8.41
	16-20	635		8.32	
	16-15	635		3.6	
17	17-19	250		4.91	10.49
	17-18	265		3.47	
	17-21	712.5		9.33	
	17-16	375		4.91	
18	18-17	265		3.47	7.73
	18-3	320		4.192	
	18-13	527.5		6.91	
19	19-4	615		8.056	5.66
	19-17	250		3.275	
20	20-16	635		8.32	6.56
	20-21	412.5		5.4	
21	20-21	412.5	5.4	7.9	
	21-17	712.5	9.33		

b-Cas de pointe plus incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas de pointe, seulement nous devons ajouter le débit d'incendie estimé à 17 l/s et que sera donné par le réservoir projeté de capacité 750m³. Ce débit considéré comme concentré sera soutiré du nœud n° 5, supposé le point où le risque d'incendie est important.

Donc : $Q_{noeud\ 5} = 7.58 + 17 = 24,58$ l/s

4.8 - Répartition arbitraire des débits

Après avoir calcul les débits de chaque nœud, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire de première approximation des débits pour pouvoir déterminer les diamètres de chaque tronçon.

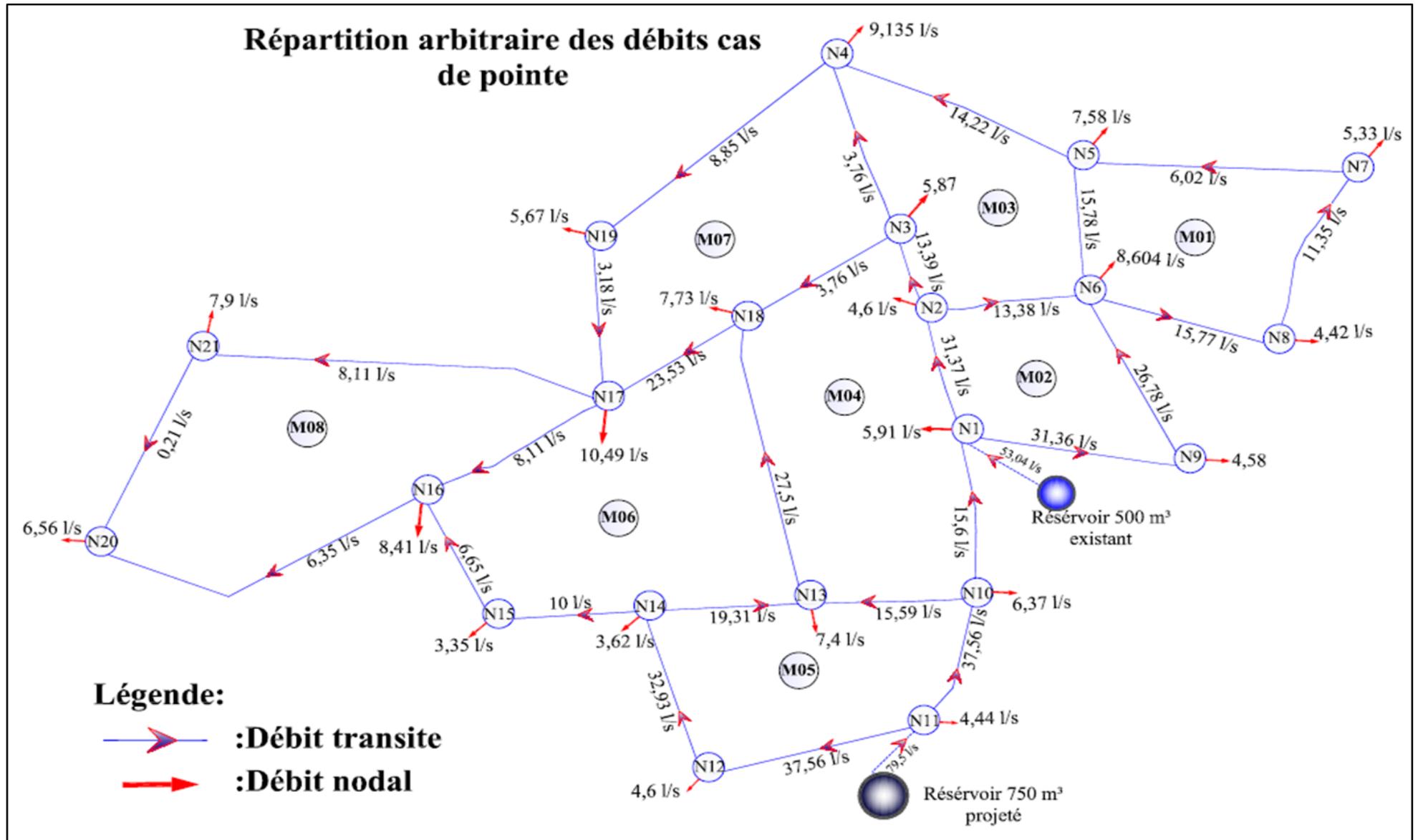


Figure 4.1 : Répartition arbitraires des débits pour le cas de pointe.

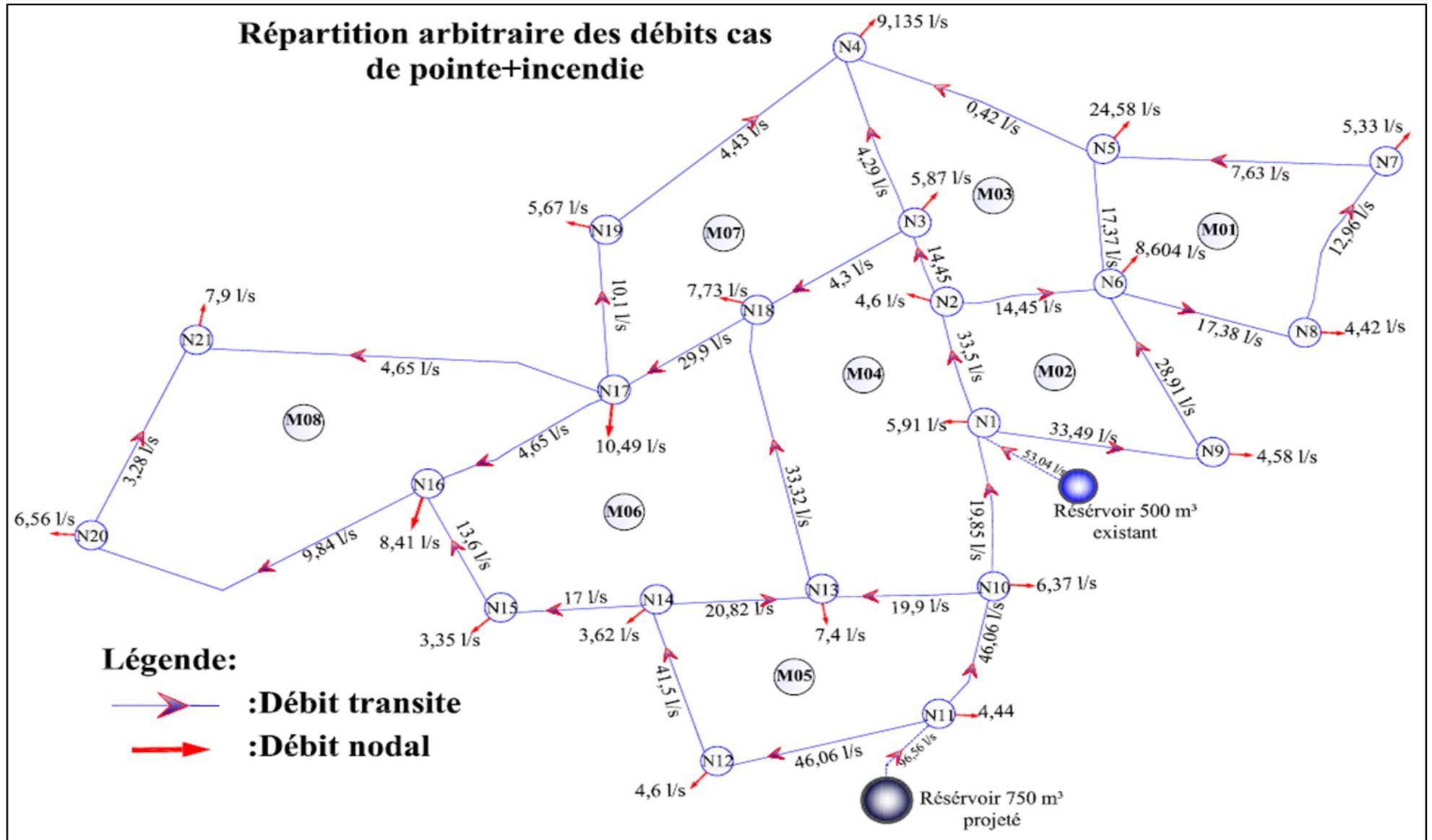


Figure 4.2 : Répartition arbitraires des débits pour le cas de pointe plus incendie.

4.9 - Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement

Connaissant les débits arbitraires, nous pouvons déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon à travers l'abaque (voir annexe 4.1), tout en introduisant le concept des débits limites et les vitesses limites.

Le calcul de la vitesse d'écoulement est établi par la formule de la continuité suivante :

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

Cette vitesse doit être comprise entre 0.5 à 1.5 m/s même jusqu'à 2 m/s, et cela pour éviter les problèmes suivants :

- ✓ Accumulation des dépôts solides
- ✓ Erosion dans les conduites

Le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement

Tronçon	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe +incendie (l/s)	Débit max (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
N1-N2	31,7	33,5	33,5	200	1,067
N2-N3	13,39	14,45	14,45	160	0,72
N3-N4	3,75	4,29	4,29	75	0,97
N4-N5	14,22	0,42	14,22	160	0,71
N5-N6	15,78	17,37	17,37	160	0,86
N6-N8	15,77	17,38	17,38	160	0,86
N5-N7	6,02	7,63	7,63	110	0,81
N7-N8	11,35	12,96	12,96	125	1,056
N1-N10	15,6	19,85	19,85	160	0,72
N10-N13	15,59	19,9	19,9	160	0,99
N6-N9	26,78	28,91	28,91	200	0,92
N9-N1	31,36	33,49	33,49	200	1,066
N2-N6	13,38	14,45	14,45	160	0,72
N13-N14	19,31	20,82	20,82	160	1,036
N10-N11	37,56	46,08	46,08	250	0,94
N11-N12	37,56	46,06	46,08	250	0,94
N12-N14	32,93	41,5	41,5	200	1,32
N13-N18	27,5	33,32	33,32	200	1,06
N14-N15	10	17	17	160	0,85
N15-N16	6,65	13,6	13,6	125	1,1087
N16-N17	8,11	4,65	8,11	75	1,05

Tableau 4.3 : les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement (suite)

Tronçon	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe +incendie (l/s)	Débit max (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
N17-N18	23,53	29,9	29,9	200	0,95
N3-N18	3,76	4,3	4,3	75	0,98
N17-N19	3,18	10,1	10,1	125	0,82
N4-N19	8,85	4,43	8,85	110	0,93
N16-N20	6,35	9,84	9,84	110	1,035
N20-N21	0,21	3,28	3,28	75	0,74
N21-N17	8,11	4,65	8,11	110	0,85

4.10 - Détermination du diamètre du tronçon R500-N₁

Dans notre étude, le nœud 5 a été considéré comme point le plus défavorable du réseau de distribution. La cote de radier du réservoir existant de volume 500 m³ a été imposée égale à 63 m.

Le calcul du diamètre de raccordement de ce réservoir au réseau de distribution s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Imposer une pression de service égale à 10 m au point le plus défavorable supposé le nœud 5 dans notre cas pour calculer la cote piézométrique dans ce point.
- ✓ Nous avons calculé les pertes de charge suivant le tracé R500-N1-N2-N3-N4-N5 par la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L_e * Q^2}{g * \Pi^2 * D^5} = RQ^2$$

- Q : Débit véhiculé dans la conduite en m³/s
- D : Diamètre de la conduite en mètre
- R : C'est la résistance totale de la conduite
- λ : Coefficient de frottement qui peut être évalué par :

La formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{\Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Ou par la formule de Nikuradze :

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

- ε : rugosité absolue de la conduite, qui dépend du matériau de la conduite
Dans notre cas ε est pris égale à 0.1 mm pour le matériau en PEHD
- L_e : désigne la longueur équivalente de la conduite en mètre
 $L_e = L_g + L_{es}$
- L_g : longueur géométrique de la conduite en mètre
- L_{es} : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières

Chapitre -4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires, ce qui revient à majorer la longueur géométrique L de la conduite de 15%.

$$L_e = 1,15 * L.$$

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, donc nous utilisons la formule de Darcy Weisbach simplifiée :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^B}{D^m}$$

- β : Coefficient qui tient compte du régime d'écoulement
- m : coefficient qui tient compte de la correction du diamètre en fonction du matériau

Tableau 4.4 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas, nous prenons : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$ (conduites en P.E.H.D)

Puis nous allons déterminer la cote piézométrique de nœud N° 5 (C_{P5})

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 5.4 suivant :

Tableau 4.5 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon R₅₀₀-N₁

Nœuds	Tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur Géométrique (m)	Longueur équivalente totale (m)	Perte de charge totale (m)	Cote piézométrique (m)
1	1-2	33,5	200	240	276	0,71	48,27
2	2-3	14,45	160	150	172.5	0,24	47,56
3	3-4	4,29	75	335	385.25	1,74	47,32
4	4-5	14,22	160	445	511.75	0,68	45,58
5	4-5	14,22	160	462.5	531.87	0,68	44,9

Donc, nous constatons que :

$$\Delta H_{R500-N1} = C_{R500} - C_{PN1} = 63 - 48,27 = 14,73 \text{ m}$$

Le diamètre du tronçon R500-N1 est déterminé par la formule de Darcy-Weisbach suivante :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^B}{\Delta H_t}}$$

- D : diamètre de la conduite du tronçon R₅₀₀-N₁ en mm
- Leq : longueur équivalente totale de la conduite R₅₀₀-N₁

$$L_{eq} : 1,15 * L$$

$$L_{eq} = 1,15 * 175 = 201,25 \text{ m}$$

Chapitre -4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

- Q : débit sortant du réservoir de capacité de 500 m³ égal à 53,04 l/s
Nous obtenons une valeur de diamètre égal à 93 mm

Nous arrondissons la valeur de diamètre de telle façon à avoir une pression au nœud N1 égale à la hauteur de château d'eau qui prise égale à 17 mce dans notre cas. La valeur du diamètre qui vérifie cette condition est prise égale à 160 mm.

4. 11 - Modélisation hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau sera traité par le Logiciel EPANET qui est un logiciel de simulation du comportement hydraulique sur de longues durées dans les réseaux sous pression.

L'injection de paramètres fiables et cohérents est la condition nécessaire et scrupuleuse pour pouvoir simuler le réseau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

La taille du réseau étudié est illimitée.

Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning. Dans notre étude nous avons opté pour utiliser la formule de Darcy-Weisbach. Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc. la rugosité \mathcal{E} est prise égale à 0,1 mm pour le PEHD.

4.11.1 - Calcul des paramètres hydrauliques

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans le logiciel EPANET, nous avons les résultats des deux cas (cas de point et cas de pointe + incendie) représentés respectivement dans les tableaux suivants :

Tableau 4.6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons : cas de pointe

État des conduites du Réseau					
Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	L/S	m/s	m/km
N1-N2	240	200	27,67	0,88	3,79
N11-N12	387,5	250	45,18	0,92	3,14
N12-N14	320	200	40,55	1,29	7,88
N14-N15	237,5	160	20,21	1,01	6,42
N15-N16	275	125	16,86	1,37	15,86
N17-N19	250	125	7,59	0,62	3,48
N4-N19	615	110	1,93	0,2	0,53
N10-N13	370	160	23,33	1,16	8,45
N13-N18	527	200	32,65	1,04	5,2
N16-N20	635	110	7,45	0,78	6,38
N5-N6	250	160	12,65	0,63	2,64
N2-N3	150	160	8,42	0,42	1,23
N3-N4	335	75	3,43	0,78	10,14
N4-N5	445	90	3,77	0,56	4,11
N5-N7	462,5	110	1,3	0,14	0,26
Réservoir 500-N1	175	160	20,59	1,02	6,66
N1-N10	312,5	160	32,61	1,62	16,1
Réservoir 750-N11	75	315	111,93	1,48	6,02

Chapitre -4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons cas de pointe (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/S)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
N10-N11	290	250	62,31	1,27	5,8
N13-N14	240	160	16,72	0,83	4,48
N1-N9	350	200	19,63	0,62	2,05
N7-N8	350	125	4,03	0,33	1,07
N6-N8	325	160	8,45	0,42	1,24
N2-N6	312,5	160	14,65	0,73	3,49
N17-N21	712,5	110	6,97	0,73	5,63
N17-N18	265	160	24,05	1,2	9,28
N6-N9	350	160	15,05	0,75	3,67
N16-N17	375	75	1	0,23	1,03
N3-N18	320	75	0,87	0,2	0,8
N20-N21	412	75	0,89	0,2	0,84

Tableau 4.7: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe

Caractéristiques des Nœuds du Réseau				
Nœud	Altitude	Débit nodale	Charge	Pression
ID Nœuds	m	l/s	m	m
N5	34,9	7,58	57,17	22,27
N1	43	5,9	59,84	16,84
N2	39,9	4,6	58,92	19,02
N3	38,1	5,85	58,74	20,64
N13	44,4	7,4	61,74	17,34
N18	36,62	7,73	59	22,38
N17	38,1	10,49	56,54	18,44
N4	33,32	9,135	55,34	22,02
N16	37,5	8,41	56,92	19,42
N10	45,75	6,37	64,86	19,11
N11	47,23	4,44	66,55	19,32
N12	47,8	4,63	65,33	17,53
N14	41,1	3,62	62,81	21,71
N15	40,95	3,35	61,29	20,34
N19	30,29	5,66	55,67	25,38
N21	37,1	7,86	52,53	15,43
N20	38,78	6,56	52,87	14,09
N7	15,12	5,33	57,06	41,94
N8	20	4,42	57,43	37,43
N6	38,53	8,6	57,83	19,3
N9	39,83	4,58	59,12	19,29

Chapitre -4-
 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

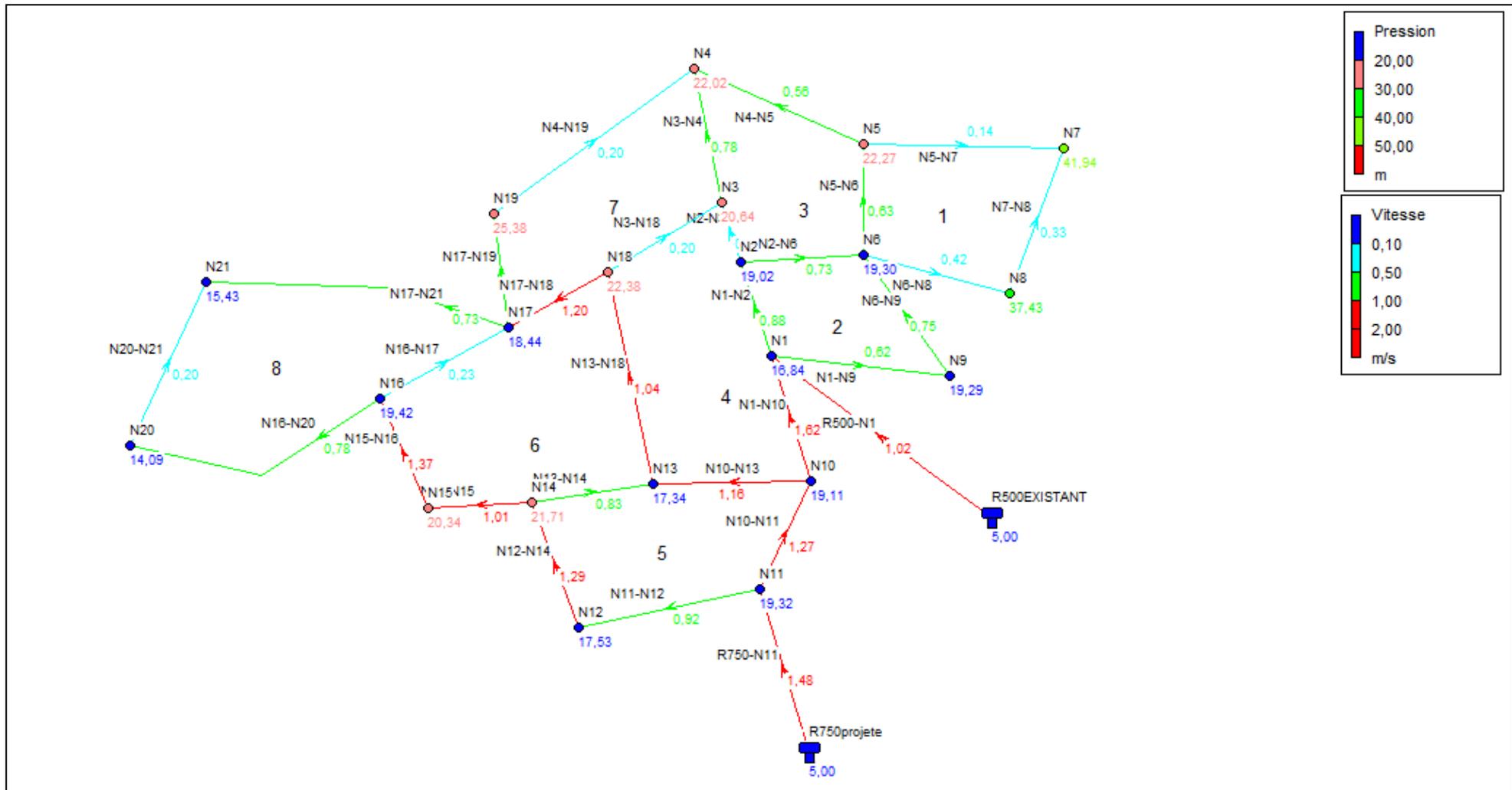


Tableau 4.8 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds : cas de pointe plus incendie

Caractéristiques des tronçons du Réseau					
Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	L/S	m/s	m/km
N1-N2	240	200	34,74	1,11	5,86
N11-N12	387,5	250	47,32	0,96	3,43
N12-N14	320	200	42,69	1,36	8,7
N14-N15	237,5	160	20,92	1,04	6,86
N15-N16	275	125	17,57	1,43	17,17
N17-N19	250	125	9,89	0,81	5,73
N4-N19	615	110	4,23	0,45	2,21
N10-N13	370	160	24,51	1,22	9,29
N13-N18	527	200	35,26	1,12	6,02
N16-N20	635	110	7,61	0,8	6,65
N5-N6	250	160	23,5	1,17	8,57
N2-N3	150	160	7,95	0,4	1,11
N3-N4	335	75	3,99	0,9	13,48
N4-N5	445	93	0,92	0,13	0,31
N5-N7	462,5	110	1,99	0,21	0,56
Réservoir 500-N1	175	160	30,86	1,53	14,47
N1-N10	312,5	160	36,02	1,79	19,51
Réservoir 750-N11	75	315	118,66	1,57	6,74
N10-N11	290	250	66,9	1,36	6,65
N13-N14	240	160	18,15	0,9	5,23
N1-N9	350	200	26,23	0,84	3,55
N7-N8	350	125	7,32	0,6	3,25
N6-N8	325	160	11,74	0,58	2,3
N2-N6	312,5	160	22,19	1,1	7,68
N17-N21	712,5	110	6,81	0,72	5,38
N17-N18	265	160	25,64	1,28	10,49
N6-N9	350	160	21,65	1,08	7,33
N16-N17	375	75	1,54	0,35	2,29
N3-N18	320	75	1,88	0,43	3,3
N20-N21	412	75	1,05	0,24	1,14

Chapitre -4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 4.9 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds dans le réseau : cas de pointe plus incendie

Caractéristiques des Nœuds du Réseau				
Nœud	Altitude	Débit nodale	Charge	Pression
ID Nœuds	m	LPS	m	m
N5	34,9	24,58	52,52	17,62
N1	43	5,9	58,47	15,47
N2	39,9	4,6	57,06	17,16
N3	38,1	5,85	56,89	18,79
N13	44,4	7,4	61,13	16,73
N18	36,62	7,73	57,95	21,33
N17	38,1	10,49	55,17	17,07
N4	33,32	9,135	52,38	19,06
N16	37,5	8,41	56,03	18,53
N10	45,75	6,37	64,56	18,81
N11	47,23	4,44	66,49	19,26
N12	47,8	4,63	65,17	17,37
N14	41,1	3,62	62,38	21,28
N15	40,95	3,35	60,75	19,8
N19	30,29	5,66	53,74	23,45
N21	37,1	7,86	51,34	14,24
N20	38,78	6,56	51,81	13,03
N7	15,12	5,33	52,78	37,66
N8	20	4,42	53,91	33,91
N6	38,53	8,6	54,66	16,13
N9	39,83	4,58	57,23	17,4

Chapitre -4-
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

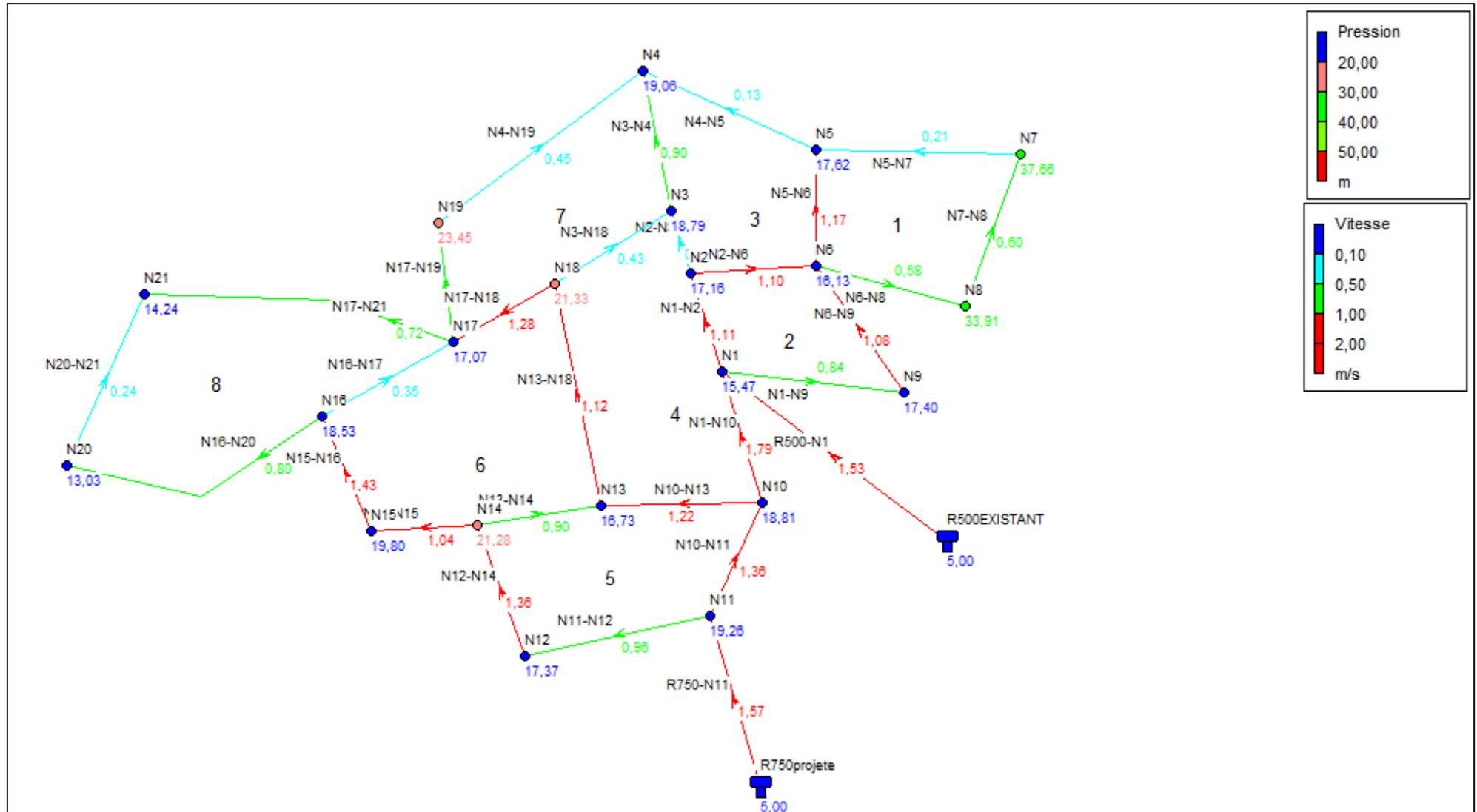


Figure 4.4 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie

4.12 - Interprétation des résultats

a- Cas de pointe

Nous avons remarqué que nous avons des pressions acceptables compris entre 14,09 - 41,94 m.c.e, dans tous les nœuds de réseau, nous constatons que la répartition des pressions est acceptable.

Après avoir fait la simulation, nous avons remarqué que environ 80 % des vitesses sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et évite l'entartrage.

Nous avons remarqué aussi la présence de certaines vitesses faibles (inférieure à 0,5 m/s), pour remédier à ce problème nous procédons par l'ouverture, soit des vannes de vidange, soit des poteaux d'incendie.

b- Cas de point plus incendie

Pour le cas de point plus incendie, nous avons procédé au même travail que le cas de pointe sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17 l/s) dans le nœud le plus défavorable choisi, dans notre cas c'est le nœud N5. Cette réserve d'incendie est assurée par le réservoir projeté de capacité de 750 m³.

Nous avons obtenu des pressions acceptables variables entre 13,03 et 37,66 m.c.e.

Pour les vitesses, nous avons remarqué qu'il y a certaines vitesses inférieures à 0,5 m/s, mais cela n'influe pas sur notre réseau, puisque le cas de pointe plus incendie se marque par des vitesses un peu élevées par rapport au cas de pointe.

4.13 - Tracé du profil au long

Dans les profils en long, nous présentons la ligne d'eau dans chaque tronçon avec les cotes piézométriques calculées, et les côtes du sol. La ligne piézométrique permet de visualiser la pression engendrée par l'eau en chaque point du tracé.

4.14 - Les accessoires dans un réseau de distribution [6]

Notre système d'alimentation en eau potable projeté doit être équipé par des équipements spéciaux appelés accessoires. Ces derniers nous permettent d'avoir un meilleur rendement et assurent le bon fonctionnement hydraulique du réseau de distribution. D'une façon générale, les accessoires qui sont placés dans le réseau de distribution assurent les fonctions suivantes :

- ✓ Un bon écoulement de l'eau
- ✓ Protéger les canalisations (par exemple lutter contre le phénomène de coup de bélier)
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer des débits
- ✓ vidange des conduites
- ✓ Soutirer des débits (cas de piquage par exemple)
- ✓ Raccordement des conduites

Dans notre étude, le réseau de distribution sera équipé par les accessoires suivants :

4.14.1-Robinets

4.14.1.1-Les robinets vannes de sectionnement

Ils sont placés dans chaque nœud de notre réseau .Ils permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux ou d'une vidange. Ils sont également utilisés dans des adductions longues pour contribuer à l'entretien de ces adductions. Leur manœuvre s'effectue manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dit béquille.

4.14.1.2-Les vannes papillons

Ce sont des appareils à survitesses placés au niveau de la conduite de distribution R500-N1 et la conduite R750-N11 sortant de chaque réservoir qui alimente notre agglomération. Ils servent à interrompre l'écoulement d'eau rapidement en cas d'avarie des conduites de départ d'un réservoir (par exemple cas de cassure ou cas de fuite importante). Ce type de vanne ne doit pas être placé à l'extrémité aval de la conduite surtout à forte dénivelée au niveau des conduites formant les mailles (risque de coup de bélier).

4.14.1.3-Les vannes d'isolement

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

4.14.1.4-Les vannes à clapet de non-retour

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. Au niveau de notre réseau l'emplacement de ces vannes suit celui des compteurs à sens unique pour éviter leur endommagement. (Par exemple la conduite R500-N1 reliant le réservoir de volume 500 m³ au nœud N1).

Nous distinguons différents types de clapets qui sont :

a-Clapet anti- retour à battant

Le battant en position levée permet un débit important. Un mécanisme de contre poids ou un ressort permet une fermeture régulée. Il est utilisé pour une fréquence de manœuvre faible.

b-Clapet anti- retour à double battant

Permet d'éviter le coup de bélier.

c-Clapet anti -retour à bille

Une bille libre assure la fermeture.

Dans notre projet, nous avons opté à placer des clapets anti-retour au niveau des conduites suivantes : la conduite R500-N1 qui relie le réservoir R500 au nœud N1 et la conduite R750-N11 qui relie le réservoir de volume 750 m³ au nœud N11.

4.14.1.5- Les décharge

Les décharges sont des robinets disposés aux points le plus bas des conduites en vue de vidanger l'eau de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème. La vidange se fait ou soit dans un égout, soit dans une fosse en plein air (cas des conduites de compagne)

Nous allons placer les robinets de décharge aux points bas le long des conduites du réseau dans des regards en maçonnerie facilement accessibles pour la vidange en cas d'intervention sur le réseau.

4.14.1.6-Les vannes de réduction de pression

Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée. Dans notre projet nous n'avons aucune pression qui dépasse 6 bars donc l'emplacement de ces vannes est inutile.

4.14.2-Les ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique. Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. D'une manière générale ; nous distinguons deux type de ventouses :

Ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression

Ventouse à deux orifices : réunis en un seul appareille

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi généralement en admettant un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraine une surpression faible au niveau de la ventouse. Dans notre étude l'emplacement des ventouses dans le réseau de distribution projeté n'est pas indispensable, car elles sont remplacées par des robinets de prise des habitants. Leur ouverture simultanée permet le dégazage de l'air.

4.14.3-By- passe

Le by-passe est utilisé pour :

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

Dans notre etude , nous avons opté pour l'emplacement d' un by-pass au niveau des conduites d'arrivée et de départ de chaque reservoir. Cela pour assurer la continuité de la distribution en cas d'entretien ou de réparation .

4.14.4-Les organes de mesure [3]

a-Mesure de debit

Pour la mesure du debit , nous allons prévoir les compteurs debimetriques , placés à la sortie de chaque reservoir et au niveau de reseau de distribution .Ils jouent un role tres important dans la gestion du reseau par exemple la detection des fuites et comtage du debit .

b- Mesure de pression

Pour la mesure des pressions aux niveau de chaque noeud , nous allons placer des manometres , cela pour pouvoir dessiner la courbe caracteristique nodales .

4.14.5-Les bouches ou poteaux d'incendie

Elles permettent de fournir un debit necessaire pour combattre les incendies . Elles sont reliées aux conduites du reseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement . les bouches ou les poteaux d'incendie doivent vehiculer un debit minimum égal à 17l/s avec une pression minimale de service de l'ordre 8 à 10 m.c.e.

La distance entre les bouches d'incendie ne dépasse pas les 400 m en terrain plat.

4.14.6-Organes de raccordement

a-Les coudes

Ils sont utilisés dans un reseau de distribution lorsque la conduite change la direction. Dans notre etude , nous allons prévoir des coudes de 90° à 120° maintenus par des massifs en beton armé .

b-Les tés

Ils sont utilisés aux niveau d'un reseau de distribution pour soutirer ou ajouter un debit et egalement dans les nœuds (par exemple dans le cas d'un piquage)

c- Les croix de jonction

Elle sont utilisées aux niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires

d-Les joints

En pratique nous rencontrons des manchons à bouts lisses des deux extrimités , à deux emboitements , à emboitement et bout lisse , à deux bride , à bride et bout lisse , à emboitement . Dans notre cas nous allons utiliser des joints Gibault adaptables avec le materiaux de PEHD.

e- Les cones

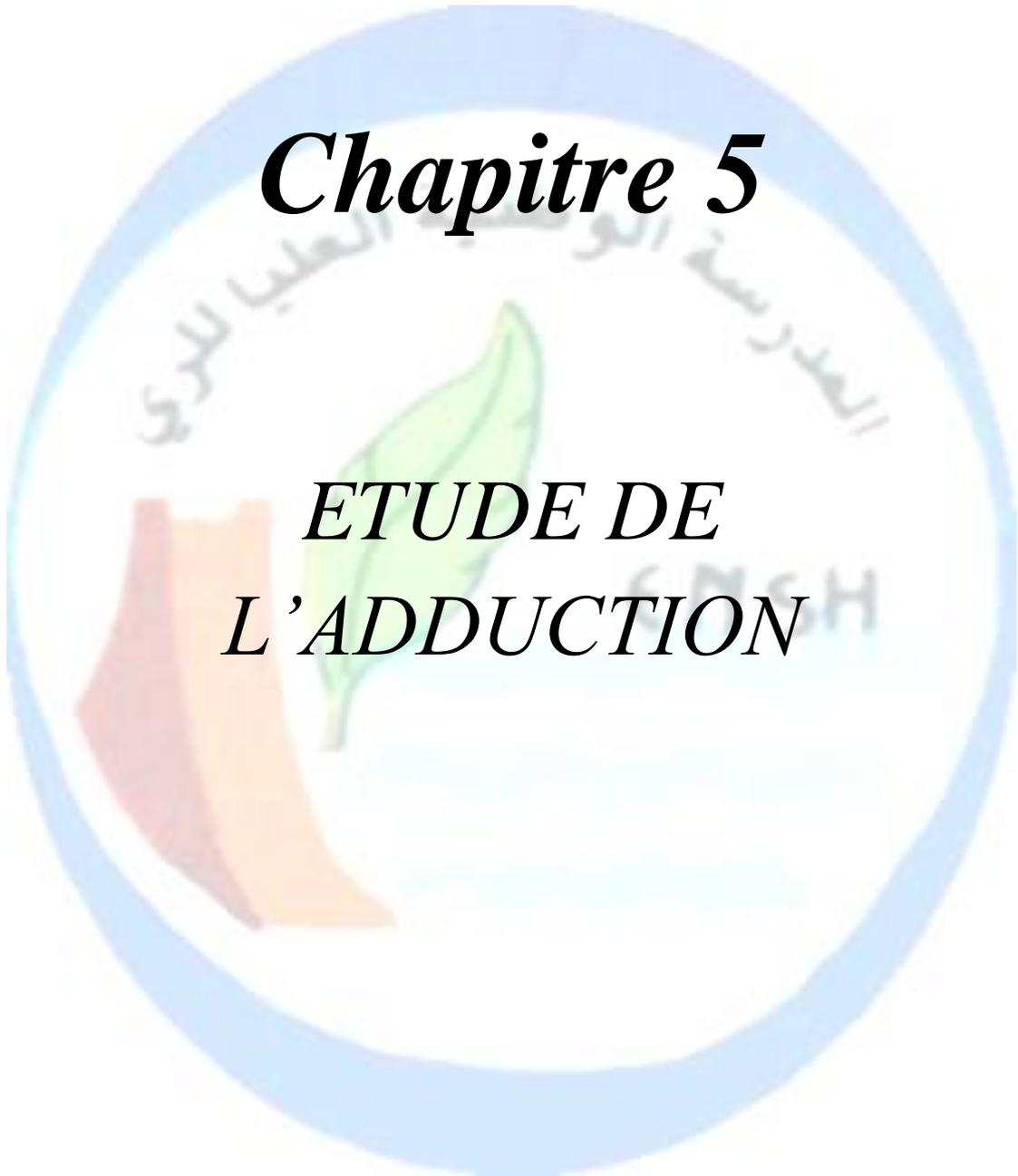
Les cones sont utilisés pour relier deux conduites de diametres differents.

4.15- Conclusion

Ce chapitre a été consacré pour le dimensionnement du réseau de distribution alimenté à partir des deux réservoirs. La méthode de calcul utilisée est celle d'Hardy Cross, au moyen d'un logiciel EPANET. Après la simulation, nous avons obtenu des vitesses et des pressions répondant aux valeurs comprises dans la fourchette acceptable en hydraulique urbaine. Le calcul a été fait pour les deux cas, à savoir le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie. Nous avons défini aussi l'ensemble des accessoires à mettre en jeux pour notre réseau de distribution. Ces dernières nous permettent de donner une bonne fiabilité du fonctionnement du réseau, néanmoins nous devons veiller à leur entretien pour le bon fonctionnement.

Chapitre 5

ETUDE DE L'ADDUCTION



5.1- Introduction

L'adduction est définie comme étant le transport d'eau potable depuis le lieu de prélèvement jusque au lieu de stockage. De ce fait, nous sommes appelés à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique et économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la source, vers les réservoirs de stockage destinés à l'alimentation de notre zone d'étude.

L'objectif de ce présent chapitre est le dimensionnement de l'adduction à projeter à partir de l'adduction du SPET (piquage) pour couvrir la demande de l'agglomération du chef-lieu de Corso, vu le déficit en eau enregistré à l'horizon 2035.

5.2- Classification des adductions

Les adductions sont classées en trois types, d'après leurs fonctionnements :

5.2.1-Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. Nous rencontrons ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

5.2.2- Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des pompes. Ce type d'adduction est rencontré dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

5.2.3- Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans notre étude, il existe une adduction gravitaire à partir de SPIK (système de piquage Isser-Keddara) et une adduction de renforcement à projeter à partir de SPET (système de production des eaux de Taksebt).

5.3- Choix du tracé de notre adduction

Le choix de tracé d'adduction ne nécessite pas une étude économique puisque dans notre cas l'ouvrage de stockage projeté étant fixé et très proche de notre point de piquage. Ce tracé a été choisi pour les raisons suivantes:

- Le tracé doit être conçu de façon à réduire le plus possible la longueur de la conduite d'adduction.
- Le tracé de notre zone d'étude doit être fait en prenant soins d'éviter les passages à travers les champs, oueds, terrains boisés et les terrains marécageux.

- Le tracé évite dans la mesure du possible les contres pentes tout en privilégiant les passages le long des pistes et chemins et ce pour évacuer les aléas et les formalités d'expropriation ou de servitude de passage.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie
- Nous avons déduit que la longueur de notre tracé d'adduction est de 350 m.

5.4-Choix du type de matériaux

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport. Dans notre projet, nous optons pour le matériau de PEHD vu les avantages qu'il présente.

❖ *Avantages*

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe
- ✓ Disponible sur le marché
- ✓ Pose de canalisation très facile, cela est dû à une flexibilité élevée
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements, ce qui réduit le problème des fuites
- ✓ Meilleures caractéristiques hydrauliques de l'écoulement
- ✓ Durée de vie prouvée par le test de vieillissement théoriquement 50 ans à une température de 20°C.
- ✓ Souplesse d'utilisation
- ✓ Résistance aux conditions climatiques

Le seul inconvénient c'est la nécessité d'une technicité élevée pour les jonctions.

5.5- Description de l'adduction existante

Avant d'entamer la variante proposée pour le renforcement en AEP de notre zone d'étude, nous présentons les différentes adductions existantes :

La première adduction existante est celle de SPIK (Figure 5.1) qui est comme suit :

- ✓ A partir du réservoir tampon de Benrahmoun de volume 500 m³, une conduite d'adduction gravitaire existante (SPIK) de diamètre 400 mm et de longueur de 3 Km destinée à l'alimentation de la ville de Boumerdes. Sur cette conduite un piquage existant réalise à une cote piézométrique ($C_p=75$ m) pour alimenter le réservoir de Corso existant de volume 500 m³, avec un débit de 1500 m³/j au moyen d'une conduite de longueur 865 m et de diamètre de 150 mm. Cette adduction a été réalisée en matériau d'amiante ciment qui est classé comme un matériau cancérigène. Elle est en mauvaise état et présente des fuites irréparables durant la distribution.

Nous constatons que la rénovation de cette adduction est la seule solution pour éviter ce matériau et couvrir la demande en eau de la dite agglomération.

La seconde adduction existante, nouvellement réalisée, est celle de SPET (Figure 5.2) destinée à l'AEP de notre zone d'étude. Elle est représentée comme suit :

- ✓ A partir de la station de pompage de barrage de Taksebt l'eau est acheminée par refoulement vers la station de traitement de Oued Aissi, puis gravitairement avec une conduite en béton armé de diamètre de 2x1800 mm vers le réservoir de Draa Ben Khedda de volume de 22000 m³ situé une cote de 153m. A partir de ce dernier, une conduite gravitaire de diamètre 2x2000 mm en béton armé est destinée à l'AEP des villes situées sur les couloirs des wilayas de Tizi-Ouzou, de Boumerdes et d'Alger.

5.6- Transfert d'eau potable à partir du barrage de Taksebt

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération de chef-lieu de Corso, en se basant sur des dotations fixées, nous avons constaté qu'à l'horizon 2035, le débit déjà existant fourni par le système SPIK ne satisfait pas la demande en eau de la dite agglomération. Pour pallier à ce problème, il est nécessaire de prévoir d'autres sources d'approvisionnement mis à part le barrage de Keddara qui n'est pas destiné uniquement pour alimenter la commune de Corso.

5.6.1-Barrage de taksebt

Le barrage est situé dans la wilaya de Tizi -ouzou d'une capacité de 175 millions de m³. Il est destiné à l'AEP des villes situées sur les couloirs des wilayas de Tizi -Ouzou, de Boumerdes et d'Alger. Vu le déficit en eau enregistré à l'horizon 2035, nous proposons de faire un renforcement à partir de l'adduction SPET qui passe par notre zone d'étude. Nous projetons un point de piquage au niveau de cette conduite SPET qui prend départ du réservoir de Draa Ben Khedda d'une capacité de 22000 m³.

Les débits de raccordement des villes de Boumerdes et Corso prévus par l'AGEP à partir de la conduite SPET du transfert du barrage de Taksebt sont répartis comme suit : 90 l/s pour Boumerdes et 72 l/s pour Corso. Ces débits sont destinés à compléter les besoins manquant en eau potable fournie par le SPIK pour les deux villes à l'horizon 2035.

D'après la direction d'hydraulique de la wilaya de Boumerdes les débits ci-dessus seront assurés par le raccordement sur la conduite SPET qui alimentera Corso et l'autre partie de Boumerdes de manière à satisfaire les deux communes à l'horizon 2035.

5.6.2-Récapitulatif

Le débit total préservé pour le chef-lieu de Corso est le suivant :

- SPIK.....1500 m³/j
- SPET.....6221 m³/j
- Débit total7721 m³/j

Remarque

Les débits cités au-dessus sont des débits donnés par la direction des ressources en eau de la wilaya de Boumerdes. Selon leurs calculs.

Après avoir estimé les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon de 2035 nous avons enregistré un déficit en eau potable égale $6637,4 \text{ m}^3/\text{j}$:

- SPIK..... $1500 \text{ m}^3/\text{j}$
- SPET..... $6137,4 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit total $6637,4 \text{ m}^3/\text{j}$

5.7- Schéma hydraulique

La variante proposée pour satisfaire les besoins en eau potable de notre zone d'étude à partir de SPET est représentée dans un schéma explicatif sur la figure 5.3 et qui est comme suit :

- A partir du système SPET qui passe gravitairement du réservoir de volume 22000 m^3 de Draa Ben Khedda jusqu'à notre zone d'étude avec une conduite $2 \times 2000 \text{ mm}$ en béton armé, nous proposons de réaliser un piquage à une cote de terrain de $C_{TN}=50,4 \text{ m}$ et une cote piézométrique $C_p=100,4 \text{ m}$.

De ce point de piquage, une conduite d'adduction sera projetée d'une longueur 350 m pour alimenter le réservoir projeté de Corso de volume 750 m^3 .

Nomenclature utilisée dans les schémas suivants :

- CP : cote piézométrique.
- CR : cote de radier
- CTN : cote de terrain naturel.
- CTP : cote de trop plain.
- SPIK : Système de Piquage Isser-Keddara.
- SPET : Système de Production des Eaux de Taksebt.
- ACL : Agglomération Chef-Lieu
- HMT : Hauteur Manométrique Totale
- PEHD : Polyéthylène de Haute Densité.

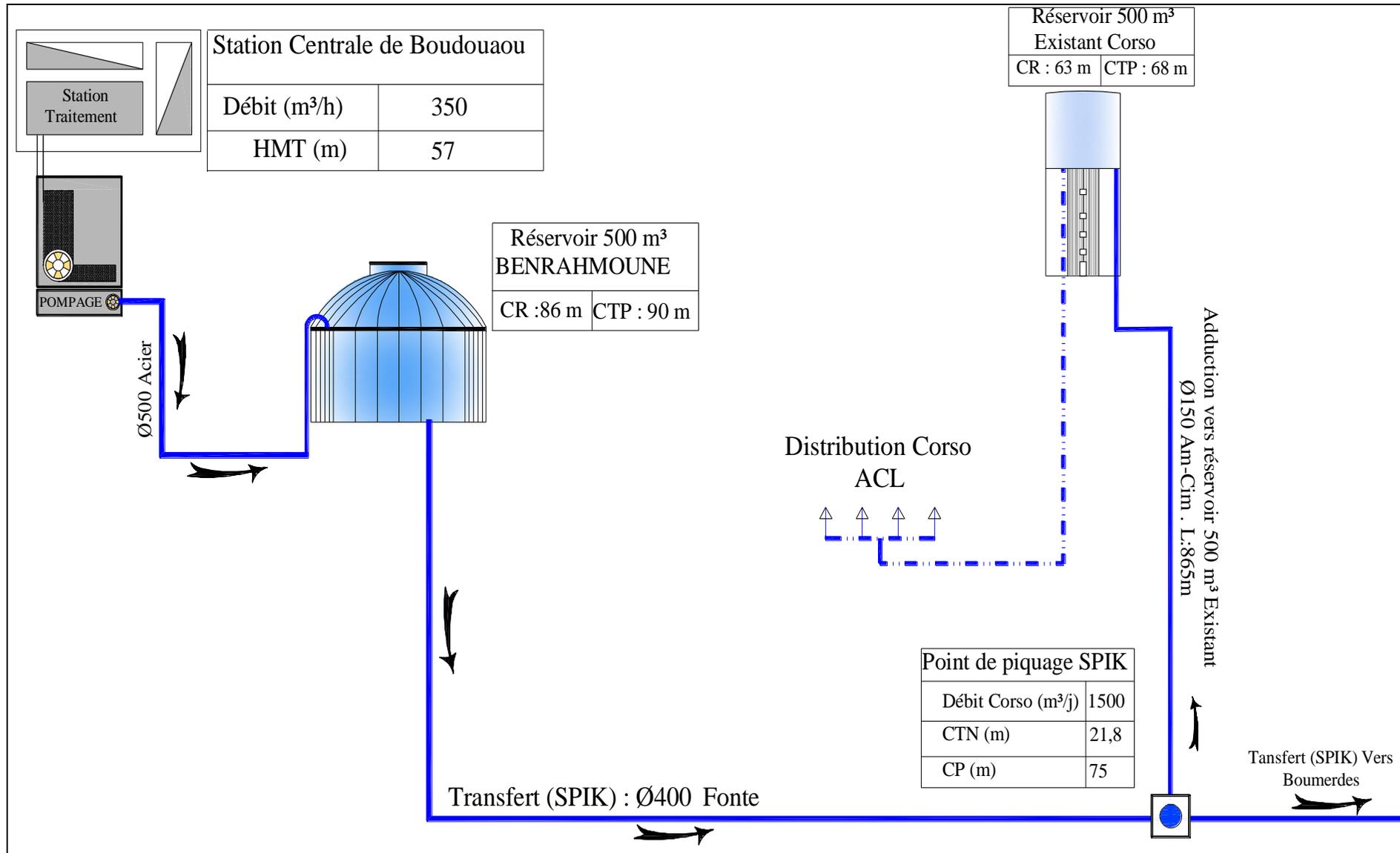


Figure 5.1 : Schéma synoptique d'adduction existant liée au SPIK.

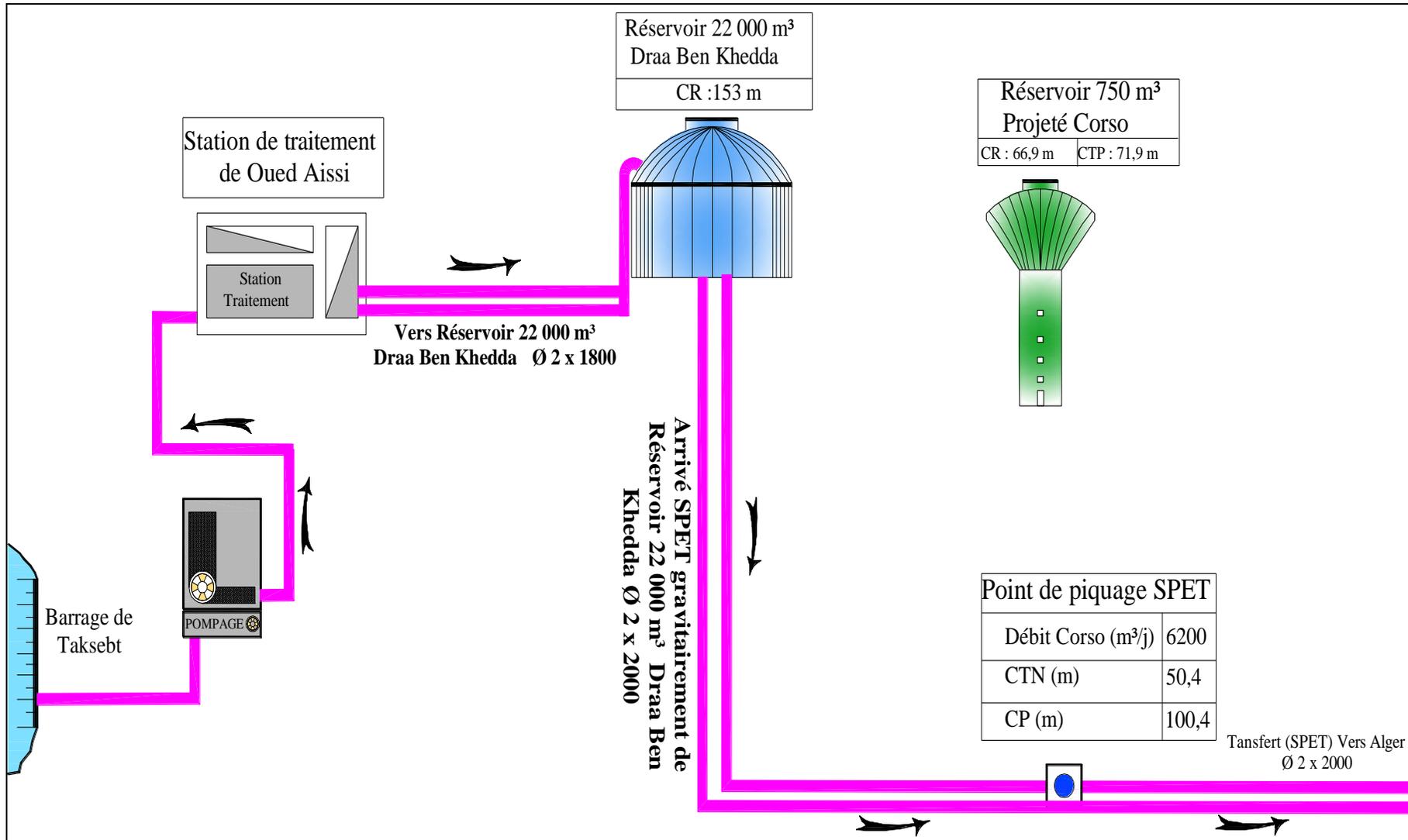


Figure 5.2 : Schéma synoptique d'adduction existant liée au SPET.

Chapitre -5-
ETUDE DE L'ADDUCTION

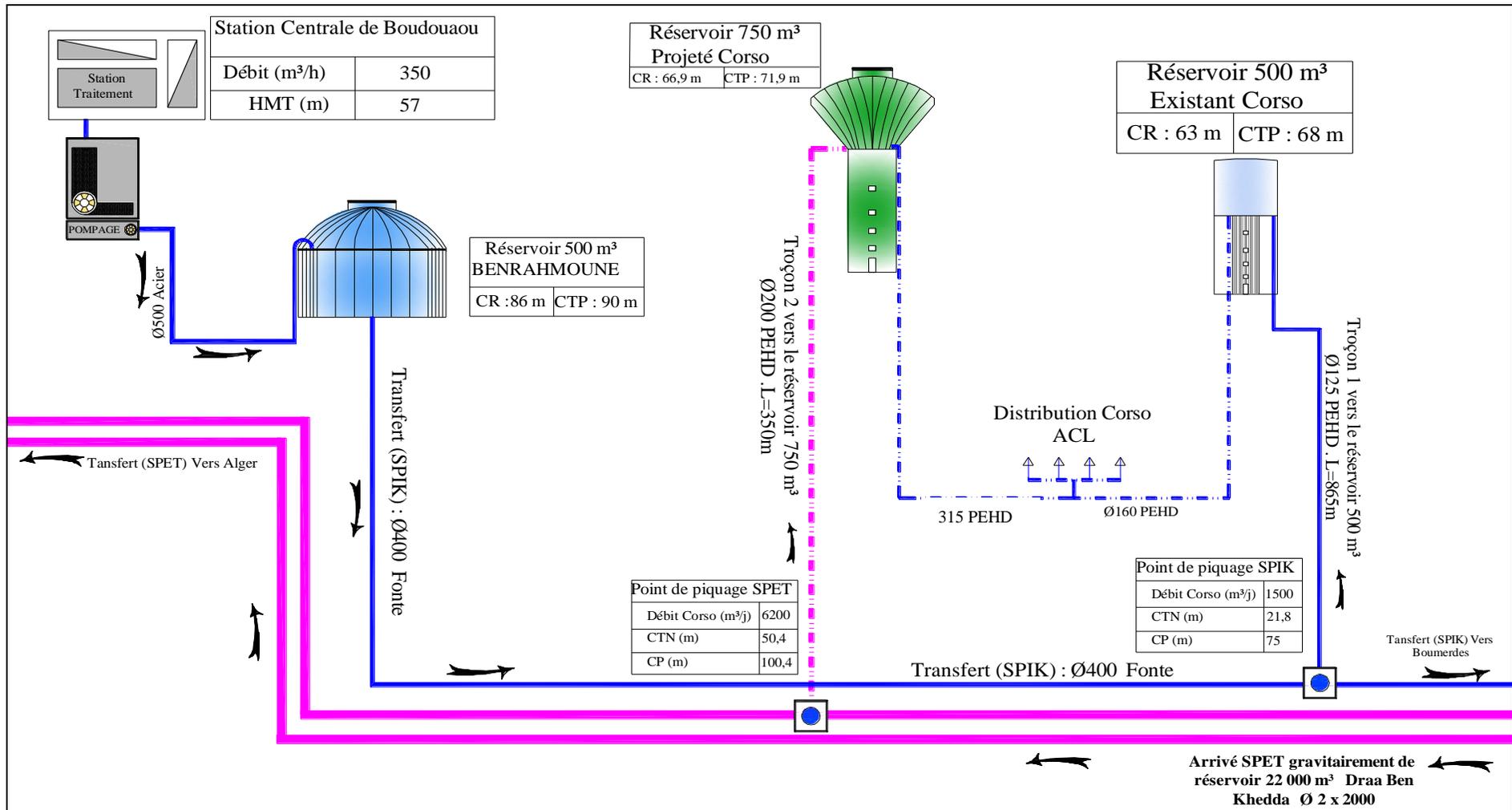


Figure 5.3: Schéma synoptique des adductions projetées des points de piquages SPET et SPIK vers le réservoir de volume 750 m³ projeté et le réservoir de volume 500 m³ existant Corso.

5.8- Calcul hydraulique

Le dimensionnement des adductions gravitaires doit répondre aux critères suivants :

- ✓ Détermination du diamètre le plus avantageux
- ✓ Type de tuyau à utiliser
- ✓ Pose de canalisation
- ✓ Protection de la conduite contre les effets intérieurs et extérieurs
- ✓ Organes accessoires

5.8.1-Méthode de calcul

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

Le Débit.....Q

Le DiamètreD

La Vitesse.....V

Les Pertes de charge totale..... ΔH_t =charge disponible.

La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{16 * \lambda * L_{eq} * Q^2}{2 * \pi^2 * g * D^5} \quad (5-1)$$

Avec :

- Q : le débit véhiculé dans la conduite.
- $L_{eq}=L_g+L_{es}$: représente la longueur équivalente totale
- L_{es} : désigne la longueur équivalente aux pertes de charge singulières.
- L_g : longueur géométrique de la conduite en mètre
- Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires, ce qui revient à majorer la longueur géométrique L de la conduite de 15%.

$$L_{es} = 1,15 * L_g.$$

- g : la pesanteur (9,81m²/s)
- λ : Coefficient de frottement qui peut être évalué par :

La formule de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{\Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Ou par la formule de Nikuradze

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

ε : Rugosité absolue de la conduite, qui dépend du matériau de la conduite
Dans notre cas ε est pris égale à 0,1 mm pour le matériau en PEHD

Nous pouvons déduire donc le diamètre de la conduite gravitaire :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * \lambda * L_{eq} * Q^2}{g * \pi^2 * \Delta H_t}} \quad (5-2)$$

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, donc nous utilisons la formule suivante :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^B}{D^m} \quad (5-3)$$

Avec :

K' : coefficient de perte de charge

β : Coefficient qui tient compte du régime d'écoulement

m : coefficient qui tient compte de la correction du diamètre en fonction du matériau

Donc le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^B}{\Delta H_t}} \quad (5-4)$$

Tableau 5.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas, nous prenons : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$ (Conduites en P.E.H.D)

5.8.2-Calcul de la longueur équivalente de chaque tronçon

Les résultats de calcul de chaque tronçon gravitaire sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Les longueurs équivalentes totales des adductions gravitaires

N° de tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente totale (m)
1	Point de piquage à partir du SPIK	Réservoir 500 m ³	865	994,75
2	Point de piquage à partir du SPET	Réservoir 750 m ³ projeté	350	402,5

5.8.3-Détermination du diamètre avantageux pour chaque adduction

Les cotes (radier et trop plein) de chaque réservoir et les cotes (terrain naturel et piézométrique) de chaque point de piquage sont représentées dans le tableau 5.3 suivant :

Tableau 5.3 : Les cotes des réservoirs et des points de piquage

N° du point	Point	Cotes (m)	
		1	Réservoir 500 m ³ existant
2	Réservoir 750 m ³ projeté	CR=66,9	CTP =71,9
3	Point de piquage à partir du SPIK	CTN=21,8	CP=75
4	Point de piquage à partir du SPET	CTN=50,4	CP=100,4

L'application de l'équation (5-4) nous permet de calculer le diamètre avantageux pour chaque adduction :

Tableau 5.4 : Diamètre calculé pour les deux tronçons gravitaires

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente totale (m)	ΔH (m)	Diamètre calculé (mm)
Piquage à partir du SPIK – Réservoir 500 m ³	17,36	865	994,75	7	125
Piquage à partir du SPET – Réservoir 750 m ³	71,04	350	402,5	28,5	138

5.8.4-Normalisation du diamètre calculé à partir du point de piquage SPET vers le réservoir de volume 750 m³

Nous avons $D_1=125 \text{ mm} < D=138 \text{ mm} < D_2= 160\text{mm}$

Nous pouvons écrire :
$$\Delta H_t = \frac{K^*(L_g - x) * Q^\beta}{D_2^m} + \frac{K^* x * Q^\beta}{D_1^m}$$

Donc nous déterminons la valeur x qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre $D_1= 125 \text{ mm}$ et la longueur équivalent (L_g-x) sera établi le diamètre $D_2=160 \text{ mm}$.

D'après le tableau précédent, nous avons $\Delta H =28,5\text{m}$.

$$\Delta H_d = 0,001052 * 0,0052 \left(\frac{L_g - x}{D_2^m} + \frac{x}{D_1^m} \right) = 28,5 \text{ m}$$

Nous trouvons $x= 189,32 \text{ m}$ et $L_g -x=160,68 \text{ m}$

Donc le tronçon reliant le piquage du SPET au réservoir projeté de volume 750 m³ est composé de deux diamètres en série 160 mm et 125 mm de longueur respective 160,68 m et 189,32 m.

5.8.5-La vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement
$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

a) tronçon reliant le SPIK au réservoir de volume 500 m³

$$V = \frac{4 * 0,01736}{\pi * 0,125^2} = 1,42 \text{ m/s}$$

b) Tronçon reliant le piquage du SPET au réservoir de volume 750m³

$$V = \frac{4 * 0,072}{\pi * 0,16^2} = 3,58 \text{ m/s}$$

Remarque :

La vitesse obtenue avec les diamètres de 160 mm et 125 mm, dépasse la vitesse d'écoulement en hydraulique urbaine, cela peut engendrer un phénomène d'érosion de la conduite, pour remédier à ce problème nous substituons les diamètres de 160 mm et 125 mm par une conduite de diamètre de 200 mm. Ce dernier nous permet d'avoir une vitesse d'écoulement de 2,29 m/s, ce qui est recommandé dans l'hydraulique urbaine.

Les pertes de charges totales deviennent :

$$\Delta H_t = \frac{K * L_{eq} * Q^B}{D^m} = \frac{0,001052 * 402,5 * (0,071)^2}{(0,2)^{4,772}} = 4,42 \text{ m}$$

5.9- Conclusion

Ce chapitre a été consacré pour le dimensionnement des adductions qui sert à l'alimentation en eau potable de la zone d'étude.

Vu le déficit en eau important à l'horizon 2035, nous avons proposé de renforcer le réseau d'adduction desservant notre zone par un raccordement.

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technique de l'adduction :

- ✓ Gravitaire reliant le SPIK au réservoir de volume 500 m³ avec une longueur totale de 865 m et un diamètre de 125 mm en PEHD véhiculant un débit de 17,36 l/s.
- ✓ Gravitaire reliant le piquage du SPET au réservoir de volume 750 m³ projeté avec une longueur totale de 350 m et un diamètre de 200 mm en PEHD avec un débit véhiculé de 71,04 l/s.

Chapitre 6

*PROTECTION ANTI
BELIER DE LA
CONDUITE GRAVITAIRE*

6.1-Introduction

Dans le cadre de la gestion et l'exploitation des systèmes hydrauliques en charge (alimentation en eau potable ou autres) les ingénieurs sont confrontés au problème récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Le problème du coup de bélier peut être dû soit à un mauvais dimensionnement des équipements de protection, soit à l'utilisation des systèmes de protection inappropriés ou alors du fait d'erreurs de manipulation (fermeture de vanne brusque, arrêt brutal des pompes, mise en eau trop rapide des réseaux et des adductions...).

Dans l'optique d'une meilleure compréhension du phénomène et des paramètres intrinsèques le caractérisant, nous proposons dans ce chapitre de faire une étude de coup de bélier pour le cas d'une conduite gravitaire en charge reliant le réservoir de volume 500 m³ au nœud de jonction N°01 du réseau avec influence du sol et de la loi de manœuvre du robinet-vanne dans le but de protéger cette conduite.

6.2-Définition du phénomène transitoire

Dans les systèmes hydrauliques en charge en mouvement permanent, on appelle phénomène transitoire ou communément « coup de bélier », la création, la propagation et puis l'atténuation d'ondes de surpression et de dépression.

Le déplacement de l'onde de pression dans un système hydraulique en charge (ligne d'adduction gravitaire ou par refoulement, réseau de distribution d'eau potable...) entraîne une variation de pression et de vitesse dans l'ensemble des sections de conduite parcourues par cette onde dans le temps. Ces variations à leurs valeurs extrêmes produisent des contraintes sur le matériel (Robinet-vanne, appareils de mesure) et la canalisation qui dépassent largement celles en écoulement permanent. Pour cela il faut bien analyser le coup de bélier et choisir en fonction du système hydraulique à protéger, les équipements de protection qui assurent la réversibilité des phénomènes de compressibilité et de déformation

6.3-Causes et effets du phénomène transitoire dans les systèmes hydrauliques [7]

La perturbation du régime d'écoulement dans un système hydraulique en charge survient lorsqu'il y a modification des différentes conditions aux limites pouvant induire le phénomène transitoire. Cette perturbation du régime est à l'origine de :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge
- ✓ Démarrage ou arrêt de la pompe
- ✓ Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- ✓ Mise en service (remplissage) ou vidange d'un système d'A.E.P. (réseau de distribution ou ligne adduction)
- ✓ Présence des poches d'air dans une conduite
- ✓ Vibration des accessoires déformables tels que les vannes
- ✓ Disjonction des pompes suite à une coupure d'électricité

6.4-Effet du phénomène transitoire sur les systèmes hydrauliques en charge

Lorsqu'il se produit pour une raison ou pour une autre, une variation temporelle et spatiale des caractéristiques hydrauliques, par accélération ou par décélération, d'un écoulement en régime permanent de liquide dans une conduite forcée, cela induirait un transfert d'énergie entre l'énergie cinétique et celle de pression (potentielle).

Pour chercher à atteindre un nouvel équilibre, en tenant compte des pertes d'énergies et sans enfreindre le principe de conservation de l'énergie, il se produit alors des actions néfastes qui peuvent causer des dégâts conséquents sur le système hydraulique, ces actions se résument en :

a. La surpression :

A l'issue de la fermeture brusque d'une vanne ou à la suite d'une dépression due à l'arrêt d'une pompe, il se produit la formation d'une onde de surpression qui se propage le long de la conduite. Cette surpression peut atteindre plusieurs fois la valeur de la pression en fonctionnement normal et provoquer la rupture de la canalisation (si la contrainte ainsi créée dépasse la contrainte admissible de la conduite), d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

b. La dépression :

Le coup de bélier provoqué à la suite de l'arrêt d'une pompe ou de l'ouverture rapide d'une vanne, crée une onde de dépression qui se propage le long de la conduite en donnant des pressions nettement inférieures à la pression de la conduite, et si ces pressions venaient à prendre des valeurs inférieures à la pression atmosphérique (<1bar, le vide) en certaines sections (particulièrement les points hauts), il y aurait cavitation aux endroits correspondants. Ces poches d'air ainsi formées ne constituent pas un grave danger en elles-mêmes pour les conduites. Généralement les tuyaux utilisés résistent bien au vide sauf cas exceptionnel, il y aurait alors un aplatissement de la conduite voire la rupture. Le vide créé posera problème en agissant sur l'étanchéité de la conduite, et ça en aspirant les joints et en détériorant le revêtement intérieur de cette dernière. Dans ce cas il y aurait risque d'entrée d'eau parasite qu'elle soit polluée ou non.

b- fatigue de la canalisation :

La succession de surpression et de dépression provoque la fatigue de la conduite (détérioration du matériau la constituant) ce qui donnerait naissance à des fissurations et par la suite tout simplement la rupture de la canalisation.

6.5-Interprétation physique du coup de bélier

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire le cas gravitaire. Supposons qu'il se produit un arrêt brusque d'une vanne : cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

1^{ere} phase :

Après fermeture brusque d'une vanne placée en aval d'une conduite, il se crée une surpression au voisinage de la vanne. la vitesse de l'eau doit s'annuler, ce qui produit une transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle.

Cette énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. cette surpression met en tension la conduite qui se dilate.

Une onde de surpression prend naissance au départ de la vanne et se propage jusqu' 'au réservoir suivant une distance (1) avec une célérité (C).

2^{eme} phase :

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une distance u_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initiale.

A la fin de cette étape, toute la conduite aura trouvé les conditions initiales et l'étape 1 pourra recommencer. Ce cycle de période $T= 2*L/C$ se répèterait indéfiniment, s'il n'y pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de la pression.

3^{eme} phase :

La vanne clapet située à l'amont du système est fermée, immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression.

Au bout d'une nouvelle période (L/C) ce qui fait (3L/C) depuis l'origine, toute la conduite sera comprimée avec une eau dé pressée immobile.

4^{ieme} phase :

Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée, entraine le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière.

Donc le retour de régime permanent dans une nouvelle période (L/C) ce que fait (4L/C) depuis l'origine.

6.6-Moyen de protection contre le coup de bélier

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais nous pouvons arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite en gravitaire ou autres.

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuellement à des valeurs raisonnables.

Pour déterminer les caractéristiques de la manœuvre de fermeture de la vanne, nous considérons que la vanne est comme orifice caractérisé par un coefficient de débit m constant et une aire de section A_v variable. Cette vanne de sectionnement est placée à l'extrémité aval de la conduite de distribution reliant le réservoir R_1 au nœud de jonction.

6.7-Données explicatifs de notre cas

Notre conduite gravitaire, est en matériau de PEHD de longueur $L = 175$ m véhicule de l'eau avec une vitesse $V_0 = 1,02$ m/s et de diamètre de 160 mm l'épaisseur de la paroi $e = 16,2$ mm cette conduite est reliée par son extrémité amont à un réservoir alors que l'extrémité aval est équipée d'une vanne à fermeture lente.

Nous pouvons écrire :

$$Q = m.A_v \sqrt{2.g.h} \quad (6-1)$$

A l'état initial (régime permanent) cette équation s'écrit :

$$A_{v_0} = m.A_0 \sqrt{2.g.h_0} \quad (6-2)$$

- Q : Débit en régime permanent en (m^3/s)
- m : coefficient de débit
- h_0 : la hauteur piézométrique statique
- $h_0 = C_{tp} - C_{t1} = 63 - 43 = 25$ m
- C_{tp} : cote de trop plein de réservoir de volume $500 m^3$
- C_{t1} : cote de terrain naturel de nœud N° 01.
- V_0 : vitesse débitaire, qui est égale à $1,02$ m/s

En faisant le rapport entre les deux équations précédentes, nous obtenons :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v_0}} \sqrt{\frac{h}{h_0}} \quad (6-3)$$

Avec :

- h : pression totale réglant dans la conduite à l'instant t .
- A_v : Aire de section de la vanne variable
- A_{v_0} : Aire de section de la vanne à l'instant $t=0$.

La valeur de coup de bélier est donnée par :

$$\Delta h = \frac{+ C * \Delta V}{g} \quad (6-4)$$

- Δh : Valeur de coup de bélier (m)
- C : célérité d'onde en m/s
- g : l'accélération gravitaire en m^2/s

La célérité d'onde de propagation est donnée par l'expression suivant :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{P}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{eE}}} \quad (6-5)$$

- K : coefficient d'élasticité de l'eau, $K=2,16 \cdot 10^9$ Pa
- P : la masse volumique de l'eau, $\rho = 1000 \text{ kg}/m^3$
- E : module de Young de la conduite, PEHD = $1,2 \cdot 10^9$ Pa
- e : épaisseur de la conduite en (m), $e= 16,2$ mm (d'après le catalogue de CHIALI)
- D : diamètre de la conduite en (m), $D= 0,16$ m

Nous obtenons une valeur de C égale à 339,42 m/s

Cette célérité sera majeure de 34%, tenant compte du fait que la conduite est enterrée, nous obtenons donc : C' égale 454,82 m/s

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de temps :

$$T_r = \frac{2 * L}{C'} = \frac{2 * 175}{454,82} = 0,8 \text{ sec}$$

Après avoir déterminé la valeur de C' , nous allons appliquer l'équation suivante :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C * V_0}{g * h_0} \cdot \frac{\Delta V}{V_0} \quad (6-6)$$

Avec :

- ✓ $\frac{\Delta h}{h_0}$: Le coup de bélier adimensionnel
- ✓ $\frac{\Delta V}{V_0}$: L'écart de la vitesse

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 1,9 * \frac{\Delta V}{V_0} \quad (6-7)$$

La fraction de l'aire de section laissé ouvert par la vanne : A_v/A_{v0} est une fraction du temps, nous admettons que la fermeture continue peut être considérée comme une série de fermeture partielle brusque.

Chapitre -6-
PROTECTION ANTI BELIER DE LA CONDUITE GRAVITAIRE

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v_0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \quad (6-8)$$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne imposée caractérisée par la loi de manœuvre.

L'application des équations (6-7) et (6-8) nous permettent d'obtenir des valeurs adimensionnelles présentées dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier

t(second)	t/tc	A _v /A _{v0}	Δh/h ₀	ΔV/V ₀	h/h ₀	V/V ₀	P (bar)
0	0	1	0	0	1	1	2,4
0,16	0,2	0,85	0,163	0,086	1,163	0,914	2,791
0,32	0,4	0,6	0,316	0,166	1,531	0,748	3,674
0,48	0,6	0,35	0,445	0,234	1,981	0,514	4,754
0,64	0,8	0,1	0,460	0,242	2,501	0,272	6,002
0,8	1	0	0,456	0,271	2,902	0,000	6,9648
0,96	1,2	0	-0,326		2,576		6,1824
1,12	1,4	0	-0,632		1,944		4,665
1,28	1,6	0	-0,89		1,054		2,529
1,44	1,8	0	-0,92		0,134		0,322
1,6	2	0	-0,912		-0,778		-1,867

La fonction $\frac{A_v}{A_{v_0}} = f(t)$ représente la loi de manœuvre de fermeture. Pour que la charge de

coup de bélier ne dépasse pas $\frac{h}{h_0} = 2,902$, la loi de manœuvre doit avoir la forme suivante :

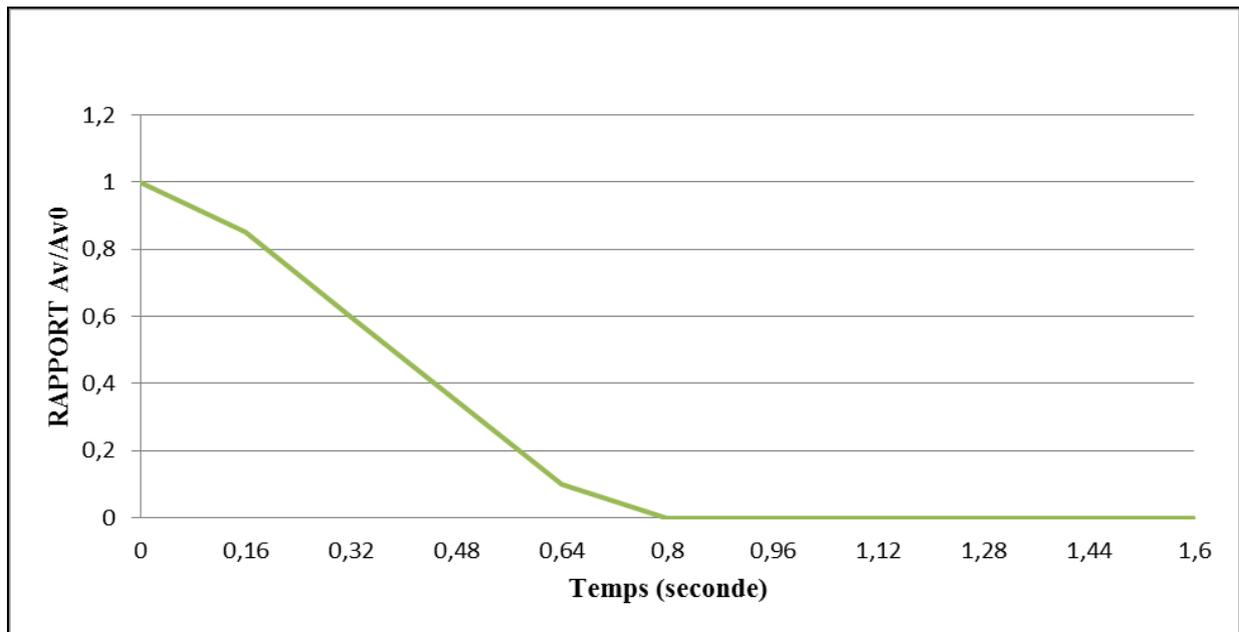


Figure 6.1 : Loi de manœuvre de robinet vanne

6.8-Interprétation graphique

Cette courbe représente la loi de manœuvre du robinet vanne qui indique à chaque instant la position de robinet vanne.

La vanne achève son manœuvre de fermeture à l'instant $t = t_c = 0,8$ secondes, l'accroissement $\Delta h/h_0$ correspondant à cette étape de fermeture et celui qui est nécessaire à ce que le dernier résidu de vitesse se réduit à zéro.

Pour $t/t_c = 1,2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $t/t_c = 0,2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite, atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique à partir d'une surpression maximal égale à 6,9648 bars jusqu'à une dépression maximal de -1,867 bar.

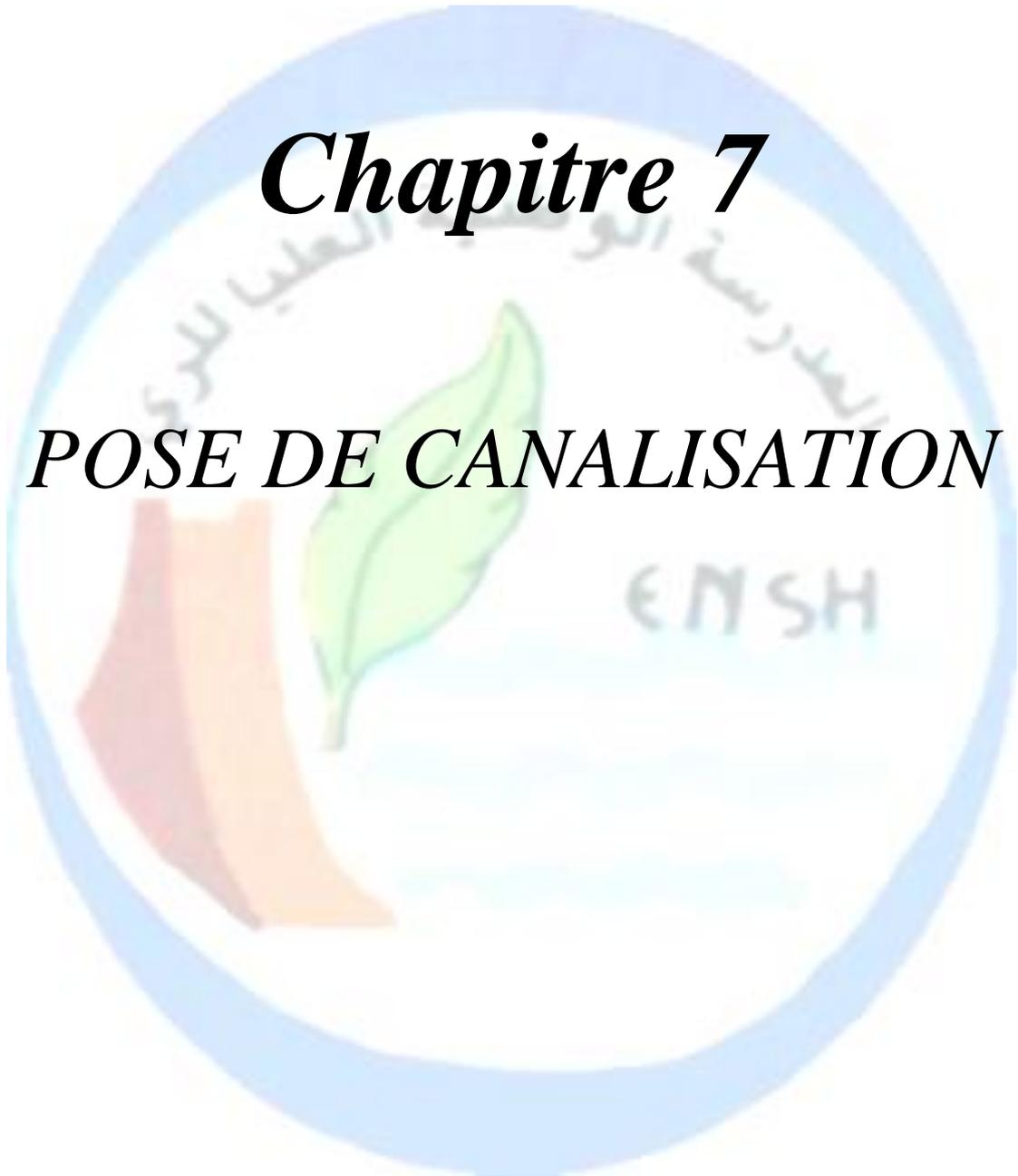
6.9- Conclusion

Ce chapitre a été consacré pour l'étude de phénomène de coup de bélier dans une conduite gravitaire. Nous avons proposé un moyen de protection de la conduite gravitaire contre l'effet de coup de bélier, cela consiste à placer un robinet vanne, d'un temps de fermeture supérieur au temps d'aller et retour de l'onde.

Connaissant les caractéristiques du robinet vanne, nous avons déterminé la loi de manœuvre de ce dernier, qui permet d'avoir une variation de la pression lente vers la fin de la fermeture du robinet vanne.

Chapitre 7

POSE DE CANALISATION



7.1 - Introduction

Le rôle principal de la canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité, tout en résistant à la surpression et dépression éventuelle .et aux flexions longitudinales dues à son propre poids, aux poids de l'eau et celui de terrain et l'agressivité de sol. La pose de canalisation est une étape très importante dans notre projet d'alimentation en eau potable vu les conséquences que peuvent engendrer une mauvaise pose, la stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation du réseau. Il consiste à l'enfouissement des conduites sous terre suivant une trace convenablement choisi en fonction des contraintes de terrain. Dans ce présent chapitre, nous allons étudier tous les cas qui peuvent se présenter dans notre projet afin de prévoir tous les obstacles auxquels nous risquons d'être confrontés.

7.2 - Principe de pose des canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toute type de conduite. Néanmoins le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre, cela pour diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large pour permettre l'accès aux ouvriers dans le cas d'entretien. L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation est variable suivant la région. En général l'épaisseur de remblai est prise égale à 1m.

Dans l'opération de la pose de canalisation, la conduite doit être posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite.

7.2.1- Pose de la canalisation selon la nature de terrain

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire, vu que notre zone d'étude ne présente pas d'anomalies (absence de marécage et de Rivière), donc la canalisation sera posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60cm et une profondeur de lit de pose (sable) d'épaisseur variable entre 10 à 20 cm au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau.

Avant la mise en fouille, nous allons d'abord procéder par un triage des conduites de façon à écarter celle qui ont subi un choc ou une fissuration. Après avoir tiré toutes les conduites fissurées, nous allons pratiquer la descente en lit de pose de canalisation soit manuelle soit mécaniquement d'une façon lente.

7.2.2-Pose de canalisation selon la nature de matériaux

Dans notre projet, les canalisations sont en matériaux de polyéthylène haut densité (PEHD). L'opération de l'enfouissement par la charrue est strictement interdite. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 06 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud. Les fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaud, le serrage de jonction extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

7.2.3-Traversée des routes et voie ferrée

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes et d'une voie ferrée. Nous proposons que la pose de canalisation sera en galerie. Pour qu'il n'y a plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles

La pose des conduites en galerie présente double avantages : de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

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

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

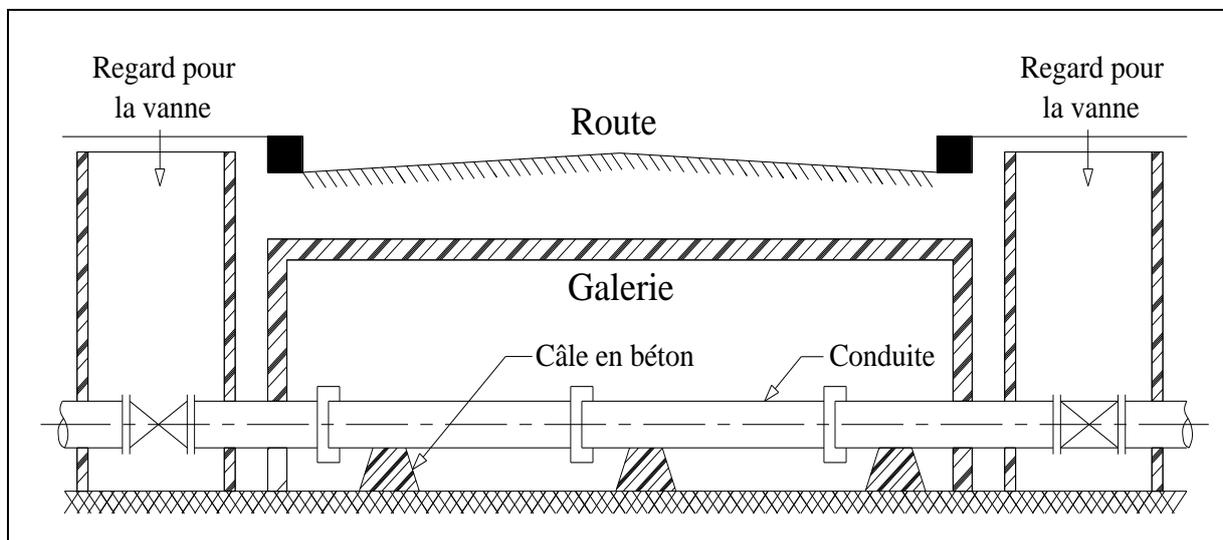


Figure 7.1 : Pose de canalisation en galerie

7.3-Sollicitations sur une conduite enterrée

Les conduites circulaires enterrées sont soumises à plusieurs sollicitations à savoir :

- Le poids propre de la canalisation
- Le poids de fluide véhiculé
- La pression interne du fluide véhiculé
- La sollicitation verticale due aux terres surmontant la canalisation
- La surcharge verticale due aux surcharges de surface, roulantes et uniformément réparties
- La sollicitation latérale des terres, poussée active ou butée (passive) et des surcharges des surfaces L.
- L'action du sol d'appui sur la canalisation

7.4-Utilisation des butées et verrouillage [3]

Pour éviter tout risque d'emboîtement due aux forces exercées sur une canalisation, il semble essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisation.

7.4.1-L'utilisation des massifs de butées en béton

C'est la technique la plus utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression.

7.4.2-Le verrouillage

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technique alternative aux massifs en béton pour reprendre les efforts hydrauliques. Elle est essentiellement employée lorsque 'il existe des contraintes d'encombrement.

Dans notre étude, nous optons pour le verrouillage sur tout le réseau mise à part au niveau des coudes, où l'on prévoit seulement des butées de béton.

7.5-Exécution et aménagement de la tranchée

En pratique, pour assurer une bonne pose de la conduite, nous sommes appelés à respecter les recommandations suivantes :

- ✓ Eviter de poser les canalisations sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement
- ✓ Réaliser le fond de fouille bien rectiligne pour que les canalisations reposent sur toute leur longueur.
- ✓ Placer toujours les canalisations sur des fouilles sèches
- ✓ Eliminer du fond de la fouille tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses)
- ✓ Notre terrain est de type sablo-limoneux, et présente une possibilité de ruissellement et accumulation des eaux, donc nous sommes appelés à confectionner un appui en matériaux pulvérulent capable d'assurer un bon drainage.
- ✓ Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pente prévus. Ce nivellement exige d'autant plus de soins que la pente est faible.

7.6-Exécution des travaux de pose des canalisations

Avant de passer à l'opération de pose des conduites, nous devons passer d'abord par les étapes suivantes :

La première étape est de faire le piquetage qui nous permet de matérialiser sur le terrain le tracé de profil en long de la canalisation

Reporter la position de tous les ouvrages enterrés qui comporte le réseau d'assainissement, câbles électriques de PTT, canalisation de gaz ensuite on passe à l'opération de l'excavation des tranchées.

Chapitre -7-
POSE DE CANALISATION

7.6.1-Excavation des tranchées

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1m pour :

- ✓ Protéger la conduite contre le gel
- ✓ Garder la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de température élevée
- ✓ Possibilité de l'exploitation de la terre
- ✓ L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points les plus hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

7.6.1.1-La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H_{tr}=D+h+e \quad \text{en mètre}$$

- D : diamètre de la conduite
- h : la distance entre la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol, elle varie entre 80 à 120 cm. Dans notre projet nous optons pour une valeur de h égale à 1 m.
- e : épaisseur du lit de pose, dans notre cas e est prise égale à 0.2m.

7.6.1.2-La largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée est estimée en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol. Nous devons laisser une distance de 0.3m de part et d'autre de la conduite. La largeur B de la tranchée est donnée par la relation suivante :

$$B=D+0.6 \quad \text{en mètre}$$

- D : diamètre de la conduite en m

7.6.1.3-La section de la tranchée

Les tranchées sont de forme rectangulaire, dont l'aire est donnée par la formule suivante :

$$S_{tr}= H_{tr}*B \quad \text{en m}^2$$

- H_{tr} : profondeur totale de la tranchée (m)
- B : largeur du fond de la tranchée (m)

7.6.2-Lit de pose de canalisation

Dans notre cas, le lit de pose sera construit en sable, puisque notre sol est ordinaire. Donc avant de pose de la conduite nous devons d'abord aménager un lit de sable avec une épaisseur qui varie entre 0.15 à 0.2 m.

7.6.3-L'assise

Au-dessus du lit de sable et jusqu' à la hauteur de l'axe de la canalisation, les matériaux de remblai sont poussés sous des flancs de la canalisation et compactés de façon à éviter tout mouvement de celui-ci.

7.6.4-Remblayage de la tranchée

Le remblayage fait partie des opérations de pose, la mise en place de remblai bien tassé est effectué manuellement en utilisant les terres des déblais .Cela est effectué par des couches de 20 à 30 cm. Un remblai correctement fait double la résistance de la conduite aux charges extérieures. Pour un bon remblayage, nous utilisons des terres purgées de pierres, fortement damées par des petites couches sous le tuyau et sous ces flancs. Nous poursuivons l'opération jusqu' à l'obtention d'une couche bien damée de 20 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Cette opération a pour objectif d'éviter tout tassement du terrain autour de la conduite.

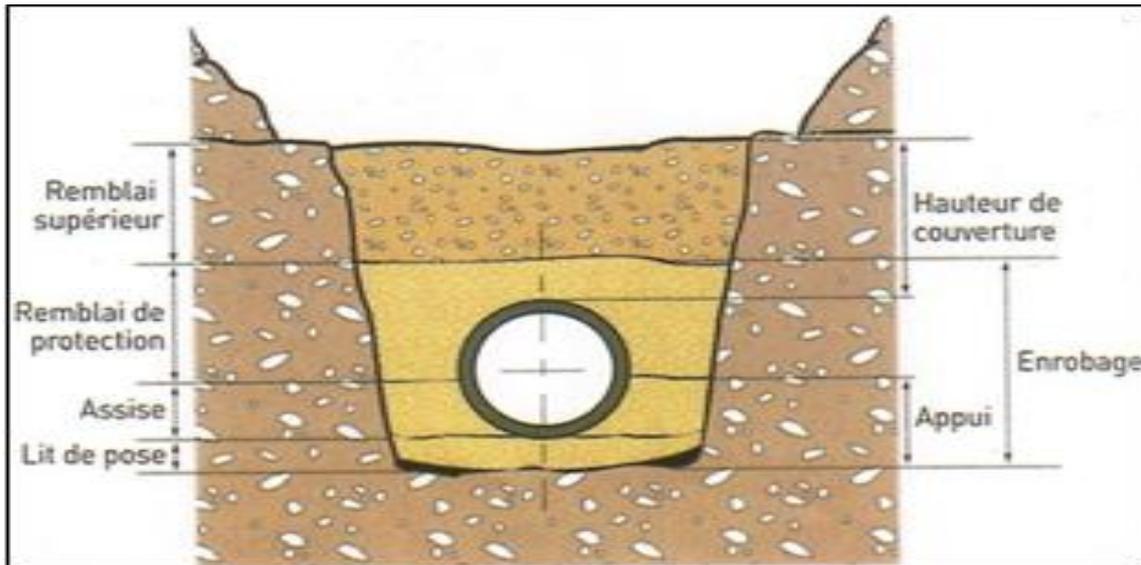


Figure 7.2 : Remblayage des tranchées

7.6.5-Epreuve de joints et de la canalisation

Avant de procéder à l'opération de remblayage de la tranchée , nous sommes appelés à effectuer un essai de pression des conduites et des joints : cela est effectué à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), 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 au cour de fonctionnement . Cette épreuve a une durée de 30 minutes environ où la variation de pression ne doit pas dépasser les 0,2 bars.

7.6.6-Essai d'étanchéité au chantier

Les conduites enterrées et les joints doivent obligatoirement subir des essais d'étanchéité avant de procéder à l'opération de remblayage, ces essais comprennent :

- ✓ L'Essai à l'eau pour les faibles diamètres pendant 30 minutes ainsi que les joints
- ✓ L'Essai à la fumée : en cas d'absence de vent et la conduite n'est pas humide
- ✓ L'Essai à l'air sous pression : variation de pression inférieure à 0,5 bar

7.6.7-Enrobage de la canalisation

L'enrobage des conduites est une opération très importante pour la canalisation. En effet elle assure son calage et la transmission régulière de l'effet latéral des terres. L'enrobage de la canalisation est effectué environ de 30 cm au-dessus de sa génératrice supérieure. Le choix de matériaux de l'enrobage et leur mise en œuvre ont une grande influence sur la durabilité du réseau, donc il convient d'insister sur l'importance de la zone d'enrobage. Après l'enrobage, nous allons repérer les tuyaux par un grillage plastique de couleur bleu posé dans la tranchée au-dessus de la couche d'enrobage.

7.6.8-Contrôle le compactage des tranchées :

Le compactage de la zone d'enrobage et de remblaiement influe directement sur la réparation des charges à la périphérie du tuyau donc sur la stabilité de celui-ci. Il est nécessaire de vérifier à posteriori la qualité de réalisation de cette opération. Le contrôle peut être utilement réalisable à l'aide d'un outil peu coûteux que l'on appelle « sonde battus ». Cet appareil permet :

- ✓ Une approche relativement faible de la densité de sol
- ✓ De détecter rapidement les défauts de compactage d'une tranchée

7.6.9-Mise en service du réseau de distribution

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air pour cela nous allons procéder à remplir la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses. Nous utilisons des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau. Dans un premier temps, ces robinets vannes sont ouverts, ensuite ils sont refermés au fur et à mesure de l'arrivée de l'eau. L'opération de remplissage est terminée, le réseau est sous pression pendant 48 heures, après cette période nous allons mesurer les pertes par rapport à la capacité de réseau, celle-ci ne doit pas dépasser 2%. Malgré toute les précautions prises, la propreté de la canalisation est insuffisante, elle contient toujours, la terre ou des pierres qui en se déposant dans des appareils de robinetterie ou de fontainerie peuvent gêner les manœuvres, détériorer les sièges et les clapets de fermeture. Avant la mise en service définitive du réseau en eau potable, il ya eu lieu de procéder à la désinfection du réseau avant la distribution d'eau aux consommateurs.

L'opération de désinfection peut s'effectuer soit en utilisant le chlore soit le permanganate de potassium, il est impératif de respecter le temps de contact minimum pour l'opération de désinfection. Une fois cette opération est achevée, nous devront procéder a un rinçage du réseau à l'eau claire.

7.7-Choix des engins de chantier

Le choix du matériel et les engins utilisés dans le chantier de travail, doit être adéquat à la nature de travail. Cela pour avoir un meilleur rendement. Dans notre cas, nous avons opté pour des engins classiques de chantier qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 7.1 : Engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles

Non d'engin	Rôle de l'engin
Un Doser équipé en Retro	Enlever les roches et les racines des arbres
Un Camion-Citerne	Arroser le remblai avant le compactage
Un Chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une Pelle Mécanique	Extrait les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai
Un Compacteur à Rouleau Lisse	compacter la couche de sable de 20 cm
Un camion	Evacuer les déblais

7.8-Calcul du volume des terrassements

7.8.1-Volume des déblais

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_d = L_{tr} * S_{tr} \quad \text{en m}^2$$

Avec :

- L_{tr} : longueur de la tranchée
- S_{tr} ; section de la tranchée

Le volume de déblai foisonné est donné par la formule suivante :

$$V_{df} = K_j * V_d$$

K_j : coefficient de foisonnement détermine en fonction de la nature de sol dans notre cas K_j égale à 1.2

7.8.2-Volume de lit de sable

Le lit de sable correspond à une couche de sable de 20 cm sur le fond de la tranchée, ce volume est calculé en utilisant la formule suivante :

$$V_s = b * e * L_{tr} \quad \text{en m}^3$$

- L_{tr} : longueur de la tranchée en m
- b : largeur de la tranchée
- E : épaisseur du lit de sable avec $e = 0.2$ m

7.8.3-Volume de la conduite

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

$$V_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \times l_{tr}$$

Chapitre -7-
POSE DE CANALISATION

- D : étant le diamètre de la conduite mètre
- L_{tr} : longueur de la tranchée en m

7.8.4-Volume des remblais

Le volume de remblai est le volume du déblai réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable, il est calculé par la formule suivante :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad \text{en m}^3$$

- V_d : volume total des déblais en m^3
- V_c : volume total occupé par les conduites en m^2
- V_s : volume total de sable pour le lit de pose des conduites en m^3

7.8.5-Calcul du volume des terres excédentaires V_{exc}

Le volume excédentaire est donné par la formule suivante :

$$V_{ex} = V_{df} - V_r \quad \text{en m}^3$$

- V_{df} : volume de déblai foisonné
- V_r : volume de remblai en m^3

Les résultats de calcul des volumes de terrassement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 7.2 : Récapitulatif des différents volumes de terrassement

Diamètre mm	75	93	110	125	160	200	250
Largeur de tranchée(m)	0,675	0,693	0.71	0.73	0.76	0.8	0.85
Hauteur de tranchée (m)	1,275	1,293	1.31	1.33	1.36	1.40	1.45
Section de tranchée	0,86	0,89	0.93	0.96	1.03	1.12	1.23
Hauteur de lit du sable(m)	0,2	0,2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Section de lit de sable (m²)	0,13	0,14	0.14	0.15	0.15	0.16	0.17
Section de conduite (m²)	0,0044	0,0068	0.0095	0.012	0.021	0.0314	0.049
Longueur de tranchée (m)	1442	445	2425	875	2987	1437	677,5
Volume des déblais (m³)	1240	396	2255,2	840	30	1609,4	834,69
Volume de conduite	6,34	2,69	23,04	10,76	60,04	50,54	40,9
Volume de sable	194,6	61,68	344,35	126,87	454,1	229,92	115,175
Volume des déblais foisonnés	1488	175,2	2706,3	1008	3656	1931,7	1001,62
Volume de remblais (m³)	1039,06	331,63	1887	702,40	253	1328,9	678,6
Volume excédentaire (m³)	448,9	143,6	818,44	305,6	1123	602,4	323,01

Alors :

- ✓ Le volume total des déblais = 10222,62 m^3
- ✓ Volume total de sable = 1526,7 m^3
- ✓ Volume total de déblais foisonnés = 12267,144 m^3
- ✓ Volume total des remblais = 8501,67 m^3
- ✓ Volume total des terres excédentaires = 3765,6 m^3

7.9-Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les étapes nécessaires pour la pose des canalisations d'alimentation en eau potable, ensuite nous avons procédé au calcul du volume de terrassement et au choix des engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose. Cela reste insuffisante, car les opérations du chantier sont très dangereuses, pour cela ils doivent être suivis par un professionnel maîtrisant les procédures, pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorer lors de la pose et l'emboîtement.

Chapitre 8

*PROTECTION ET
SECURITE DE TRAVAIL*



8.1-Introduction

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

Doc 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 objet en alimentation en eau potable.

Les différentes phrases 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 leurs études.

Pour notre cas, nous avons seulement les travaux qui concernent la pose de canalisation et les travaux de terrassement pour l'implantation du réservoir.

8.2-Cause des accidents de travail dans un chantier hydraulique [1]

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

8.2.1-Facteurs humains

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

8.2.2-Facteurs matériels

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, 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.)

8.3-Liste des conditions dangereuses

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

8.4-Liste des actions dangereuses

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

8.5-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents [1]

8.5.1-Protection individuelle

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

8.5.2-Autre protection

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

- ✓ Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- ✓ Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.
- ✓ Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

8.6-Protection collective

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

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

Engin de levage

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

- ✓ Affecter du personnel compétent.
- ✓ 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.

8.7-Appareillage électrique

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

8.8-Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux de réalisation un réseau d'alimentation en eau potable dans les meilleures conditions.

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

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

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis de donner un aperçu général sur la situation du système d'alimentation en eau potable existant. Suite à sa vétusté et de nombreux problèmes qui présentent durant le fonctionnement, nous avons constaté que la rénovation totale est la solution unique pour l'horizon d'étude vu l'extension de la dite agglomération.

Dans le but d'élaboration de cette étude, nous avons procédé à l'étude de toutes les étapes nécessaires qui procèdent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

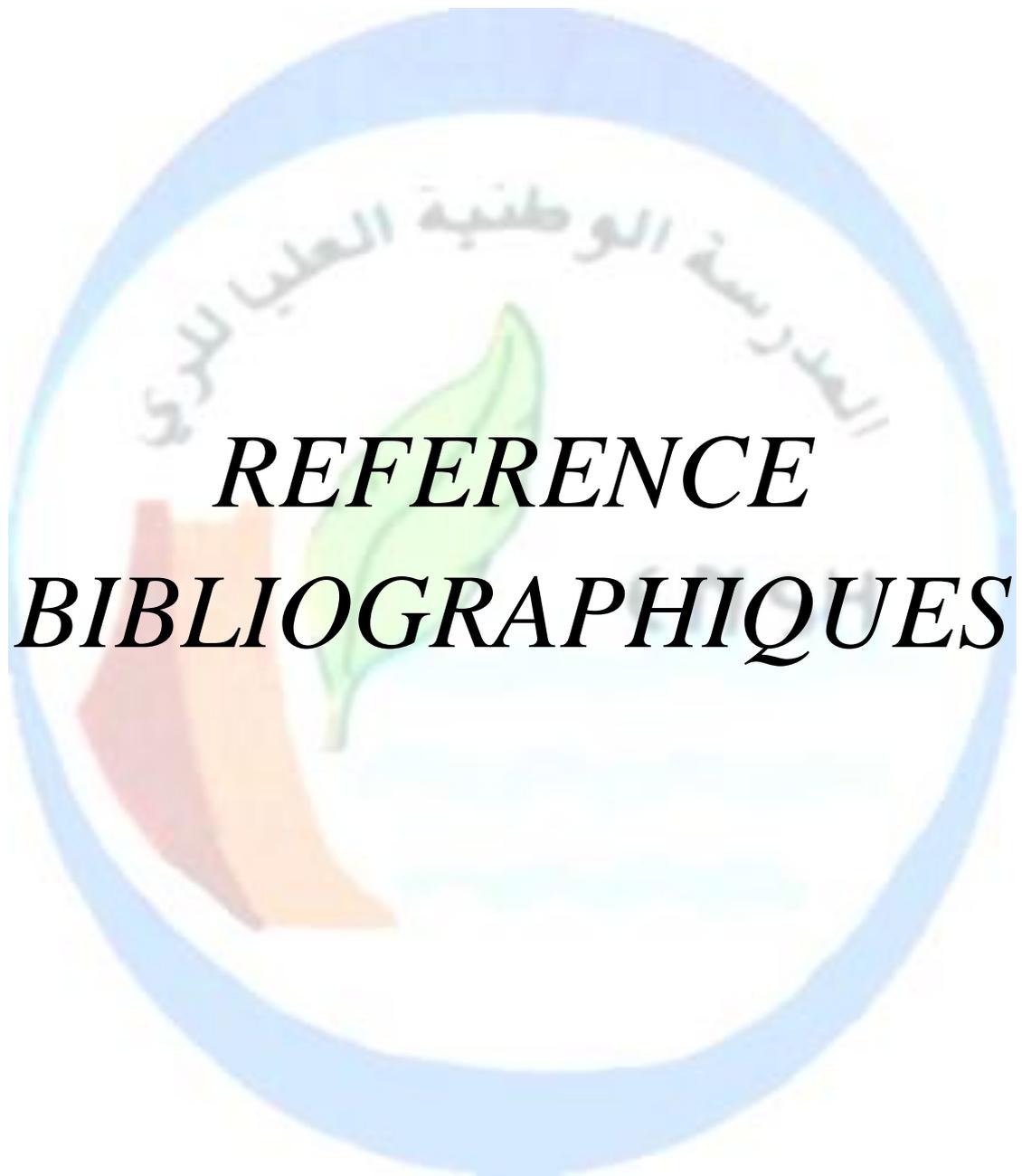
Après une analyse du plan de masse, la localisation des quartiers de forte densité, la disposition des quartiers et des routes, notre agglomération présente en conséquence une configuration conforme à l'adaptation d'un réseau de type maillé calculé par le logiciel EPANET.

Le matériau en PEHD a été choisi pour les canalisations vu les avantages qu'il présente. Après avoir fait la simulation, les diamètres retenus varient entre 75 à 200 mm engendrant des vitesses et des pressions dans la fourchette acceptable dans la plus part des tronçons.

Dans le but de l'étude et de l'analyse, nous avons constaté que le réservoir existant de capacité de 500 m³, en bon état, présente une capacité de stockage insuffisante pour la dit agglomération à l'horizon d'étude. Pour cela nous avons projeté un réservoir de capacité 750 m³ pour combler le déficit en eau. Le choix du site d'emplacement de ce dernier est effectué selon une étude technico-économique.

Pour la protection de la conduite gravitaire reliant le réservoir existant au premier nœud, nous avons proposé une loi de manœuvre du robinet vanne de caractéristique choisie. Cette loi garantira la protection de cette conduite contre le coup de bélier ainsi engendré lors de la manœuvre.

Nous espérons que notre travail porte un intérêt adéquat d'une utilité primordiale pour son exécution dans la ville de Corso.



***REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUES***

Références Bibliographiques

- [1] AMBARATSOUMIAN, V. Recommandations méthodologiques : relatives à l'exécution de la partie « protection du travail » du mémoire de fin d'étude 2^{ème} Edition ENSH Blida, 1994, 72 p.
- [2] BONNIN, j, Hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petites et moyennes importances. Edition : Eyrolles.Paris, 1986,228 p.
- [3] CARLIER, M. Hydraulique général et appliquée .Edition : Eyrolles.Paris, 1972, 582p.
- [4] CHIALI Group (éd). Catalogue techniques des tubes polyéthylène. 9p.
- [5] DUPONT.A. Hydraulique urbaine : ouvrage de transport, élévation et distribution d'eau, Tome 2. Edition : Eyrolles.Paris, 1979.573 p.
- [6] L'équipe de Saint-Gobain (éd) .pipe Systems Belgiumsa.Robinetterie pour réseau d'eau potable .4^{ème} Edition .2009.84p.
- [7] MEUNIER, M. le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression .Edition : Dunod.Paris, 1980.198p.



ANNEXES

Annexe 2.1 : Variation horaire en fonction de nombre d'habitants

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV Ed : 1982

Annexe 4.1 : Débit en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q(l/s)	0,4	0,7	1,0	1,5	2,0	2,2	2,2	2,5	3,0	3,5
D(mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1,43	3,97	7,61	160	27,3	32,6	4,51	5,77	7,97	10,7
Q(l/s)	4,0	4,5	5,0	5,2	5,2	5,5	6,00	7,00	8,00	9,1
D(mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13,6	16,9	20,5	22,0	5,40	6,00	7,03	12,0	12,0	15,2
Q(l/s)	9,1	10	11	12	13	13,8	13,8	16	18	20
D(mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6,49	7,72	9,21	10,8	12,6	14,0	6,02	8,05	10,00	12,2
Q(l/s)	22	23,6	23,6	25	30	35	40	44	44	50
D(mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14,5	16,5	3,94	4,38	6,14	8,18	10,5	12,5	4,29	5,45
Q(l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D(mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6,50	7,64	8,88	10,5	4,50	5,63	7,00	8,53	9,01	4,29
Q(l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D(mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5,03	5,92	6,87	7,98	8,31	4,31	4,65	5,24	5,87	6,53
Q(l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7,23	7,96	9,20	3,20	3,30	3,89	4,52	5,19	5,93	6,66
Q(l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D(mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7,47	8,31	9,21	9,21	11,1	12,1	13,2	14,3	15,5	15,8

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en eau potable d'ABRAMOV Ed : 1982