

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du systeme d'alimentation en eau potable de Bormadia (w. Relizane) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-12

APA Citation (APA توثيق):

Larbaoui, Sarah (2012). Etude du systeme d'alimentation en eau potable de Bormadia (w. Relizane)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE BORMADIA
(W.RELIZANE)**

Présenté par :

M^{elle} LARBAOUI Sarah

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M^r O. KHODJET-KESBA

M^r Y. DERNOUNI

M^{me} L. TAFAT

M^r R. KERID

M^r M. BELALI

M^r B. SALAH

M C.A

M A.A

M A.A

M A.B

M A.B

Professeur

Président

Examineur

Examinatrice

Examineur

Examineur

Promoteur

Septembre – 2012

Remerciement

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

Mes remerciements à ma mère et mes chères sœurs pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été très utiles tout le long de mes études.

Toute ma gratitude pour mon promoteur Mr Boualem SALAH, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet, pour l'encadrement de ce travail et sa disponibilité ainsi que ses conseils qui ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Ma mère avec tous mes pleins sentiments de respect d'amour de gratitude pour tous les sacrifices déployés pour m'élever dignement et surtout assurer mon éducation dans les meilleures conditions; ma mère qui a attendue avec patience les fruits de sa bonne éducation, que dieu vous garde.
- Mes sœurs : Nadia, Yakout, Fadila, Soumia pour leurs amours et leurs confiances, pour m'avoir aidé durant toutes mes années d'étude.
- Mon promoteur et sa famille.
- Le big boss MIDOU et le chouchou NOUNOU
- Mon confident Mohamed et sa fille Bochra
- Mon beau-frère Mohamed Amine
- Mon amie intime Douda
- M^r ALIOUI Abdelhamid
- Toute la famille KEHILI

A l'homme de ma vie HAKOU

SARAH

ملخص :

التجمع السكاني لبرمادية ، التابع حاليا إلى مدينة غليزان، يعرف مشكلا صعبا في مجال المياه الصالحة للشرب. توجد هذه الشبكة في حالة غير متوازنة من حيث الضغوط (منخفضة في بعض الأماكن، ومرتفعة في الأخرى)، مع تسرب لا يمكن إصلاحه في معظم الحالات، على الرغم من أن الخزان متواجد في الوسط . إن العديد من الإصلاحات كانت قد أجريت من دون نتائج، مما يقودنا إلى اختيار إعادة تصميم و تجديد كلي للشبكة.

Résumé :

L'agglomération de Bormadia, actuellement comme annexe, à la ville de Relizane, reconnaît un problème crucial dans le domaine de distribution d'eau potable. Le réseau, en service, se trouve dans un état déséquilibré au point de vue pressions (faibles dans certains endroit, plus élevées dans d'autres), avec des fuites irréparables dans la plupart des cas, malgré le réservoir existant se trouve au milieu. Les maintes réparations ainsi menées et sans résultats nous poussent à opter à un redimensionnement et une rénovation totale du réseau.

Abstract :

The agglomeration of Bormadia, that is annexed to the city of Relizane witnesses a crucial problem in the field of drinking water. The network is in a state of un balance in the perspective of pressures (lower in some places, higher in others) with irreparable leak i n most cases, although the existing store is in the middle. Many repairs were conducted without results that lead us to choose to be redesigned and a total renovation of the network.

Sommaire

Sommaire

	Page
Introduction générale	1
Chapitre-1- : Présentation de la zone d'étude	
1.1- Introduction	2
1.2- Situation géographique	2
1.3- Données naturelles du site	2
1.3.1- Situation Topographique	2
1.3.2- Analyse géologique	3
1.3.3- Hydrogéologie	3
1.3.4- Situation climatique	4
a-Climat.....	4
b-Température	4
c-Humidité.....	4
d-Vent.....	4
1.3.5- Pluviométrie.....	5
1.3.6- Hydrographiie.....	5
1.4- Données démographiques.....	6
1.4.1-Population	6
1.4.2-Urbanisation.....	6
1.4.3-Structure de l'agglomération	6
1.5- Encombrement du sol	7
1.6- Situation hydraulique.....	7
1.6.1-Alimentation en eau potable	7
a-Stockage	7
b- Réseau de distribution	7
1.7- Conclusion :	10
Chapitre -2- : Evaluation des besoins en eau potable	
2.1- Introduction	11
2.2- Estimation de la population future.....	11
2.3- Consommation moyenne journalière.....	11
2.4- Besoins en eau par catégorie	12
2.4.1- Besoins domestiques.....	12
2.4.2- Besoins sanitaires	12
2.4.3- Besoins scolaires.....	13
2.4.4- Besoins administratifs en eau	13
2.4.5- Besoins socioculturels en eau	13
2.4.6- Besoins commerciaux en eau	14
2.5- Récapitulation des besoins moyens en eau potable	14
2.6- Variations des débits de consommation dans le temps	15
2.6.1- Variations journalières.....	15
2.6.2- Variations horaires	16
2.7- Détermination des débits journalières	17
2.7.1- Débit maximal journalier.....	17
2.7.2- Débit minimal journalier	17

2.8- Détermination des débits horaires	17
2.8.1- Débits horaires	17
2.8.2- Débit maximum horaire	18
2.8.3- Débit minimum horaire	18
2.9- Régime de consommation.....	18
2.10- Conclusion	21

Chapitre -3- : Dimensionnement du réseau de distribution

3.1- Introduction.....	22
3.2- Choix du type de réseau	22
3.2.1- Le réseau ramifié.....	22
3.2.2- Le réseau étagé.....	23
3.2.3- Le réseau maillé... ..	23
3.3- Principe du tracé du réseau	23
3.4- Choix du type de matériaux	24
3.5- Calcul hydraulique du réseau.....	24
3.5.1- Détermination des débits	25
3.5.1.1- Débit route	25
3.5.1.2- Débit spécifique	25
3.5.1.3- Débit au nœud	25
3.5.1.4- Cas de pointe.....	26
3.5.1.5- Cas de pointe +incendie	28
3.6- Répartition arbitraire des débits	28
3.7- Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement	31
3.8- Calcul des paramètres hydrauliques.....	32
3.9- Commentaire	38
3.10- Conclusion	38

Chapitre-4- : les reservoirs d'alimentation en eau potable de l'agglomeration

4.1- Introduction.....	39
4.2- Rôle des réservoirs	39
4.3- Localisation des réservoirs.....	40
4.4- Détermination de la capacité du réservoir	40
4.4.1- Principe de calcul.....	40
4.5- Tuyauterie du réservoir	42
4.6- Conclusion	43

Chapitre -5- : Accessoires du réseau

5.1- Introduction.....	44
5.2- Les robinet	44
5.2.1- Les robinets vannes de sectionnement	44
5.2.2- Les vannes papillons	45
5.2.3- Les vannes d'isolement.....	46
5.2.4- Les vannes à clapet de non-retour.....	46
5.2.5- Décharges	46
5.2.6- Les vannes de réduction de pression.....	47
5.3- Les ventouses	47
5.4- By pass... ..	49
5.5- Régulateurs de pression amont	49
5.6- Organes de mesure	49
5.7- Les bouches ou poteaux d'incendie	50
5.8- Pièces spéciales de raccordement	51
5.8.1- Les Tés	51
5.8.2- Les coudes.....	51
5.8.3- Les croix de jonction.....	51
5.9- Conclusion	52

Chapitre -6- : Etude du coup de bélier en écoulement gravitaire

6.1- Introduction.....	53
6.2- Causes de coup de bélier.....	53
6.3- Risques dus aux coup de bélier	53
a)- cas de surpression	54
b)- cas de dépression	54
c)-fatigue de la canalisation.....	54
6.4- Interprétaion physique du coup de bélier.....	54
6.5- Moyen de protection contre le coup de bélier.....	56
6.6- Interprétation.....	60
6.7- Conclusion	60

Chapitre -7- : Pose de canalisation

7.1- Introduction.....	61
7.2- Principes de pose des canalisations.....	61
7.3- Les types de tranchés	62
7.4- Sollicitations s'exerçant sur une conduite enterrée.....	64
7.5- Les hypothèses simplificatrices	65
7.6- Exemple d'application	65
7.6.1- Détermination du poids total du tronçon	65
7.6.2- Différente méthode de calcul du coefficient K de tranchée.....	68
7.6.2.1-Théorie de MARSTON.....	68
7.6.2.2-Théorie de Wetzorke.....	70
7.6.2.3-Théorie des SILOS.....	71
7.7- Répartition des Pressions autour d'une canalisation:.....	72

7.8- Exécution des travaux de pose des canalisations le d'application	73
7.8.1-Travaux préliminaires	73
7.8.2-Excavation des tranchées	74
7.8.2.1- La profondeur de tranchée (Htr)	74
7.8.2.2- La largeur de tranchée (b)	74
7.8.2.3- Choix du coefficient du talus (m).....	75
7-8-2-4- Volume des déblais des tranchées.....	75
7.8.3- Aménagement du lit de sable	75
7.8.4- Type de pose	76
7.8.5- Mise en place des canalisations.....	76
7.8.6- Assemblage des conduites en PEHD	76
7.8.7- Essai d'étanchéité au chantie	77
7.8.8- Enrobage de la canalisation.....	77
7.8.9- Remblaiement de la tranchée	77
7.8.10- Contrôle du compactage des tranchées	78
7.8.11 - Mise en service du réseau	78
7.9- Prescription spéciale concernant le PEHD	79
7.10- Conclusion	79

Chapitre -8- : Organisation de chantier

8.1- Introduction.....	80
8.2- Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP	80
8.3- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	80
8.3.1- Matérialisation de l'axe.....	80
8.3.2- Nivellement de la plate-forme de pose	80
8.4- Excavation des tranchées	81
8.4.1- Enlèvement de la couche végétale	81
8.4.2- Excavation.....	81
8.5- Les engins utilisés	81
8.5.1- Pelle	81
8.5.1.1- Pelle équipée en rétro	82
8.5.1.2- Pelle équipée en butée	82
8.5.2- Appareil topographique : le niveleur	82
8.5.3- Nivleuses.....	82
8.6- Planification des travaux.....	83
8.6.1- Techniques de la planification	83
8.6.2- Les étapes de la planification	84
8.6.2.1- Collection des informations	84
8.6.2.2- Décomposition du projet.....	85
8.6.2.3- Relations entre les tâches	85
8.6.2.4- Les paramètres de la méthode C.P.M.....	85
8.6.2.5- Attribution des durées de chaque opération.....	86
8.6.2.6- Détermination du chemin critique.....	86
8.7- Coclusion	87

Chapitre-9- : Protection et sécurité de travail

9.1- Introduction.....	88
9.2- Causes des accidents de travail	88

9.2.1- Facteurs humains	88
9.2.2- Facteurs matériels	88
9.3- Liste des conditions dangereuses	89
9.4- Liste des actions dangereuses	89
9.5- Prévention des accidents de travail	90
9.5.1- Organisation de la prévention	90
9.5.2- Prévention collective.....	90
9.5.3- Prévention individuelle	90
9.6- Conclusion	90
Conclusion générale	91
Références bibliographiques.	
Annexes.	

Liste des Tableaux

Chapitre -1- : Présentation de la zone d'étude

Tableau 1-1 : Répartition mensuelle des températures moyennes mensuelles en (°C)	4
Tableau 1-2 : Humidités moyennes mensuelles	4
Tableau 1-3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	4
Tableau 1-4: Répartition mensuelles de la pluviométrie	5
Tableau 1-5 : Réseau de distribution et d'adduction d'AEP	8

Chapitre -2- : Evaluation des besoins en eau potable

Tableau 2-1 : Besoins domestiques de l'agglomération.....	12
Tableau 2-2 : Evaluation des besoins sanitaires	12
Tableau 2-3 : Evaluation des besoins scolaires	13
Tableau 2-4 : Détermination des besoins administratifs	13
Tableau 2-5 : Détermination des besoins socioculturels	14
Tableau 2-6 : Détermination des besoins en eau commerciaux	14
Tableau 2-7 : Besoins moyens en eau potable	14
Tableau 2-8 : Débit maximum et minimum	17
Tableau 2-9 : Débits horaires maximal et minimal	18
Tableau 2-10 : Répartition des débits horaires	19

Chapitre -3- : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau 3-1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.....	26
Tableau 3-2 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe.....	27
Tableau 3-3 : Calcul des diamètres et des vitesses (cas de pointe)	31
Tableau 3-4 : Pressions nodales du réseau (Cas de pointe).....	32
Tableau 3-5 : Paramètres hydrauliques du réseau « Cas de pointe»	33
Tableau 3-6 : Pressions nodales du réseau (Cas de pointe + incendie).....	34
Tableau 3-7 : Paramètres hydrauliques « Cas de pointe + incendie ».....	35

Chapitre -4- : les reservoirs d'alimentation en eau potable de l'agglomeration

Tableau 4-1 : Détermination de la capacité du réservoir.....	41
--------------------------------------------------------------	----

Chapitre -6- : Etude du coup de bélier en écoulement gravitaire

Tableau 6-1 : Loi de manœuvre du robinet vanne	58
Tableau 6-2 : Calcul des paramètres adimensionnels du coup de bélier.....	59

Chapitre -7- : Pose de canalisation

Tableau 7-1 : Récapitule les résultats obtenus par les trois méthodes	72
Tableau 7-2 : Choix du coefficient du talus	75

Chapitre -8- : Organisation de chantier

Tableau 8-1 : Détermination des délais.....	86
---------------------------------------------	----

Liste des Figures

Chapitre -1- : Présentation de la zone d'étude

Figure 1-1 : Géologie du sol de Bormadia. (DHW de Relizane)	3
Figure 1-2: Réseau hydrographique du Chéouiff	6
Figure 1-3 : Images satellitaires du schéma de l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Relizane	9

Chapitre -2- : Evaluation des besoins en eau potable

Figure 2-1 : Histogramme de consommation horaire.....	20
Figure 2-2 : Courbe cumulée de la consommation.....	20

Chapitre -3- : Dimensionnement du réseau de distribution

Figure 3-1 : Schéma représente la répartition arbitraire du débit (cas de pointe)	29
Figure 3-2 : Schéma représente la répartition arbitraire du débit (cas de pointe +incendie)	30
Figure 3-3 : vitesses et pressions pour le cas de pointe.....	36
Figure 3-4 : Vitesses et pressions cas de pointe plus incendie	37

Chapitre -5- : Accessoires du réseau

Figure 5-1 : Robinet vanne de sectionnement	45
Figure 5-2 : Les vannes papillons.....	45
Figure 5-3 : Ventouse à deux flotteurs	48
Figure 5-4 : Ventouse à un seul flotteur	48
Figure 5-5 : Régulateur de pression amont.....	49
Figure 5-6 : Bouche d'incendie	51

Chapitre -6- : Etude du coup de bélier en écoulement gravitaire

Figure 6-1 : Loi de manœuvre de fermeture.....	59
------------------------------------------------	----

Chapitre -7- : Pose de canalisation

Figure 7-1 : La forme des tranchées.....	63
Figure 7-2 : Le mode de pose de la canalisation	64
Figure 7-3 : Epure des contraintes extérieures s'exerçant sur une conduite enterrée ..	65
Figure 7-4 : Différentes forces agissantes sur la canalisation	67
Figure 7-5 : Pose de canalisation avec ancrages	68
Figure 7-6 : Canalisation en tranchée étroite expliquant la théorie de Martson.....	69
Figure 7-7 : Epure des pressions externes sur la canalisation obtenues expérimentalement	73

Liste des planches

Planche N°1 : Réseau de distribution de Bormadia (W.RELIZANE).

Planche N°2: Profil piézométrique en long des tronçons R-7-8-9-10-11-13-14-15-16-4-3-2-1-7-R.

Planche N°3 : Profil piézométrique en long des tronçons R-7-12-11-13-5-6-7-R.

Planche N°4 : Schéma détaillés du réseau.

Planche N°5 : Pose de canalisation.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Actuellement l'agglomération de Bormadia, localité annexée à la ville de Relizane, reconnaît un problème au point de vue distribution d'eau lié à plusieurs facteurs. Le problème primordial réside dans une anarchie dans la conception de son réseau de distribution qui est de type ramifié et voir même dans son dimensionnement.

Ce problème s'explique par des fuites importantes notamment la nuit qui ont perturbés la consommation d'eau chez les habitants et bien sur des baisses de pression .Ces dernières sont dues le plus souvent aux faibles diamètres rencontrés au niveau de certains quartiers.

Un réservoir de capacité 4000 m³, semi enterré, implanté au milieu de cette localité, est destiné à alimenter en eau potable la ville de Relizane et ses annexes (y compris Bormadia) même à un horizon. Il est à signaler que maintes opérations dans le cadre de la gestion et l'exploitation ont été programmées et exécutées dont les résultats convergents vers la mise en quarantaine de ce réseau.

Dans cette optique, notre projet d'étude a pour but la réalisation d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable fiable qui permettra d'assurer un débit suffisant et une pression optimale pour chaque consommateur.

Chapitre-1-:

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1- Introduction

Dans tout projet hydraulique tel que celui d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude ; il est nécessairement utile de procéder à la collecte des données caractérisant la situation démographique, topographique et notamment hydraulique. Ces données servent de base pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques formant le système appelé à mettre de l'eau potable à la disposition des consommateurs de cette zone d'étude. A travers ce chapitre, nous allons exposer toutes ces étapes en détail afin de proposer la variante la plus adéquate du projet

1.2- Situation géographique

L'agglomération de Bormadia, faisant partie du chef-lieu de la wilaya de Relizane, s'étend sur une superficie d'environ 294,42 ha, dont 210,40 ha comme superficie urbanisée et 84,02 ha comme zone d'extension. Cette agglomération est limitée

- Au Nord, par la commune de Relizane ;
- Au Sud, par la commune de Sidi M'hammed Benaouda;
- A l'Est par la commune de Zemmoura et Dar Benabdellah;
- A l'Ouest par la commune de Bendaoud.

1.3- Données naturelles du site

1.3.1- Situation Topographique

Il existe deux zones distinctes sur le secteur d'étude :

- La première zone à l'Ouest située entre le périmètre urbain et Oued Mina, est caractérisée par une faible pente (Zone A d'altitude variant entre 80 et 90 m), formant la vallée de ce dernier.
- La deuxième à l'Est avec de forte pente (Zone B, d'altitude allant de 90 à 169m).

Chapitre-1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.3.2- Analyse géologique :

La géologie du sol joue un rôle très important du point de vue économie et stabilité, car elle détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à mettre en place sur chantier.

Le périmètre urbain et les parties centrales des bassins versants du secteur d'étude se caractérisent par des formations argileuses sur une assise de marne. L'ensemble du secteur urbain se trouve situé dans une dépression inondable de très faible pente, où se déposent les sédiments, produits de l'érosion hydrique,

Le schéma représentatif ci-après représente les résultats de la diagraphie établie en 2009 par le bureau d'étude (DialogHGS) sur le sol de l'agglomération de Bormadia. (Figure1-1)

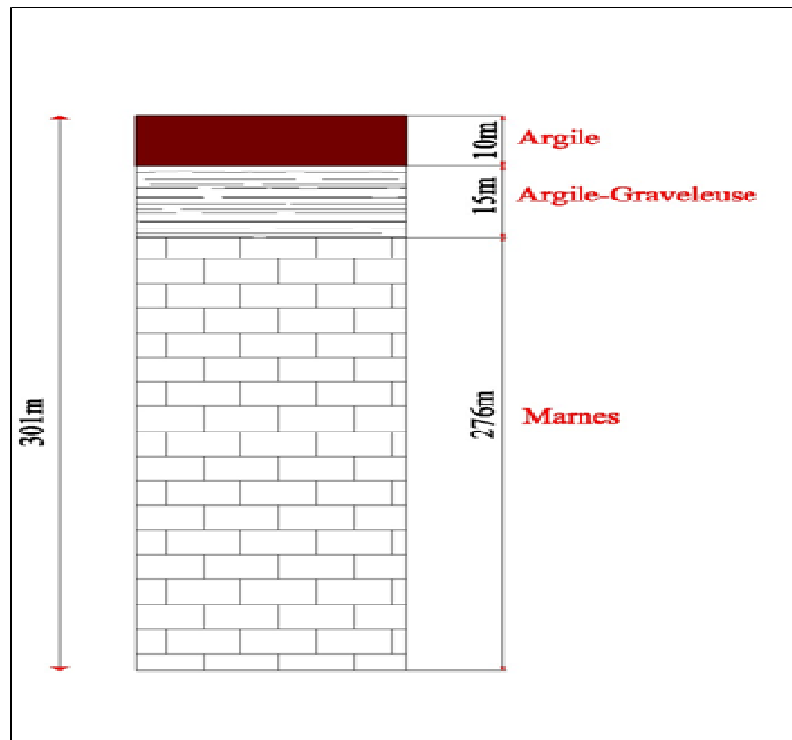


Figure 1-1: géologie du sol de Bormadia. (DHW de Relizane)

1.3.3- Hydrogéologie :

Sur notre zone d'étude, trois forages de reconnaissance ont été réalisés. Les résultats obtenus ne sont pas très satisfaisants car le débit soutiré est de 10 l/s qui restent insuffisant pour les besoins de la population.

Les résultats de la diagraphie établie auparavant affirment l'absence des nappes phréatiques.

Chapitre-1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.3.4- Situation climatique

a-Climat

Notre agglomération d'étude est de type semi-aride. Elle se caractérise par un hiver doux et un été chaud et sec.

b-Température

Les températures sont basses en hiver (Décembre, Janvier et Février) et augmentent d'une façon régulière jusqu'au maximum atteint en juillet et Août.

La température maximale est enregistrée au mois d'août avec 27°C et la température minimale au mois de Janvier de 6°C. (Tableau1-1)

Tableau 1-1 : Répartition mensuelle des températures moyennes en (°C) ;

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy annuelle
T mensuelle °C	22	16	11	7	6	8	10	13	17	21	26	27	15.5

Source:ONM de Relizane

c- Humidité

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau suivant

Tableau 1-2 : Humidités moyennes mensuelles

Mois	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	juin	Juil	Aout	sept	Oct	nov	dec
Humidité %	59	47	41	46	42	38	41	32	45	58	58	47

Source:ONM de Relizane

d- Les vents

Les directions dominantes des vents sont celles de l'Ouest au Nord- Est. Les vents de l'Ouest sont dominants pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps. La vitesse des vents est donnée dans le tableau (1-3).

Tableau 1-3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents

Mois	Janv	Fev	mars	avril	mai	juin	Juil	aout	sept	Oct	nov	dec
V (m/s)	2.4	3,1	3.3	3,2	3.4	3.2	3	3,1	2.9	2.7	2,5	2.7

Source :ONM Relizane

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.3.5- Pluviométrie

La pluviométrie se distribue de façon irrégulière dont la majorité tombe en hiver et se répartie en 65 jours par an. Un maximum est atteint pendant la période (octobre-janvier) et pratiquement nulle pendant l'été. Parfois il y'a de violents orages qui peuvent se manifester en hiver. Les intensités sont si fortes parfois qu'elles provoquent des crues augmentant le débit de charriage dans les oueds.

Tableau 1-4: Répartition mensuelles de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique 1968-2007 station de Relizane, Code : (01 35 05)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	Aout
p (mm)	10,5	39,5	33,7	30,8	21,7	29,7	34,9	10,5	10	2,4	3,9	6,7

1.3.6- Hydrographie

D'après la carte d'état-major de la nouvelle ville de Relizane (Bormadia), nous remarquons qu'elle est située entre deux cours d'eau (Figure 1- 4).

- Un oued temporaire à l'Est et Oued MINA à l'Ouest drainant ainsi une superficie de 4900 Km² au droit du barrage Sidi M'Hammed Benaouda. Oued Mina est parmi les principaux affluents de Oued Chélif. Il parcourt une distance de 135km environ entre les barrages de Bakhada et Sidi M'hamed Benaouda, avec une orientation Sud-Est, Nord-Est.

Durant ce parcours, Oued Mina reçoit quelques affluents: Oued Haddad, Oued El Abd, Oued Taht et Oued Medroussa .Ce dernier véhicule en plus des eaux pluviales, les eaux des lâchés du barrage « Essaada » commune de Sidi M'hammed Benaouda située à 20km de la nouvelle ville de Relizane.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

- Secteur urbanisé : Ce secteur comprend au total 4900 logements existant actuellement. (APC de Relizane)
- Une université qui renferme une superficie de 80ha comprenant deux cités universitaires.
- Secteur non urbanisable : Comprend la zone archéologique à préserver.

1.5- Encombrement du sous-sol

Le sous-sol de cette agglomération dispose de plusieurs réseaux divers (gaz, électricité, alimentation en eau potable, assainissement).

1.6- Situation hydraulique

1.6.1- Alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de la nouvelle ville est assurée par le barrage Essaada (159 Hm³) situé à 5Km de la commune de Sidi M'hamed Benaouda et à 24km du chef-lieu de la wilaya. L'eau est acheminée gravitairement vers un bassin de décantation de 2400m³ à 8km du barrage, ensuite amenée jusqu'à la station de traitement située dans la ville de Relizane. L'eau traitée est refoulée vers sept réservoirs de stockage. La nouvelle ville bénéficie de l'alimentation en eau potable gravitairement de ces derniers vers un réservoir de capacité de 4000m³.

a-Stockage

Actuellement, la ville de Relizane est alimentée par quatre (04) ouvrages de stockages implantés dans la partie haute de la ville, au quartier Fortin. La capacité totale de stockage actuelle est de 20000 m³.

- 2 X 3000 m³.
- 2 X 5000 m³.
- 4 X 800 m³.
- 2 X 400 m³.

Notons qu'un stockage de 4000 m³ est destiné à l'alimentation de la localité de Bormadia.

b-Réseau de distribution

Après plusieurs visites effectuées sur site, nous avons constaté plusieurs anomalies liés au réseau existant à savoir :

Chapitre-1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

- 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 raccordement.
- L'eau rougeâtre après ouverture des robinets de puisage ; ceci est dû certainement à une corrosion.
- Quelques sous dimensionnements engendrant des chutes de pression au niveau des zones où la consommation est importante.
- Une pérennité du réseau incertaine.

Les longueurs du réseau de distribution et d'adduction sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau1-5 : Réseau de distribution et d'adduction d'AEP.

Réseau d'AEP	Longueur (km)
Distribution	10,8
Adduction	29

Source: ADE de Relizane.

Pour plus d'éclaircissement, nous représentons le schéma suivant qui représente le système d'alimentation en eau potable de Bormadia (figure 1-3)

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

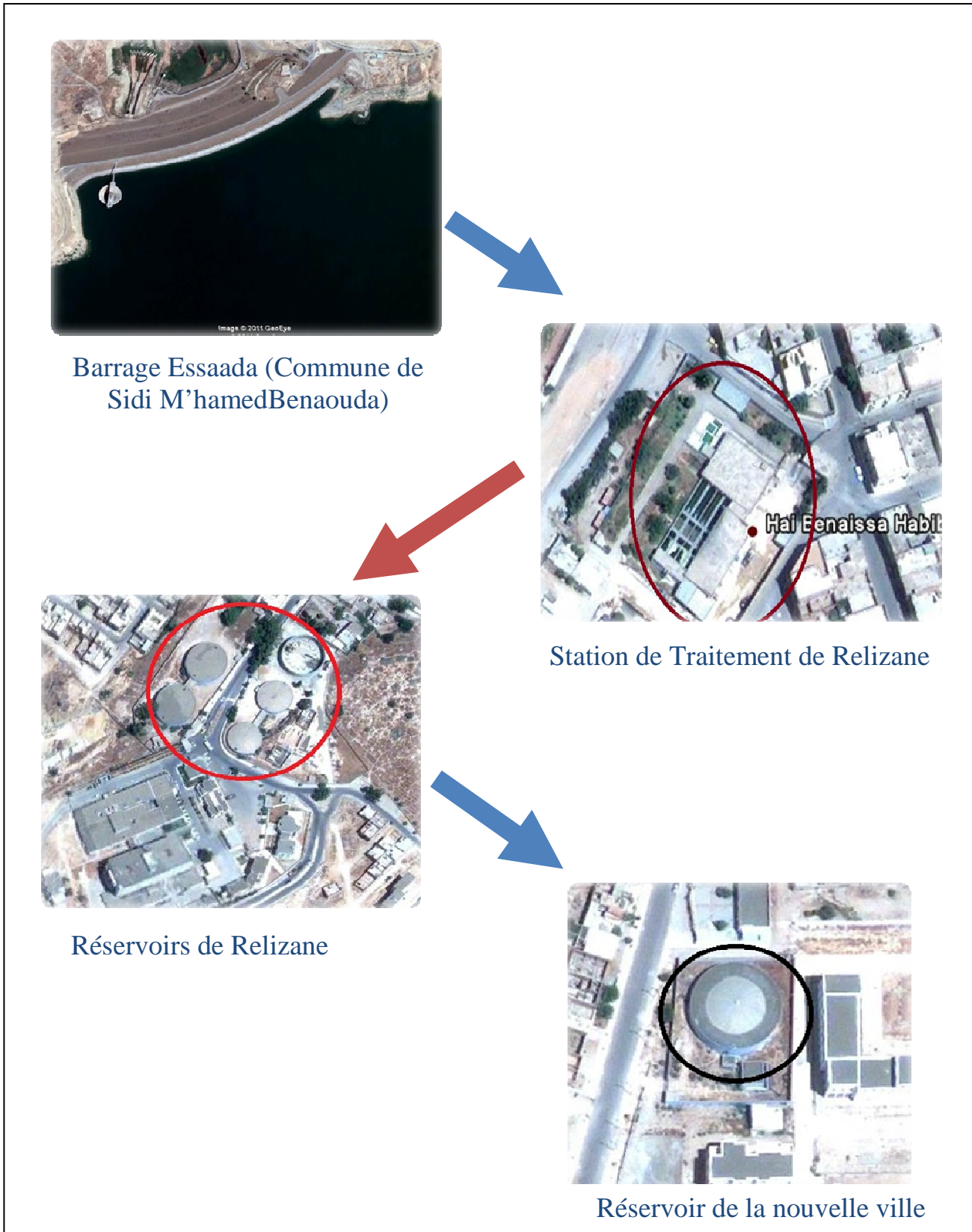


Figure 1-3 : Images satellitaires du schéma de l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Relizane (Bormadia). (Source de renseignement : Google Earth).

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.7- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. La situation actuelle du réseau de distribution, notamment son état vétuste et l'extension de l'agglomération nous poussent à redimensionner ce réseau. Vue la géologie du sol, le comportement mécanique sol conduite est d'une nécessité primordiale.

Enfin, ce chapitre nous servira de base pour tout dimensionnement des ouvrages formant le système à projeter.

Chapitre-2- :

***EVALUATION DES BESOINS EN EAU
POTABLE***

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.1- Introduction

Un projet d'alimentation en eau potable nécessite un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, (domestique, publique, industrielle et d'incendie). Chaque catégorie de consommateur demande une certaine dotation en eau en fonction des ressources disponibles pour l'agglomération.

La consommation d'eau, variable en fonction du consommateur, n'est pas connue dans le temps. La détermination du débit consommé ou de dimensionnement n'est à la base que d'une estimation des besoins en eau. Elle est tributaire d'une norme de consommation fixée pour chaque catégorie de consommateur, et qui est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...) [11]

2.2- Estimation de la population future :

La détermination des besoins en eau nécessite d'abord une estimation de la population pour horizon fixé ultérieurement qui est dans notre cas prévu pour 2028. La relation suivante nous sert de base pour cette estimation en prenant comme horizon de référence 2008.

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad (2-1)$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon futur (hab).

P_0 : population de l'année de référence (hab), 2008 qui est de 16986 hab.

τ : taux d'accroissement annuel de la population pris égal à 2.53%.

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon futur : 2028

Ainsi la population est estimée à : $P_{2028}=27997$ hab.

2.3- Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière, exprimée en mètre cube par jour, sera calculée en tenant compte de la norme unitaire moyenne journalière fixée et le nombre d'usagers formant la catégorie de consommateurs de l'agglomération.

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

$$Q_{moyj} = \sum_{i=1}^n \frac{q_i \times N_i}{100} \left[\frac{m^3}{j} \right] \quad (2-2)$$

Avec :

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- q_i : dotation moyenne journalière pour chaque type de consommateur en $l/j/hab$;
- N_i : nombre de consommateurs formant la catégorie

2.4- Besoins en eau par catégorie :

2.4.1- Besoins domestiques

Dans une agglomération, les besoins domestiques dépendent essentiellement de développement sanitaire, les habitudes de la population et le nombre d'habitants. Pour les petites agglomérations, la dotation est de l'ordre de 100 à 150 $l/j/hab$. Elle est de 150 à 200 $l/j/hab$ pour les agglomérations de moyenne importance, et de 200 à 300 voire 400 $l/j/hab$ pour les grandes villes[5].

D'une façon estimative, nos calculs peuvent être menés sur la base d'une dotation de 200 $l/j/hab$ pour l'horizon de calcul. (Tableau 2-1)

Tableau 2-1: Besoins domestiques de l'agglomération :

Horizon	Population (hab)	Dotation ($l/j/hab.$)	Q_{moyj} (m^3/j)
2008	16986	150	2547.9
2028	27997	200	5599.4

2.4.2-Besoins sanitaires :

Pour ces besoins, notre agglomération compte un centre de santé, et une salle de soins recevant en moyenne 50 malades par jour .Ainsi cette catégorie de consommateurs exige les besoins suivants (tableau 2-2) :

Tableau 2-2 : évaluation des besoins sanitaires :

Structure	Unité	Nombre	Dotation ($l/j/unité$)	Q_{moyj} (m^3/j)
Centre de santé	Patient	50	300	15
Salle de soin	Patient	50	300	15
Total				30

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.4.3-Besoins scolaires :

Le recensement effectué au niveau de l'agglomération montre que la catégorie scolaire est composée de toute nature de formation : primaire, secondaire, stagiaire, comme l'indique le tableau (2-3).

Tableau 2-3 : Evaluation des besoins scolaires

Structure	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Ecoles	1820	10	18.20
CEM	2132	10	21.32
Lycées	2270	10	27.70
CFPA	116	10	1.16
Université	10512	10	105.12
		Total	173.5

2.4.4- Besoins administratifs en eau :

En principe les besoins administratifs sont rapportés par rapport à l'unité de surface de chaque établissement. La seule donnée qui nous a été parvenue est celle du nombre d'individus pour chaque structure qui nous permet d'estimer d'une façon approchée ces besoins.(Tableau 2-4).

Tableau 2-4 : détermination des besoins administratifs

Structure	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
AnnexeA.P.C	Fonctionnaire	12	15	0.18
AnnexeP.T.T	Fonctionnaire	10	15	0.15
2 Centres de Police	Fonctionnaire	56	15	0.84
ADE	Fonctionnaire	18	15	0.27
Centre culturel	Fonctionnaire	30	15	0.45
			Total	1.89

2.4.5 -Besoins socioculturels en eau potable :

La détermination de ces besoins en eau est très difficile à déterminer vu la difficulté d'estimation du nombre d'usagers. Le tableau (2-5) présente d'une façon approchée l'évaluation de ces besoins.

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau 2-5 : détermination des besoins socioculturels.

Structure	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Mosquées	Fidèle	1024	5	5.12
Stade	Vestiaire	20	25	0.5
Terrain omnisport	Vestiaire	22	25	0.55
Terrain de foot	Vestiaire	18	25	0.45
Bain	Personnes	120	25	3
			Total	9.62

2.4.6 -Besoins commerciaux en eau :

Dans cette agglomération, les besoins en eau destinés aux restaurants sont très remarquables par rapport à ceux commerciaux comme le montre le tableau (2-6).

Tableau 2-6 : détermination des besoins en eau commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Locaux commerciaux	m ²	120	5	0.6
Restaurant	Personne	50	35	1.75
Total				2.35

2.5- Récapitulation des besoins moyens en eau potable :

Les besoins moyens totaux en eau potable de notre agglomération sont donnés par le tableau (2-7)

Tableau 2-7: besoins moyens en eau potable

Catégorie des besoins	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Domestiques	5599,40
Sanitaires	30
Scolaires	173,50
Administratifs	1,89
Socioculturel	9,62
Commercial	2,35
Total	5816,76

2.6- Variations des débits de consommation dans le temps [11] :

Les variations dans le temps des débits de consommation sont souvent :

- annuelles et saisonnières qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération
- mensuelles dépendant de l'importance de la ville ;
- journalières dépendant du jour le plus chargé de la semaine.
- horaires dépendant du régime de consommation de la population d'une heure à l'autre.

2.6.1-Variations journalières

Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer la consommation maximale en utilisant le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum noté : K_{maxj} .

$$\text{Tel que :} \quad K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \quad (2-3)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier en m^3/j ;

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en m^3/j ;

K_{maxj} varie entre 1.1 et 1.3

Nous prenons : $K_{maxj}=1.3$

De même, il existe une consommation d'eau inférieure à celle moyenne caractérisée par un coefficient minimum d'irrégularité journalière, notée K_{minj} .

$$\text{Tel que :} \quad K_{min,j} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \quad (2-4)$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/h ;

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

Avec :

K_{minj} variant entre 0.7 et 0.9

Nous prenons $K_{minj}=0.8$

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.6.2-Variations horaires

Durant la journée la plus chargée, la consommation est variable d'une heure à l'autre donc il existe deux rapports de consommation par rapport à la moyenne

✓ *Coefficient d'irrégularité maximale horaire* $K_{max, h}$

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (2-5)$$

α_{max} : Coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, variable de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas nous prenons : $\alpha_{max} = 1,30$

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population pris pour notre cas égal à 1.15.

Ce qui nous donne un coefficient max horaire égal à :

$$K_{max, h} = 1,3 * 1.15 = 1.5$$

✓ *Coefficient d'irrégularité minimale horaire* $K_{min, h}$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire observable dans le réseau de distribution d'eau potable, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{min, h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (2-6)$$

α_{min} : Coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, variable de 0,4 à 0,6 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas

Nous prenons : $\alpha_{min} = 0,6$

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, pris égal à 0.6.

Ce qui nous donne un coefficient de :

$$K_{min, h} = 0.6 * 0.6 = 0,36$$

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.7- Détermination des débits journaliers :

2.7.1- Débit maximal journalier

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du système d'alimentation en eau potable.

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{moy}, j} (\text{m}^3/\text{j}) \quad (2-7)$$

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

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

2.7.2- Débit minimal journalier :

C'est le débit de la journée où la consommation est minimale. Il est donné par :

$$Q_{\min, j} = K_{\min, j} \times Q_{\text{moy}, j} (\text{m}^3/\text{j}) \quad (2-8)$$

$Q_{\min, j}$: Débit minimum journalier en m^3/j ;

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

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau (2-8):

Tableau 2-8: débit maximum et minimum

$Q_{\text{moy}, j}$ (m^3/j)	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j}$ (m^3/j)	$K_{\min, j}$	$Q_{\min, j}$ (m^3/j)
5816,76	1.3	7561.79	0,8	4653.41

2.8- Détermination des débits horaires

2.8.1 - Débits horaires :

Le débit moyen horaire comme base de calcul est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy}, h} = \frac{Q_{\max, j}}{24} (\text{m}^3/\text{h}) \quad (2-9)$$

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

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

$$Q_{\text{moy}, h} = \frac{Q_{\max, j}}{24} = \frac{7561.79}{24} = 315,07 \text{ m}^3/\text{h}$$

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.8.2 -Débit maximum horaire :

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

$$Q_{max, h} = K_{max, h} \times Q_{moy, h} \quad (m^3/h) \quad (2-10)$$

$Q_{max, h}$: Débit maximal horaire en m^3/h

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

2.8.3-Débit minimum horaire :

C'est le débit minimal lors de la consommation, il se produit principalement pendant la nuit. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min, h} = K_{min, h} \times Q_{moy, h} \quad (m^3/h) \quad (2-11)$$

$Q_{min, h}$: Débit minimal horaire (m^3/h)

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

Tableau 2-9: Débits horaires maximal et minimal

$Q_{moy, h}$ (m^3/h)	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ (m^3/h)	$K_{min, h}$	$Q_{min, h}$ (m^3/h)
315.07	1,5	472.61	0,36	113.43

2.9- Régime de consommation [8]

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grandes variations. Elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération.

Dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, faible à certaines heures et très importante à d'autres. Cette consommation horaire est déterminée expérimentalement au moyen d'un analyseur de débit placé à la sortie d'un réservoir d'alimentation en fonction du nombre d'habitants. En fonction du nombre d'habitants de notre agglomération et tenant compte de l'annexe

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

N°01 nous fixons le régime de consommation propre à cette agglomération donné par le tableau (2-10).

Tableau 2-10: Répartition des débits horaires

Heures	Le débit horaire		Le débit cumulé	
	$Q_{\max,j} = 7561.79 \text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max,j}$	
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.50	113.43	1.50	113.43
1-2	1.50	113.43	3.00	226.86
2-3	1.50	113.43	4.50	340.29
3-4	1.50	113.43	6.00	453.72
4-5	2.50	189.04	8.50	642.76
5-6	3.50	264.66	12.00	907.42
6-7	4.50	340.28	16.50	1247.70
7-8	5.50	415.90	22.00	1663.60
8-9	6.25	472.61	28.25	2136.21
9-10	6.25	472.61	34.50	2608.82
10-11	6.25	472.61	40.75	3081.43
11-12	6.25	472.61	47.00	3554.04
12-13	5.00	378.09	52.00	3932.13
13-14	5.00	378.09	57.00	4310.22
14-15	5.50	415.90	62.50	4726.12
15-16	6.00	453.71	68.50	5179.83
16-17	6.00	453.71	74.50	5633.54
17-18	5.50	415.90	80.00	6049.44
18-19	5.00	378.09	85.00	6427.53
19-20	4.50	340.28	89.50	6767.81
20-21	4.00	302.47	93.50	7070.28
21-22	3.00	226.85	96.50	7297.13
22-23	2.00	151.24	98.50	7448.37
23-24	1.50	113.43	100	7561.80
Total	100			

A travers le tableau (2-10), nous constatons que le débit maximum horaire est de 472,61 m^3/h qui survient entre 8 h et 12 h et le débit minimum horaire est de 113,43 m^3/h qui s'observe pendant la nuit.

Nous pouvons donc tracer les graphes :

EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

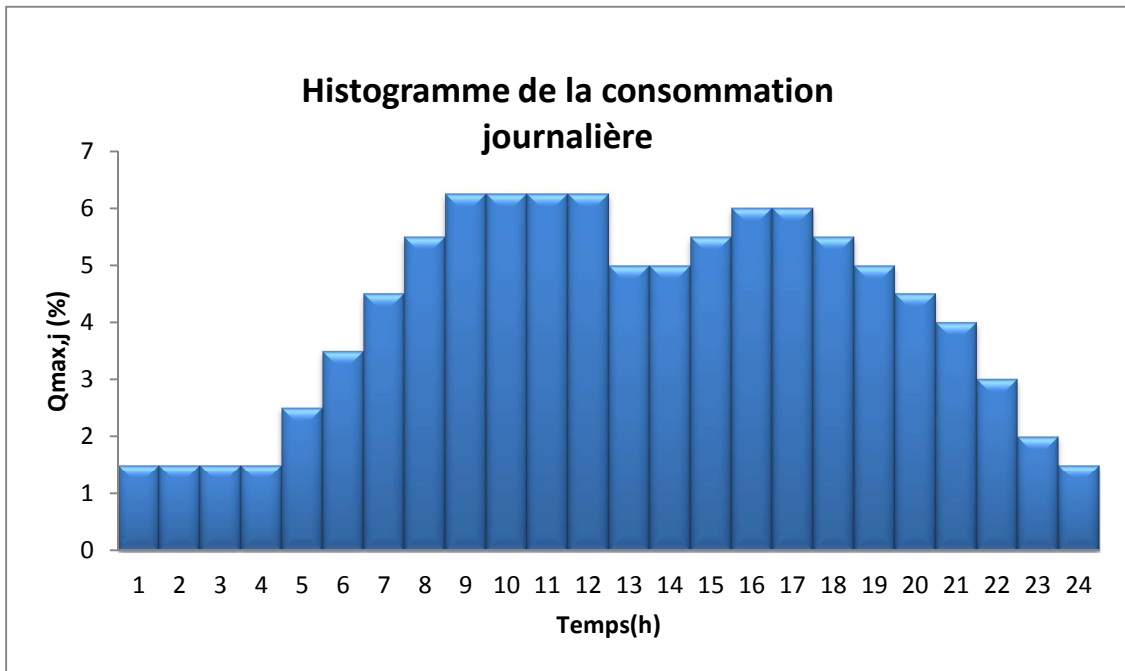


Figure 2-1 : Histogramme de consommation journalière

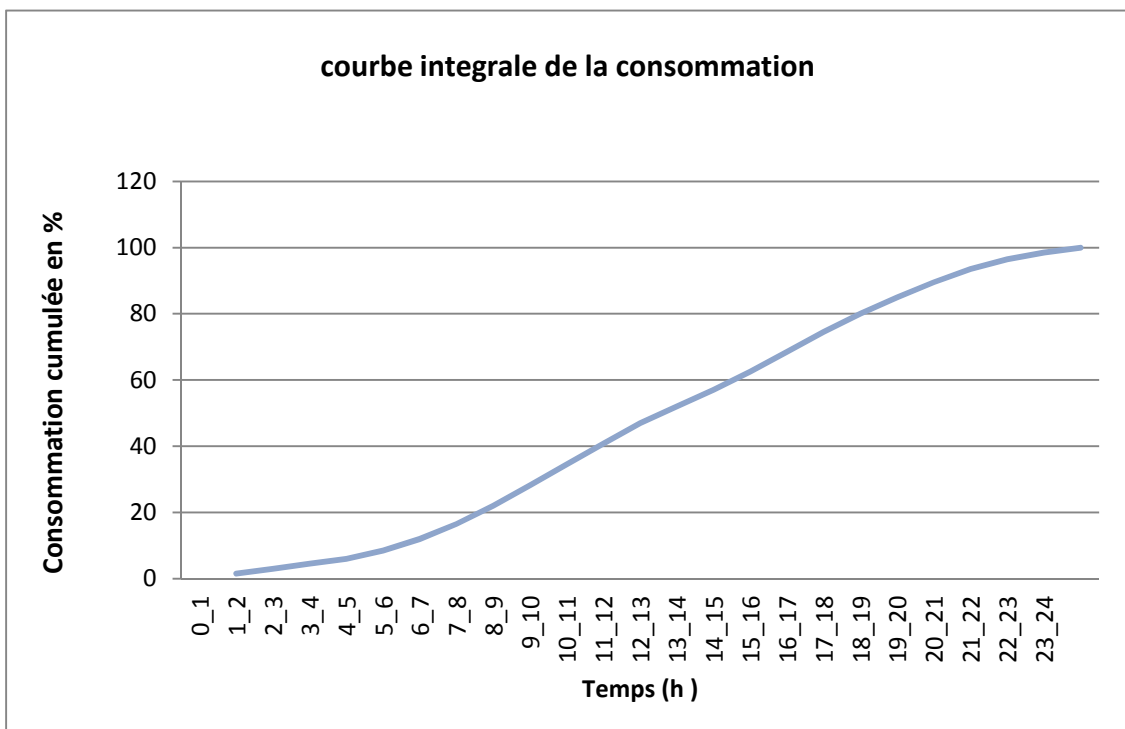


Figure 2-2 : Courbe intégral de la consommation

2.10- Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons pu collecter presque la totalité des informations qui nous serviront de base pour entamer tout dimensionnement des ouvrages composant le système d'alimentation en eau à projeter pour notre agglomération. Vu le manque de statistiques relatives à la consommation en eau potable, les dotations ont été prises d'une façon forfaitaire pour avoir un régime de consommation probable nécessaire à ce dimensionnement. Ces besoins ont été calculés dans l'hypothèse que les ressources en eau sont disponibles à partir d'un réservoir proposé.

Chapitre-3- :
***DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
DE DISTRIBUTION***

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

3.1-Introduction

Après avoir calculé les besoins en eau potable de notre agglomération, il convient d'en assurer la distribution dans les conditions les mieux adaptées aux circonstances de lieu et de temps.

Cette distribution sera assurée par un réseau dont la structure dépend de la configuration de notre agglomération tout en assurant des débits et des pressions suffisants durant la période de forte consommation. Ce réseau sera alimenté par un réservoir de type semi enterré déjà existant, se trouvant à l'intérieur de l'agglomération. Bien entendu, ce réservoir, dont le volume est important, est appelé également à alimenter d'autres agglomérations.

3.2- Choix du type de réseau [4]:

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

Hormis l'université, notre agglomération ne possède aucun autre type de consommateurs ayant une grande affinité en eau potable. Nous constatons à travers le plan de masse, que la répartition des habitations est bien structurée facilitant ainsi un tracé adéquat du réseau de telle façon à assurer une répartition équitable des pressions et débits.

D'une façon générale, suivant la structure et l'importance de l'agglomération, nous décrivons d'une façon succincte trois schémas de réseaux de distribution, à savoir :

3.2.1- Le réseau ramifié :

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau. Il est destiné pour des agglomérations dont la densité est éparse. Il peut être combiné à un réseau maillé.

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

3.2.2- Le Réseau étagé :

Le réseau étagé est destiné pour des agglomérations dont les différences de niveau sont très importantes. L'existence d'un réservoir unique placé en un point haut donne de fortes pressions aux points les plus bas lors de la distribution (normes de pressions ne sont pas respectées).

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau. Ce type de réseau ne concerne pas notre agglomération, vu sa topographie.

3.2.3- Le réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant le tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution en retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Vu ses avantages, ce type de réseau convient bien pour notre agglomération étant donné sa structure et sa configuration.

3.3- Principe du tracé du réseau choisi [5] :

Pour notre agglomération, le type de réseau choisi comme maillé exige un certain procédé pour son tracé. Pour ce faire il est essentiel de disposer au moins du plan topographique de la zone concernée par l'étude. En général, le tracé du réseau obéit à un certain principe qui est le suivant :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants : pour notre agglomération ce type de consommateurs fait abstraction.

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante, qui est notre cas

- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs de forte densité.

- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.

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

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

qui sont renforcées soit par d'autres conduites secondaire formant un réseau ramifié , soit tout simplement par des conduites de branchement .

3.4- Choix du type de matériaux :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture, le transport et la pose [2].

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en P.E.H.D qui présentent les avantages suivants :

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage.
- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Facilité de transport et stockage
- ✓ Souplesse d'utilisation
- ✓ Légèreté et facilité d'utilisation
- ✓ Résistance aux conditions climatiques
- ✓ Un bon rapport qualité-prix
- ✓ Durée de vie plus de 50 ans
- ✓ Résistance aux produits chimiques

Le seul inconvénient c'est la nécessité une grande technicité pour la jonction.

3.5- Calcul hydraulique du réseau maillé :

Le dimensionnement du réseau maillé exige comme base la détermination des débits. Nous devons donc déterminer :

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé non compris les tronçons assurant le service d'extrémité, puis effectuer :
- la somme de ces longueurs.
- les débits routes pendant les heures considérées de pointe.
- le débit spécifique à partir des débits en route.
- les débits supposés concentrés aux nœuds (débits nodaux).
- vu leur difficulté de détermination nous supposons par hypothèse que les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires de chaque tronçon formant la maille.

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

3.5.1-Détermination des débits :

3.5.1.1- Débit route :

Il est défini comme étant le débit de consommation repartit uniformément le long d'un tronçon du réseau, puisque nous ne connaissons pas la loi de consommation des habitants le long d'un tronçon quelconque. Ce débit sera calculé par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad (3-1)$$

Avec

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

Q_{cons} : débit consommé (l/s)

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

3.5.1.2- Débit spécifique :

Etant donné que les habitudes des habitants sont mal connues, nous pouvons prendre comme hypothèse que les tronçons distribuent le débit en route par mètre linéaire

Par conséquent ce débit spécifique sera défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad (3-2)$$

Q_{spc} : débit spécifique (l/s/m).

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route (m).

3.5.1.3- Débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque nœud du réseau; il nous indique la consommation des habitants supposés entourant ce nœud et il est donné par la relation suivante :

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

$Q_{n,i}$: débit au nœud i de consommation (l/s)

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

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud (l/s)

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Vu le système de distribution adopté qui est le cas de réservoir de tête, il en résulte deux fonctionnements hydrauliques : cas de pointe et de pointe +incendie.

3.5.1.4- Cas de pointe :

La figure (2-3) nous montre que le débit maximum consommé se trouve entre 8 heures et 12 heures, et qui est de l'ordre de 131,28 l/s. Notre agglomération n'est pas dotée de gros consommateurs et par conséquent les débits concentrés sont nuls.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 472.61 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

Donc

$$Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = 131,28 \text{ l/s}$$

La somme des longueurs assurant le service en route est de : 10034,49m; il en résulte donc un débit spécifique de :

$$Q_{\text{spc}} = 131,28 / 10034,49 = 0,013 \text{ l/s/m}$$

Tableau 3-1 : récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe

période de pointe (8 heures à 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	131,28
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	131,28
	$\sum L_i$ (m)	10034,49
	Q_{spc} (l/s/m)	0.013

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

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 3-2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tronçons	Longueurs Géométriqu(m)	Longueur équivalente(m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)
1	1*2	487,66	560.81	0.013	6,380	8,139
	1*7	756,57	870.06		9,898421	
2	1*2	487,66	560.81		6,380	12,109
	2*6	844,03	970.63		11,042	
	2*3	519,42	597 .33		6,796	
3	3*2	519,42	597 .33		6,796	9,925
	3*4	977,84	1147 .52		13,055	
4	4*5	126,63	145.62		1,657	7,922
	4*16	86,62	99.61		1,133	
	4*3	977,84	1147 .52		13,055	
5	5*4	126,63	145.62		1,657	7,101
	5*6	188,84	217.17	2,471		
	5*13	770,14	885.66	10,076		
6	6*5	188,84	217.17	2,471	10,133	
	6*2	844,03	970.63	11,042		
	6*7	516,20	593.63	6,753		
7	7*1	756,57	870.06	9,898	12,988	
	7*8	188,83	217.15	2,470		
	7*12	532,86	602.44	6,854		
	7*6	516,20	593.63	6,753		
8	8*9	659,80	758 .77	8,632	5,551	
	8*7	188,83	217.15	2,470		
9	9*8	659,80	758 .77	8,632	8,306	
	9*10	610,00	701.50	7,981		
10	10*9	610,00	701.50	7,981	6,636	
	10*11	404,53	465.21	5,292		
11	11*10	404,53	465.21	5,292	8,382	
	11*12	489,41	562.82	6,403		
	11*13	387,39	445.50	5,068		

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 3-2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe (suite)

<i>nœuds</i>	<i>tronçons</i>	<i>Longueurs Géométrique (m)</i>	<i>Longueur équivalente (m)</i>	<i>Q_{spec} (l/s/m)</i>	<i>Q_{route} (l/s)</i>	<i>$Q_{nœuds}$ (l/s)</i>
12	12*11	489,41	562.82	0.013	6,403	6,628
	12*7	532,86	602.44		6,854	
13	13*11	387,39	445.50		5,068	12,647
	13*5	770,14	885.66		10,076	
	13*14	775,90	892.29		10,151	
14	14*13	775,90	892.29		10,151	8,083
	14*15	459,82	528.79		6,016	
15	15*14	459,82	528.79		6,016	4,584
	15*16	241,00	277.15		3,153	
16	16*4	86,62	99.61		1,133	2,143
	16*15	241,00	277.15	3,153		

3.5.1.6- Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent, seulement nous devons ajouter le débit d'incendie estimé à 17l/s et qui sera donné par le réservoir. Ce débit considéré comme concentré sera soutiré du nœud n°14 supposé le plus défavorable.

Donc : $Q_{noeud\ 14} = 8.083 + 17 = 25.083\ l/s$

3.6- Répartition arbitraire des débits :

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

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

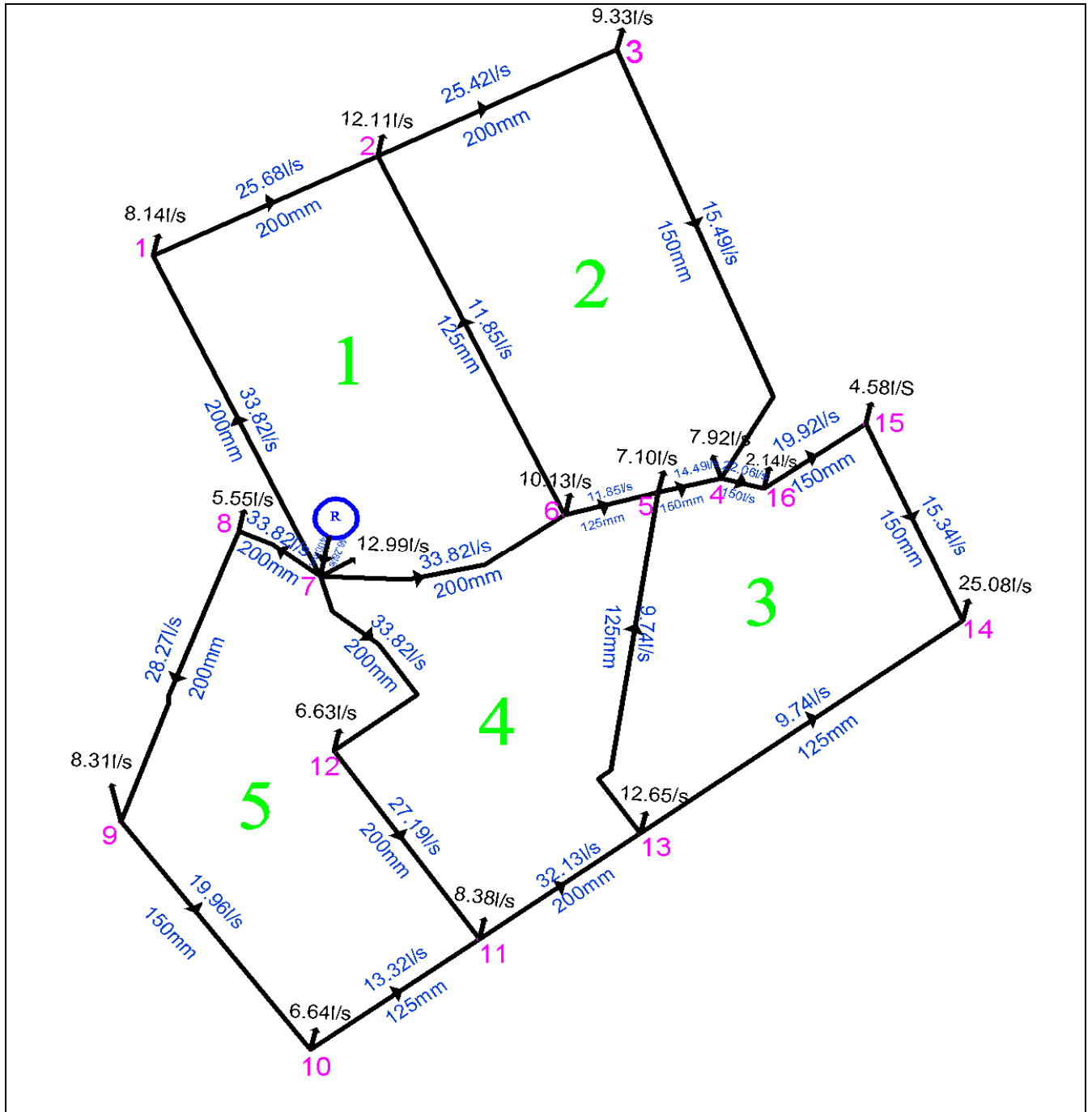


Figure 3-2 : Schéma représente la répartition arbitraire du débit (cas de pointe +incendie)

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

3.7- Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement [3]:

En introduisant le concept des débits limites et des vitesses limites et en fonction des débits de première approximation nous pouvons déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°2) et avec l'équation

de continuité nous déduisons la vitesse v correspondante : $V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2}$

Les résultats de calcul sont rassemblés dans le tableau (3-3) :

Tableau 3-3 : calcul des diamètres et des vitesses (cas de pointe)

tronçons	débit transit	diamètres	Vitesses
	(l/s)	(mm)	(m/s)
N1-N2	21.43	150	1.21
N1-N7	29.57	200	0.94
N2-N3	19.04	150	1.08
N2-N6	9.72	125	0.79
N3-N4	9.11	125	0.74
N4-N5	8.11	100	1.03
N4-N16	9.30	125	0.76
N5-N6	9.72	125	0.79
N5-N13	5.49	100	0.70
N6-N7	29.57	200	0.94
N7-N8	29.57	200	0.94
N7-N12	29.57	200	0.94
N8-N9	24.02	200	0.76
N9-N10	15.71	150	0.89
N10-N11	9.07	100	1.16
N11-N12	22.94	150	1.30
N11-N13	23.63	200	0.75
N13-N14	5.49	100	0.70
N14-N15	2.58	75	0.58
N15-N16	7.16	100	0.91
R-N7	131.28	350	1.34

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

3.8- Calcul des paramètres hydrauliques :

Après avoir introduit les diamètres dans le Water CAD, nous avons obtenus les résultats des deux cas (pointe et pointe plus incendie) représentés respectivement dans les tableaux (3-4), (3-5), (3-6) et (3-7) ci-après :

Tableau 3-4: Pressions nodales du réseau (Cas de pointe):

N° de nœud	Cotes du terrain	Débit	Cotes piézométriques	Pressions au sol
	m		M	m
1	91.00	8.14	116.0	25.0
2	101.00	12.11	115.0	14.0
3	101.50	9.93	114.4	12.9
4	101.70	7.92	113.8	12.1
5	103.00	7.10	114.2	11.2
6	101.00	10.13	116.5	15.5
7	95.00	12.99	118.8	23.8
8	92.00	5.55	118.3	26.3
9	83.00	8.31	117.1	34.1
10	80.00	6.64	115.6	35.6
11	81.00	8.38	115.2	34.2
12	80.00	6.63	116.5	36.5
13	83.00	12.65	114.4	31.4
14	84.00	8.08	113.0	29.0
15	85.00	4.58	113.4	28.4
16	91.00	2.14	113.6	22.6

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 3-5 : Paramètres hydrauliques du réseau « Cas de pointe »

Tronçon	Longueur Equivalente	Diamètre	Débit	Vitesse	Gradient de perte de charge.	Perte de charge
	m	mm	L/S	m/s	m/km	m
N1-N2	560.81	200	21.34	0.68	1.80	1.01
N1-N7	870.06	200	29.48	0.94	3.28	2.85
N2-N3	597.33	200	15.05	0.48	0.95	0.57
N2-N6	970.63	125	5.82	0.47	1.61	1.56
N3-N4	1147.52	150	5.12	0.29	0.52	0.60
N4-N5	145.62	150	15.05	0.66	2.42	0.35
N4-N16	99.61	150	8.94	0.51	1.46	0.15
N5-N6	217.17	125	16.37	1.33	10.90	2.37
N5-N13	885.66	125	2.46	0.20	0.33	0.29
N6-N7	593.63	200	32.32	1.03	3.89	2.31
N7-N8	217.15	200	24.88	0.79	2.40	0.52
N7-N12	602.44	200	31.61	1.01	3.74	2.25
N8-N9	758.77	200	19.33	0.62	1.50	1.14
N9-N10	701.50	150	11.02	0.62	2.15	1.51
N10-N11	465.21	125	4.38	0.36	0.95	0.44
N11-N12	562.82	200	24.98	0.80	2.42	1.36
N11-N13	445.50	200	20.98	0.67	1.75	0.78
N13-N14	892.29	125	5.86	0.48	1.63	1.45
N14-N15	528.79	100	2.22	0.28	0.80	0.42
N15-N16	277.15	150	6.80	0.38	0.88	0.24
R-N7	71.42	400	131.28	1.04	1.78	0.13

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 3-6: Pressions nodales du réseau (Cas de pointe + incendie)

N° de nœud	Cotes du terrain	Demande	Cotes	Pression au sol
	m		piézométriques	
1	91.00	8.14	114.3	24.3
2	101.00	12.11	112.7	13.0
3	101.50	9.93	111.6	11.6
4	101.70	7.92	109.6	9.8
5	103.00	7.10	110.3	9.0
6	101.00	10.13	114.9	14.8
7	95.00	12.99	118.7	23.7
8	92.00	5.55	117.9	26.2
9	83.00	8.31	116.0	33.7
10	80.00	6.64	113.1	34.6
11	81.00	8.38	112.7	32.6
12	80.00	6.63	114.9	35.6
13	83.00	12.65	110.7	29.1
14	84.00	8.08	101.1	19.5
15	85.00	4.58	108.0	25.0
16	91.00	2.14	109.1	20.0

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 3-7: paramètres hydrauliques « Cas de pointe + incendie »

tronçon	Longueur Equivalente	Diamètre	Débit	Vitesse	gradient de perte de ch.	Perte de charge
	m	mm	l/s	m/s	m/km	m
N1-N2	560.81	200	24.71	0.79	2.37	1.33
N1-N7	870.06	200	32.85	1.05	4.01	3.49
N2-N3	597.33	200	18.87	0.60	1.44	0.86
N2-N6	970.63	125	6.28	0.51	1.85	1.80
N3-N4	1147.52	150	8.94	0.51	1.46	1.68
N4-N5	145.62	150	15.42	0.87	4.01	0.58
N4-N16	99.61	150	16.44	0.93	4.52	0.45
N5-N6	217.17	125	20.98	1.71	17.25	3.75
N5-N13	885.66	125	1.54	0.18	0.14	0.12
N6-N7	593.63	200	37.39	1.19	5.10	3.03
N7-N8	217.15	200	27.26	0.87	2.84	0.62
N7-N12	602.44	200	37.80	1.20	5.20	3.13
N8-N9	758.77	200	21.71	0.69	1.86	1.41
N9-N10	701.50	150	13.40	0.76	3.09	2.17
N10-N11	465.21	125	6.76	0.55	2.12	0.99
N11-N12	562.82	200	31.17	0.99	3.64	2.05
N11-N13	445.50	200	29.55	0.94	3.30	1.47
N13-N14	892.29	125	15.36	1.25	3.68	3.28
N14-N15	528.79	100	9.72	1.24	12.32	6.51
N15-N16	277.15	150	14.30	0.81	3.49	0.97
R-N7	71.42	400	148.31	1.18	2.24	0.16

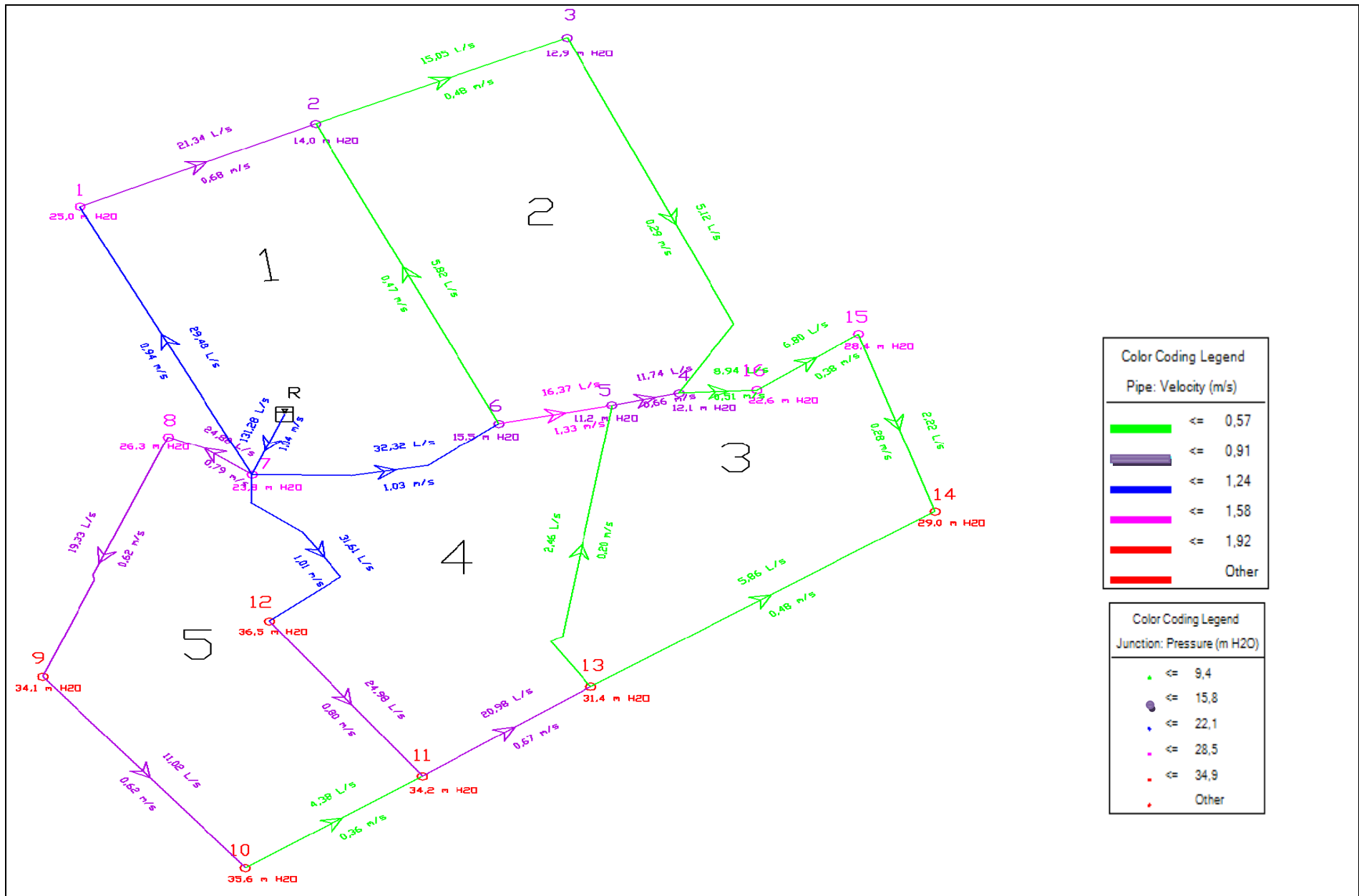
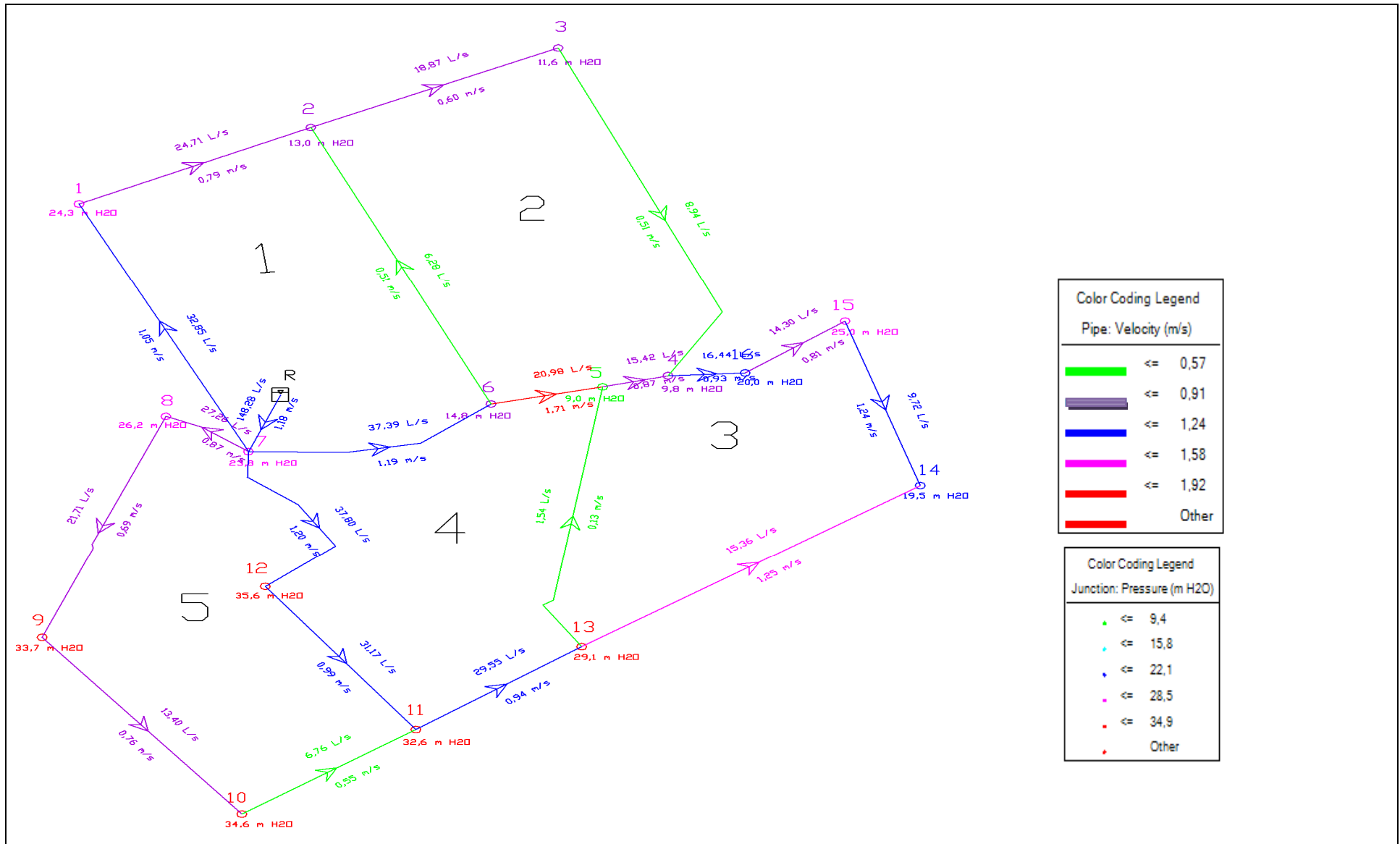


Figure 3-3 : vitesses et pressions pour le cas de pointe

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION



Chapitre-3-

DIMENTIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure.3-4 : Vitesses et pressions cas de pointe plus incendie

3.9- Commentaire :

Le plan de masse par sa structure nous a permis d'aboutir à un tracé de cinq mailles de longueur de tronçon variable. Pour plus de stabilité de pressions au sol et vu la position du réservoir de type sur sol déjà existant, le schéma à réservoir de tête a été adopté. Il en résulte donc deux cas de calcul : pointe et pointe + incendie avec comme point défavorable le nœud 14. Vu l'importance du volume du réservoir existant, le débit d'incendie, pris égal à 17 l/s, sera donné par ce dernier et supposé soutiré à ce même nœud. Puisqu'il s'agit d'un réseau de distribution de type maillé, les pertes de charge singulières sont prises en considération et estimées à 15 % des pertes de charge linéaires. Par ailleurs nous constatons que les cotes piézométriques nodales sont plus basses que celle du réservoir ce qui montre bien que l'alimentation du réseau en question se fait gravitairement à partir de ce réservoir.

3.10- Conclusion :

Ce chapitre a été consacré pour le dimensionnement du réseau de distribution alimenté par un réservoir sur sol existant de cote imposée. La méthode de calcul utilisée est celle d'Hardy Cross au moyen d'un logiciel. Les tableaux montrent que les diamètres du réseau varient entre 100 mm et 200 mm à l'exception diamètre du tronçon de distribution reliant le réservoir au nœud 7 qui est de 400 mm. En cas de pointe + incendie, la vitesse varie de 0.18 m/s à 1.71 m/s. ce qui est acceptable pour un réseau d'eau potable à l'exception du tronçon N5 –N13 où cette vitesse est minimale. Pour ce même cas, la pression au sol varie de 9.0 à environ 35.6 m. Pour le cas de pointe qui est courant, les résultats sont plus meilleurs.

Chapitre-4-:

***LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE
L'AGGLOMERATION***

LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

4.1- Introduction :

Dans notre projet, le réservoir de type sur sol est déjà existant où les caractéristiques sont bien connues. Ces cotes de terrain et piézométrique nous ont permis de déduire des pressions au sol et des débits répartis équitablement au niveau du réseau de distribution (voir chapitre 3). La capacité de 4000 m³ est destinée à alimenter une partie de la ville proprement dite de Relizane y compris notre zone d'étude. L'objectif de ce chapitre est d'évaluer la fraction volumique en eau potable que demande notre agglomération en projet et qui doit être assurée par ce réservoir.

4.2- Rôle des réservoirs :

Le régime de consommation, déterminé précédemment, montre que la consommation horaire est très variable. Ce régime engendre en conséquence des variations de pression dans le réseau de distribution qui sont d'ailleurs très néfastes pour les conduites et les accessoires. Pour y remédier à ce problème, et vu la topographie du terrain, nous avons choisi le schéma à réservoir de tête pour stabiliser les pressions au niveau du réseau et de donner une certaine harmonisation entre l'apport et la demande et d'assurer d'autres rôles plus importants à savoir :

- ✓ L'ajustement de la pression à des valeurs souhaitées lorsque certaines parties de l'agglomération se trouvent en dessous de la pression minimale de service exigé. Ce cas s'observe dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction. Cependant dans certains cas un réservoir unique peut s'avérer insuffisant pour assurer une pression de service suffisante à tout point et à tout moment (exemple : cas de pointe). Dans ce cas nous devons avoir recours à un réservoir d'équilibre
- ✓ L'assurance de la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- ✓ L'assurance de la réserve d'incendie.
- ✓ Briseur de charge dans le cas d'une distribution étagée, ce qui n'est pas notre cas.
- ✓ Ils permettent une bonne répartition des débits dans la distribution notamment quand le réservoir est implanté au milieu de l'agglomération qui est notre cas

LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

4.3- Localisation des réservoirs :

Nous avons jugé que l'emplacement du réservoir déjà existant, de type sur sol, se trouvant à l'intérieur de l'agglomération, à une cote de terrain de 122m pour une hauteur de la cuve de 6m, répond gravitairement aux conditions hydrauliques de fonctionnement du réseau. Cet endroit d'emplacement a donné des pressions de service acceptables dans la fourchette des pressions au sol recommandé en hydraulique urbaine étant donné que sa cote piézométrique est la plus haute que toute cote piézométrique exigée au niveau de l'agglomération. Néanmoins ce réservoir est alimenté par refoulement à partir de la source.

4.4- Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et d'autres parts de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. La visite effectuée au niveau du réservoir montre que ce dernier présente une forme circulaire avec un diamètre de 31 m et une hauteur de la cuve de 6 m. La capacité du réservoir est surmontée d'un matelas d'air de 50 cm pour assurer le brassage de l'eau dès son arrivée dans la cuve. Il est également doté de la réserve d'incendie de 120 m³. Dans ce chapitre, nous sommes appelé à déterminer le volume d'eau exigée par notre agglomération supposée alimentée par un réservoir projeté à elle seule. Ce volume doit être bien entendu donné par le réservoir déjà existant qui représentera une fraction de sa capacité.

4.4.1- Principe de calcul [11]

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- ✓ Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- ✓ Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

Pour le calcul de cette capacité, nous utilisons la méthode analytique.

Chapitre -4-

LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure. D'après les données collectées, l'apport du débit vers le réservoir existant se fait durant 20 heures comme le montre le tableau ci-dessous.

Pour ce cas, nous déterminons uniquement la capacité utile que demande notre agglomération, vu que la réserve d'incendie est déjà existante dans la cuve. Nous fixons donc un régime de consommation selon les statistiques (par analogie) pour la dite agglomération pour un régime d'apport déjà existant, pour pouvoir évaluer cette capacité utile. (Tableau 4-1)

Tableau 4-1: Détermination de la capacité du réservoir

Heures de consommation	consommation horaire de $Q_{maxj}=7561.79 \text{ m}^3/j$	régime de travail de la station de pompage	Arrivée de l'eau au réservoir	départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
	%	%	%	%	%
0-1	1,5	0		1.5	-0,5
1-2	1,5	0		1.5	-2
2-3	1,5	0		1.5	-3,5
3-4	1,5	0		1.5	0
4-5	2,5	5	2.5		2,5
5-6	3,5	5	1.5		4
6-7	4,5	5	0.5		4,5
7-8	5,5	5		0.5	4
8-9	6,25	5		1.25	2,75
9-10	6,25	5		1.25	1,5
10-11	6,25	5		1.25	0,25
11-12	6,25	5		1.25	-1
12-13	5	5	0		-1
13-14	5	5	0		-1
14-15	5,5	5		1.5	-1,5
15-16	6	5		1	-2,5
16-17	6	5		1	-3,5
17-18	5,5	5		0.5	-4
18-19	5	5	0		-4
19-20	4,5	5	0.5		-3,5
20-21	4	5	1		-2,5
21-22	3	5	2		-0,5
22-23	2	5	3		2,5
23-24	1,5	5	3.5		1

LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Nous remarquons que la capacité utile V_r est déduite à partir des valeurs extrêmes, en pourcentage, repérées dans la dernière colonne du tableau (4-1) en valeurs absolues. Cette capacité sera égale à :

$$V_r = \frac{(3.5 + 4.5) \times 7561.79}{100} = 604.94 \approx 700 \text{ m}^3$$

$V_r = 700 \text{ m}^3$

Remarque:

Nous remarquons que la capacité calculée pour notre agglomération qui est de 700 m^3 représente 17,5 % de la capacité totale du réservoir existant.

4.5- Tuyauterie du réservoir :

Notre visite effectuée à deux reprises montre que le réservoir existant est posé sur sol à une cote de terrain de 122 m, de forme circulaire surmonté d'une coupole avec un regard d'aération (reniflard), et une chambre de manœuvre. La cuve a pour diamètre 31 m et pour une hauteur de 6 m. La cuve de capacité 4000 m^3 est dotée :

- D'une conduite d'arrivée par surverse de diamètre 450 mm aboutissant à l'extérieur de la cuve.
- D'une conduite de départ avec ramification destinée chacune à une agglomération de la région de diamètre variable. celle destinée pour notre agglomération sera de diamètre de 400 mm.
- d'une conduite de vidange de diamètre 80 mm déversant à l'air libre, munie d'un robinet de vidange.
- d'une conduite de trop plein de diamètre également 80 mm raccordée à la conduite de vidange.
- Vu sa capacité importante et unique, ce réservoir est doté d'une conduite de by-pass reliant la conduite d'arrivée à celle de départ.
- De compteurs placés au niveau des conduites d'arrivée et de départ.

LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Remarque :

Il a été constaté que l'intérieur de la cuve est légèrement entartré, avec quelques dépôts : nous précommandons à ce que la conduite d'arrivée doit être par le bas de façon à minimiser l'entartrage.

4.6- Conclusion

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de 700 m³ plus petit que la capacité du réservoir existant de capacité 4000m³.

Donc on n'a pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir tout en supposant que l'état de ces réservoirs existants restera bon jusqu'à l'horizon considéré.

Chapitre-5-:
ACCESSOIRES DU RESEAU

5.1- Introduction

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

D'une façon générale, ces accessoires qui seront prévus sont des équipements hydrauliques destinés à :

- ✓ Assurer un bon écoulement.
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- ✓ Protéger la canalisation (contre le coup de bélier par exemple).
- ✓ Vider une conduite.
- ✓ Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.
- ✓ Soutirer des débits (cas de piquage par exemple).

5.2- Les robinets

5.2.1- Les robinets vannes de sectionnement

Ils sont placés au niveau de chaque nœud de notre réseau au nombre de $(n-1, n : \text{nombre de branches aboutissant au nœud})$, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, ou d'une vidange, (figure 5-1). ils sont également utilisés au niveau des adductions longues pour contribuer à l'entretien de ces adductions.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

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

Chapitre -5-
ACCESOIRES DU RESEAU

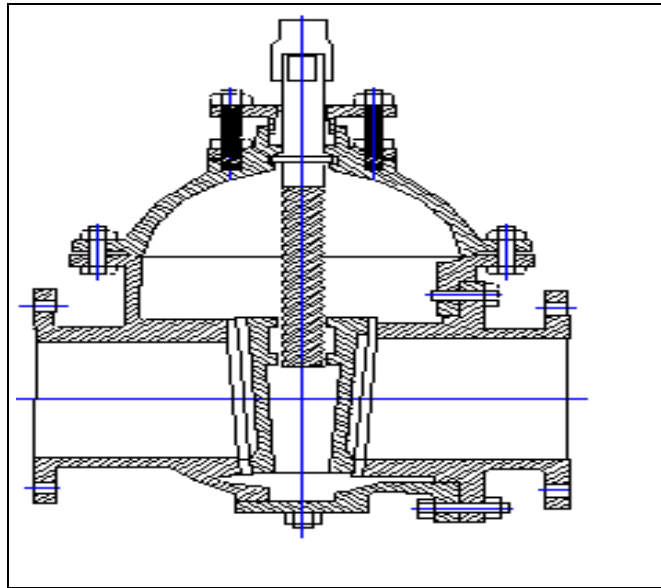


Figure 5-1 : Robinet vanne de sectionnement

5.2.2- Les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesse placées au niveau de la conduite de distribution R-7 sortant du réservoir qui alimente notre réseau . Elles servent à interrompre l'écoulement d'eau rapidement en cas d'avarie de la conduite de départ d'un réservoir,(cassure par exemple). Ce type de vannes ne doit pas être placé à l'extrémité aval de la conduite surtout à forte dénivelée ni au niveau des conduites formant les mailles (risque d'un coup de bélier important).

Ce sont des vannes déséquilibrées se fermant sous la pression de l'eau et la quantité de mouvement. Elles occasionnent une faible perte de charge.

Pour la régulation, la manœuvre de l'obturateur est limitée à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présentent même un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement. (figure 5-2)



Figure5-2 : Les vannes papillons

Chapitre -5-
ACCESOIRES DU RESEAU

5.2.3- Les vanne d'isolement

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

5.2.4 -Les vannes à clapet de non retour

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. Au niveau de notre réseau, l'emplacement de ce type de vanne suit celui des compteurs à sens unique d'écoulement pour éviter leur endommagement . (à titre d'exemple la conduite R-7 reliant le réservoir au nœud « 7 »).

Les différentes sortes de clapets sont :

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

Dans notre projet on utilise les clapets de non-retour dans les conduites R-7 pour empêcher l'eau d'entrer au réservoir à partir du réseau.

5.2.5-Décharges

Les décharges sont des robinets disposés aux points 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 soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite de campagne). Elles sont prévues :

- ✓ A tous points bas du profil de la conduite.
- ✓ D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, là où la fermeture de celles-ci crée un point bas.

Nous placerons ces robinets 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.

5.2.6- Les vanne 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 dépassant 6bars.

5.3- Les ventouses

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

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

Deux types de ventouses sont disponibles :

- ✓ Ventouse simple : Assure le dégazage des conduites à haute pression.
- ✓ Ventouse à deux orifices : Réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi généralement en admet un remplissage a 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 cas, nous avons un réseau de distribution où les ventouses ne sont pas indispensables car elles sont remplacées par les robinets de prise des habitations. Leur ouverture simultanée permet le dégazage.

Chapitre -5-
ACCESOIRES DU RESEAU

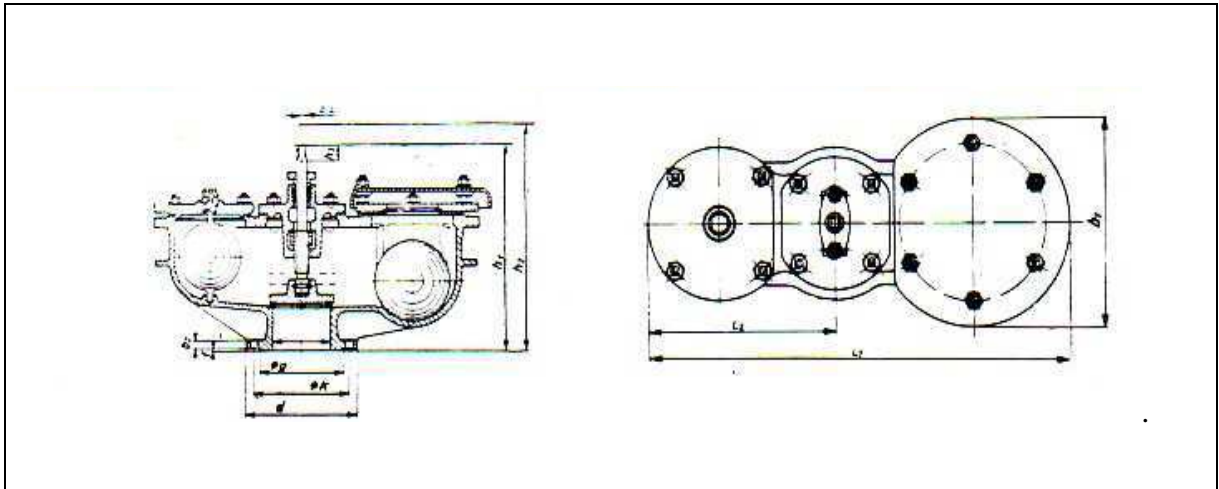


Figure 5-3 : Ventouse à deux flotteurs

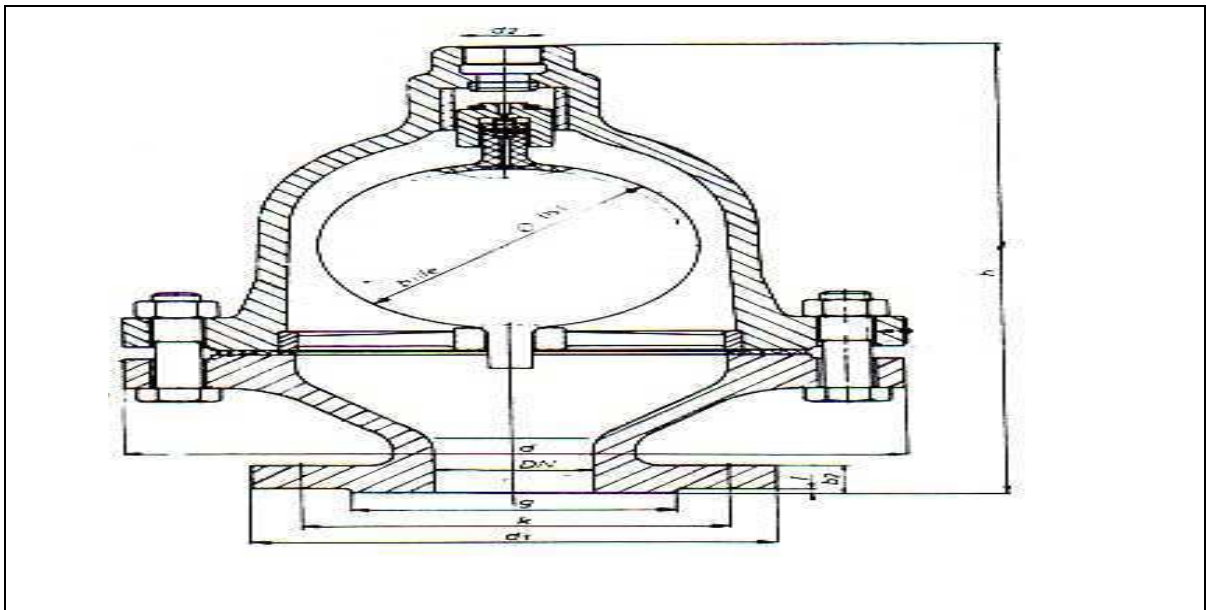


Figure 5-4 : Ventouse à un seul flotteur.

5.4- By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

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

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

5.5- Régulateurs de pression amont

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

Dans notre projet les pressions ainsi déterminées sont dans la fourchette acceptable; donc ces régulateurs ne seront pas pris en considération.

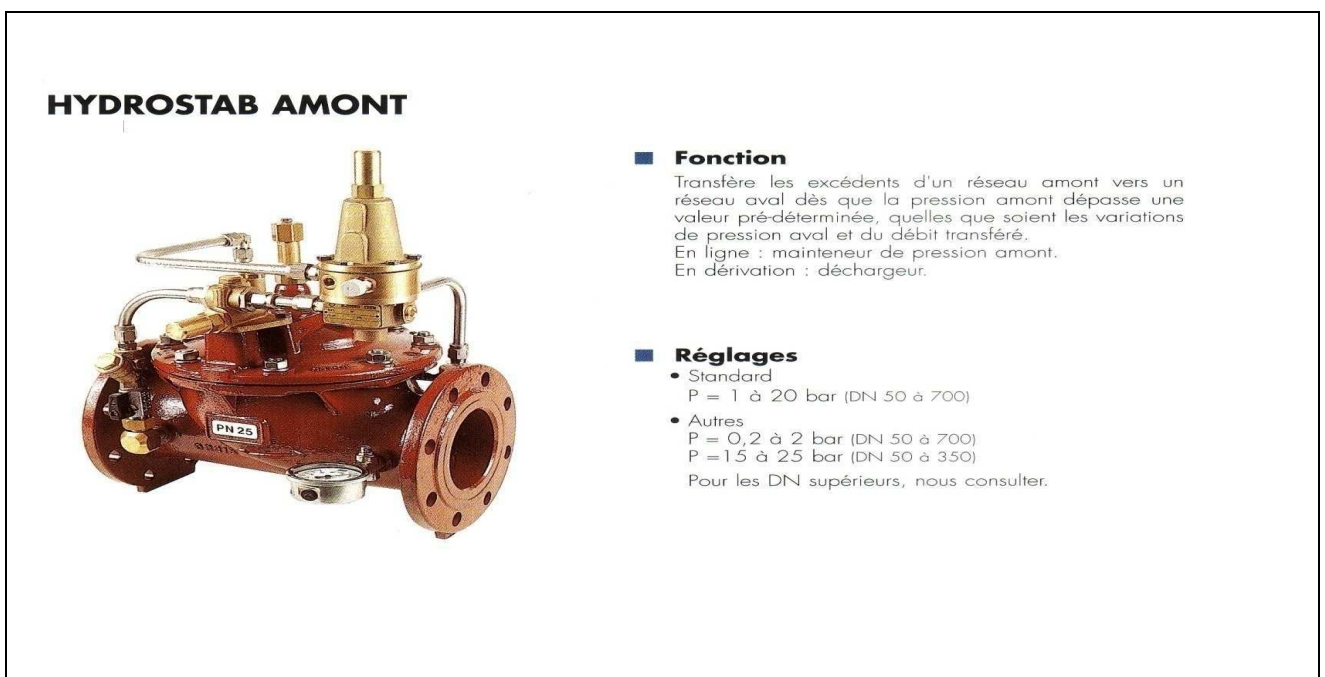


Figure 5-5 : Régulateur de pression amont

5.6- Organes de mesure

Dans notre projet ces organes sont surtout des compteurs débitmétriques et des pressiomètres.

- Les compteurs débitmétriques sont placés à la sortie du réservoir et au niveau du réseau de distribution. Leurs emplacement sont très utiles pour la gestion

ACCESOIRES DU RESEAU

du réseau par exemple comptage et recherche des fuites. ils sont placés également aux deux extrémités des tronçons formant les mailles formant notre réseau.

- Les pressiomètres utilisés pour la mesure des pressions au niveau des nœuds pour définir la courbe caractéristique nodale. Il est très utile de connaître la pression à l'entrée du réseau. Nous distinguons :

- manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- manomètres à soufflet

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

5.7- Les bouches ou poteaux d'incendie

Elles permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Elles sont reliées aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Normalement Les bouches d'incendies doivent être placées sur des conduites dont le diamètre est au minimum 100 mm et le débit véhiculé est au minimum 17l/s aux points où la pression minimale de service est de 8 à 10 m.

Elles doivent être séparées les unes des autres par des distances ne dépassant pas 200 m mais lorsque le risque d'incendies est important et le relief accidenté, elles peuvent être placées à des distances. Pour notre projet, nous utilisons les bouches d'incendie

Chapitre -5-
ACCESOIRES DU RESEAU



Figure 5-6 : Bouche d'incendie

5.8- Pièces spéciales de raccordement

5.8.1- Les Tés

Ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit et également au niveau des nœuds.

5.8.2- Les coudes

Ils sont utilisés pour le changement de direction. Dans notre cas il existe des coudes à 90 ° et 120 ° répartis sur le réseau (voir planche N°4)

5.8.3- Les croix de jonction

Ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

Chapitre -5-
ACCESOIRES DU RESEAU

5.9- Conclusion

Vu leurs rôles qu'ils doivent jouer, les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable. L'équipement de notre réseau au point de vue accessoires permet de donner une bonne fiabilité du fonctionnement du réseau. Ces accessoires nous permettent également de mieux gérer et entretenir notre réseau. Néanmoins, nous devons veiller à leurs entretiens pour le bon fonctionnement vu la qualité de l'eau.

Chapitre-6-:

***ETUDE DU COUP DE BELIER
EN ECOULEMENT GRAVITAIRE***

ETUDE DU COUP DE BELIER EN ECOULEMENT GRAVITAIRE

6.1- Introduction :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement.

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

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

Dans notre étude, nous nous intéressons à l'étude du coup de bélier engendré dans la conduite gravitaire reliant le réservoir au noeud de jonction en vue de sa protection. La méthode utilisée est celle de Streeter qui se base sur la loi de vannage.

6.2- Causes du coup de bélier [7] :

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

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

6.3- Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesurer que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

ETUDE DU COUP DE BELIER EN ECOULEMENT GRAVITAIRE

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par des manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints.

b) Cas de dépression :

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

c) Fatigue de la canalisation :

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

6.4- 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^{ère} phase :

Après l'arrêt brusque d'une vanne en aval d'une conduite, la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne. La vitesse de l'eau doit s'annuler, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle.

ETUDE DU COUP DE BELIER EN ECOULEMENT GRAVITAIRE

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 (l) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en surpression et le temps mis par l'onde est (l/c).

2^{ème} phase :

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse U_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial.

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

3^{ème} 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 dépressée immobile.

4^{ème} phase

Lorsque que l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. À 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, entraîne 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.

ETUDE DU COUP DE BELIER EN ECOULEMENT GRAVITAIRE

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

6.5-Moyen de protection contre le coup de bélier [9] :

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 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 éventuelles à des valeurs raisonnables.

Pour déterminer les caractéristique de la manœuvre de fermeture de la vanne, nous considérons que la vanne est comme un 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 au nœud de jonction Nous pouvons écrire:

$$Q = vA = mA_v \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (6-1)$$

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

$$v_0 A = mA_0 \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0} \quad (6-2)$$

Q : Débit en régime permanent en (m³/s).

m : coefficient de débit, en fonction du type et du degré d'ouverture de la vanne.

H_0 : La hauteur piézométrique statique, tel que $H_0 = C_{tp} - C_{T7} = 128 - 95 = 33\text{m}$

Avec :

h : pression totale regnant dans la conduite à l'instant « t »

C_{tp} : cote du trop-plein du réservoir

C_{T7} : cote de terrain au nœud 7

V_0 : vitesse débitaire en (m/s).

ETUDE DU COUP DE BELIER EN ECOULEMENT GRAVITAIRE

En faisant le rapport des deux équations précédentes, nous obtenons:

$$\frac{v}{v_0} = \frac{A_v}{A_0} \sqrt{\frac{h}{H_0}} \quad (6-3)$$

La valeur du coup de bélier est donnée par :

$$\Delta h = \frac{c \Delta v}{g} \quad (6-4)$$

Δh : valeur de coup de bélier.

c : célérité d'onde en (m/s).

g : l'accélération gravitaire en (m²/s).

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{e \cdot E}}} \quad (6-5)$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K=2.16 \cdot 10^9$ Pa.

ρ : La masse volumique de l'eau, $\rho=1000 \text{Kg} / \text{m}^3$.

E : Module d'Young de la conduite, PEHD= $1.9 \cdot 10^9$ Pa.

e : Epaisseur de la conduite en (m), $e = 31.74 \text{mm}$ (d'après le catalogue de CHIALI)

D : diamètre de la conduite en (m), $D= 0.4$ m

nous obtenons donc :

$$c = 371,274 \text{ m/s}$$

Vu que la conduite est enterrée, Cette célérité sera majorée de 34 %, d'après la théorie des conduites enterrées :

$$c_e = 497,507 \text{ m/s}$$

Donc la valeur de coup de bélier sera :

$$\frac{\Delta h}{H_0} = 2,059 \frac{\Delta v}{v} \quad (6-6)$$

ETUDE DU COUP DE BELIER EN ECOULEMENT GRAVITAIRE

L'onde réfléchie met $2L/c = 0.25$ Sec à partir de l'instant zéro pour atteindre la vanne.

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 suivante (tableau 6-1)

Tableau 6-1 : loi de manœuvre du robinet vanne

t / t_c	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
A_v / A_{v0}	1.0	0.85	0.60	0.35	0.10	0.0

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0.2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $A_v / A_{v0} = 0.85$.

Pour $t / t_c = 0.2$ et d'après l'application de l'équation (6-7)

$$\frac{v - \Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{H_0}} \quad (6-7)$$

On trouve

$$\frac{v - \Delta v}{v_0} = 0.85 \sqrt{\frac{h + \Delta h}{H_0}} \quad (6-8)$$

En éliminant $\frac{\Delta h}{H_0}$ entre (6-6) et (6-7), nous obtenons une équation de seconde degré

dont nous tirons :

$$\frac{\Delta v}{v_0} = 0.08 \quad \text{et} \quad \frac{\Delta h}{H_0} = 0.1647$$

Pour $t / t_c = 0.4$ L'équation (6-7) devient :

$$0.9173 - \frac{\Delta v}{V_v} = 0.60 \sqrt{\frac{1.1647 \Delta h}{H_0}} \quad (6-9)$$

En éliminant $\frac{\Delta v}{v_0}$ entre cette dernière équation et l'équation (6-6) nous trouvons :

$$\frac{\Delta v}{v_0} = 0.1729 \quad \text{et} \quad \frac{\Delta h}{H_0} = 0.1848$$

Les résultats de calcul sont rapportés au tableau si après

ETUDE DU COUP DE BELIER EN ECOULEMENT GRAVITAIRE

Tableau 6-2 : calcul des paramètres adimensionnels du coup de béliier

t	t/t_c	$\frac{A_v}{A_{v0}}$	$\frac{\Delta v}{v_0}$	$\frac{\Delta h}{H_0}$	$\frac{v}{v_0}$	$\frac{h}{H_0}$
0.0	0.0	1.0	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000
0.05	0.2	0.85	0.0800	0.1647	0.9173	1.1647
0.10	0.4	0.60	0.1729	0.1848	0.6970	1.3496
0.15	0.6	0.35	0.2256	0.2412	0.4414	1.5908
0.20	0.8	0.10	0.3478	0.3718	0.1401	1.9626
0.25	1.0	0.00	0.1348	0.1441	0.0000	2.1067
0.30	1.2	0.00		-0.3294		1.7773
0.35	1.4	0.00		-0.3697		1.4076
0.40	1.6	0.00		-0.4824		0.9252
0.45	1.8	0.00		-0.7437		0.1815
0.50	2.0	0.00		-0.2882		-0.1067

La fonction $\frac{A_v}{A_{v0}} = f(t)$ représente la loi de manœuvre de fermeture. Donc pour que la charge de coup de béliier ne dépasse pas $h/H_0 = 2,1067$, la loi de manœuvre doit avoir la forme suivante :

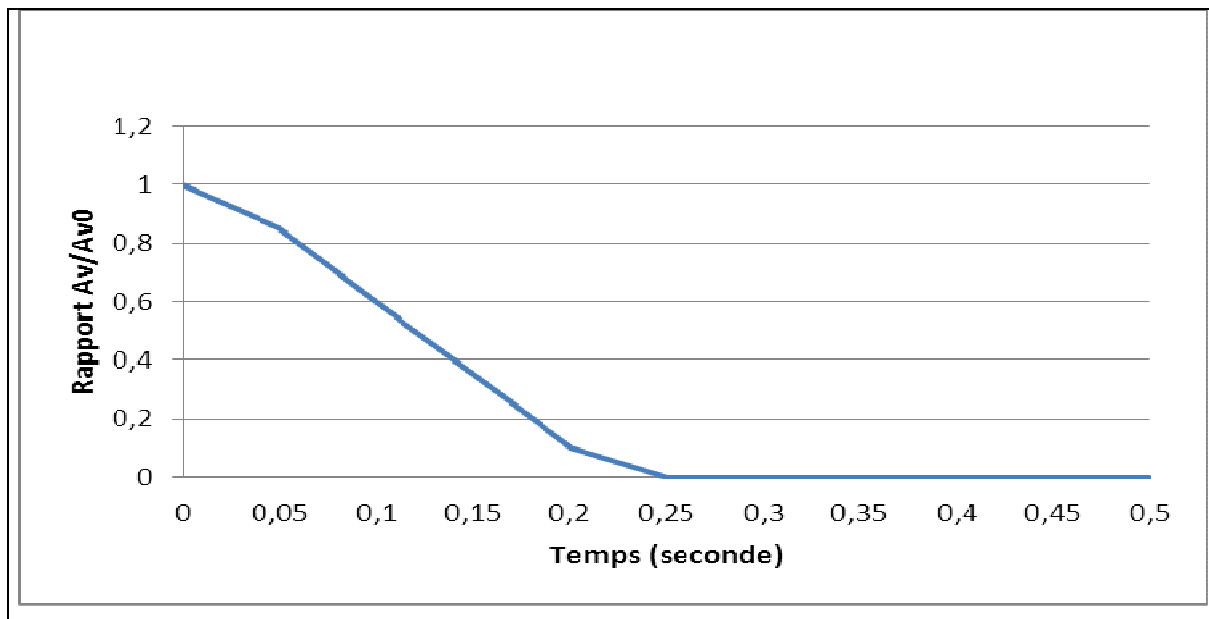


Figure 6-1 : loi de manœuvre de fermeture

6.6- Interprétation :

Cette courbe représente la loi de manœuvre du robinet vanne, qui indique à chaque instant de la manœuvre la position du robinet. Elle est déterminée en fonction des caractéristiques du robinet vanne choisi et aussi en fonction du coup de bélier imposé et du temps de fermeture de la vanne qui maintient la surpression inférieure à la valeur imposée de coup de bélier. Donc le robinet vanne qui sera installé en pratique devra avoir une loi de manœuvre similaire à celle-ci pour que la conduite et les équipements qu'elle porte soient correctement protégés contre le régime transitoire. Nous voyons dans le graphique que la fermeture est assez rapide au début ce qui provoque une surpression assez importante.

Cette loi de manœuvre donne une variation des conditions d'écoulement assez rapide au début et très lente par la suite. C'est à dire que même si le système hydraulique subit de fortes variations de pression ; elles seront très lentes et ne provoqueront pas un état de fatigue de la conduite.

6.7- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous proposons un moyen de protection contre le coup de bélier dans le cas gravitaire, cela consiste à doter le robinet vanne d'un temps de fermeture pour le quel, la surpression ne dépasse pas le coup de bélier imposé.

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

Chapitre-7- :
POSE DE CANALISATION

7.1- Introduction :

La pose des canalisations est une étape importante dans un projet d'alimentation en eau et qui est tributaire de l'étude sur le terrain. Elle consiste à l'enfouissement des conduites sous terre suivant le tracé dans les tranchées convenablement calculées. Elle est en fonction des contraintes de terrain (conditions géotechniques, topographie du relief, la nature du sol...)[6] .

7.2- Principe de pose des canalisations [10]

Les canalisations peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin.

Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts.

Si la canalisation est posée en tranchée ; celle-ci doit être suffisamment large de façon à permettre l'entrée des ouvriers pour le travail. La tranchée devra présenter un élargissement plus poussé au niveau des joints (niches). L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m.

Une conduite doit toujours 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 soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes et des contre pentes de quelques mm par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m. Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz et d'assainissement.

POSE DE CANALISATION

7.3- Les types de tranchées

Les tranchées sont très diverses suivant le type de la canalisation mis en œuvre, la nature et la qualité portante du sol au fond de la fouille. Elles concernent l'appui transversal de la canalisation, ces appuis sont classées en trois modes principaux, soit à même le fond de la fouille sur le sol naturel, soit sur une couche de fondation constituée d'un matériau pulvérulent (sable, gravier fin,...) convenablement compacté, ou sur un berceau en béton le supportant d'une façon régulière.

Pour une bonne pratique, il est conseillé :

- ✓ D'éviter de poser les canalisations sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement.
- ✓ De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les canalisations reposent sur toute leur longueur.
- ✓ De placer toujours les canalisations sur des fouilles sèches.
- ✓ D'éliminer du fond de la fouille tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses,...) qui constituent des tasseaux naturels.
- ✓ En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler comme notre cas (sols argileux), de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capables d'assurer un bon drainage.
- ✓ De réaliser, si possible, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

Le type de pose a une influence importante sur les sollicitations autour de la canalisation.

Nous distinguons :

POSE DE CANALISATION

- ✓ La pose en tranchée étroite :

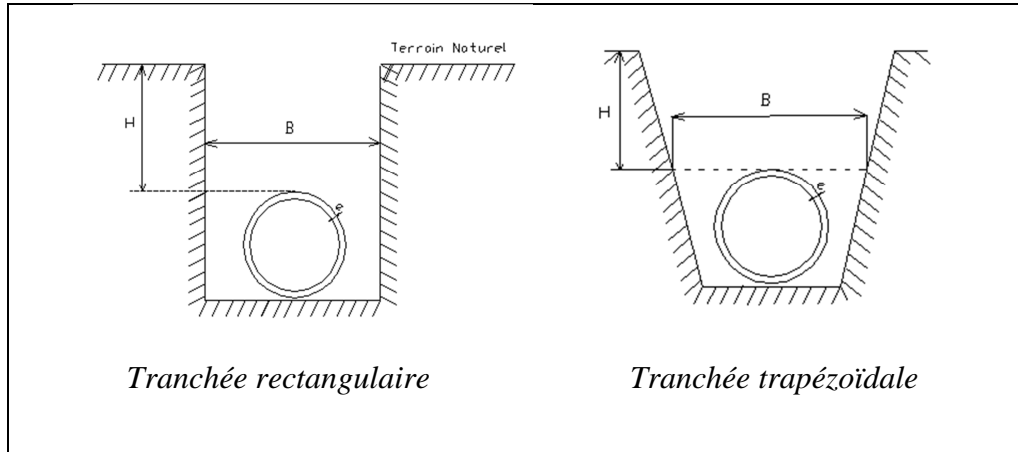


Figure 7-1 : La forme des tranchés

Une tranchée est dite étroite lorsque la largeur au niveau de la génératrice du tuyau « B », et la hauteur du remblai au-dessus de cette même génératrice (H), satisfait à l'une des conditions suivantes :

$$\frac{B}{D} < 2 \quad \text{Avec} \quad \frac{H}{B} > 1.5$$

$$2 < \frac{B}{D} < 3 \quad \text{Avec} \quad \frac{H}{B} > 3.5$$

D : diamètre extérieur de la conduite.

- ✓ Les tranchées à parois verticales.
- ✓ Les tranchées à parois inclinées.
- ✓ La pose en tranchée large :

Une conduite est dite en tranchée large lorsque H, B ne vérifient aucune inégalité ci-dessus.

- ✓ La pose en remblai :

Nous distinguons :

- La pose en remblai en surélévation (A).

La conduite est installée sur un lit peu profond et se trouve par conséquent en surélévation par rapport au terrain naturel. L'ensemble étant couvert par un remblai.

- La pose en remblai en dépression (B).

POSE DE CANALISATION

La conduite est placée dans une tranchée relativement étroite, peu profond. La génératrice supérieure se trouve à un niveau inférieur à celui du terrain naturel. Le tout est couvert de remblai. (Figure 7-2)

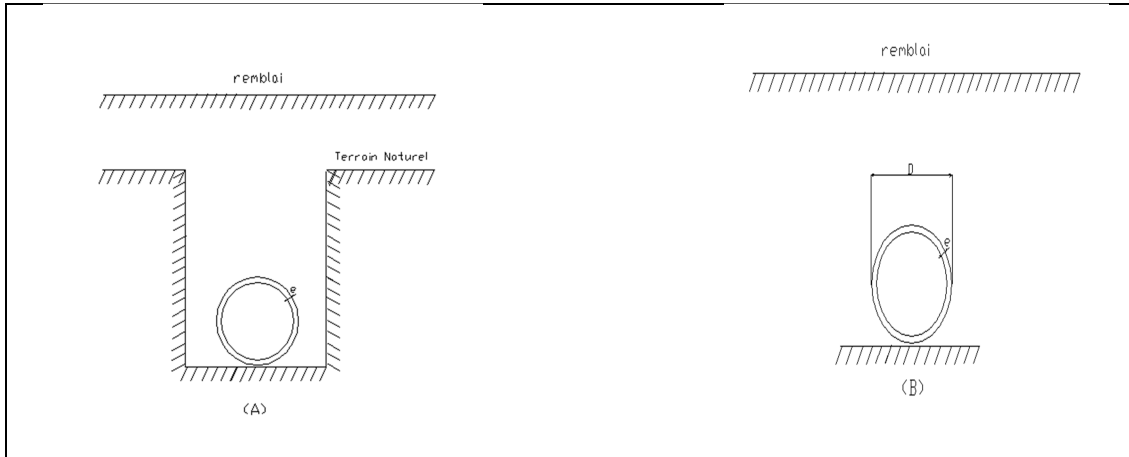


Figure 7-2 : mode de pose de la canalisation

Puisque notre terrain est argileux donc la tranchée doit être étroite et trapézoïdale.

7.4- Sollicitations s'exerçant sur une conduite enterrée [10] :

Les sollicitations agissant sur une conduite circulaire enterrée peuvent se grouper en deux catégories:

a- la première relative à celles ne variant pas avec la profondeur de pose, à savoir :

- Le poids propre de la canalisation « G ».
- Le poids du fluide véhiculé « W ».
- La pression interne du fluide véhiculé « P_i »

b- la seconde rassemblant celles liées à cette profondeur, à savoir :

- La sollicitation verticale due aux terres surmontant la canalisation « P_r ».
- La résultante verticale due aux surcharges de surface, roulantes et/ou uniformément réparties « P_t ».
- La sollicitation latérale des terres, poussée active ou butée « passive » et des surcharges de surface « L ».
- L'action du sol d'appui sur la canalisation « R ».

POSE DE CANALISATION

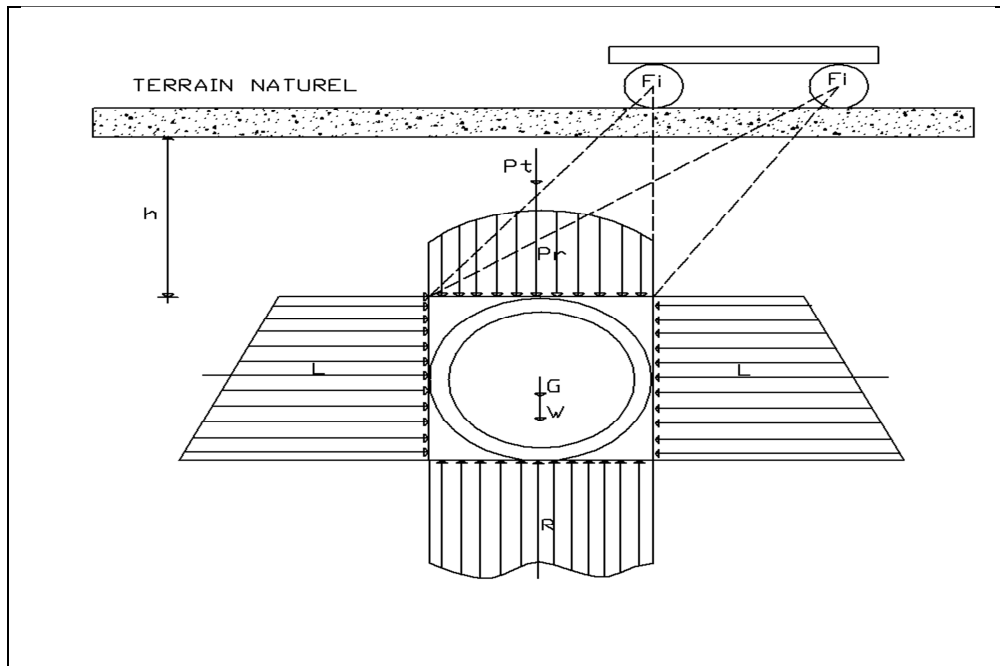


Figure7-3 : Epure des contraintes extérieures s'exerçant sur une conduite enterrée

7.5- Les hypothèses simplificatrices :

Les intensités des sollicitations extérieures liées à la profondeur de pose sont très délicates à estimer. Elles dépendent de nombreux facteurs tels que :

- La nature du sol dans lequel l'ouvrage est enterrée.
- Le mode d'exécution de la fouille et sa forme.
- La nature et l'importance de la fondation.
- Les dimensions, la nature du tuyau et son aptitude à se déformer.
- Le mode et la nature de l'enrobage du tuyau.
- Le mode de compactage et la nature des remblais de la fouille.

Les caractéristiques des charges de surface, leurs effets statiques et dynamiques sur le tuyau.

- Répartition des pressions autour du tuyau.

7.6- Exemple d'application

A titre d'exemple, nous considérons le tronçon (R-7) du diamètre 400 mm et de longueur 62.10m, et nous procédons au calcul des différentes forces citées ci-dessus.

7.6.1-Détermination du poids total du tronçon :

Le poids total est représenté par le poids propre de la canalisation et celui du liquide véhiculé (eau potable), il est donné par :

POSE DE CANALISATION

$$P = (\text{mg}) \text{ canalisation} + (\text{mg}) \text{ eau potable} \quad (7-1)$$

$$P = \rho_c \times g \times V_c + \rho_e \times g \times V_e$$

$$V_c = \pi \times (R^2 - r^2) \times L_c \quad (7-2)$$

$$V_e = \frac{\pi D^2}{4} \times L_c \quad (7-3)$$

Avec :

P : Le poids total eau + conduite (N).

ρ_c : Masse volumique du corps de la canalisation (kg/m^3).

ρ_e : Masse volumique d'eau potable en (kg/m^3).

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

V_c : Volume du corps de la canalisation (m^3).

V_e : Volume d'eau (m^3).

R : Rayon extérieur de la canalisation (m).

r : rayon intérieur de la canalisation (m).

L_c : Longueur de la canalisation (m).

$$V_c = \pi \times (0,415^2 - 0,4^2) \times 62,10 = 2,38\text{m}^3.$$

$$V_e = \frac{\pi \times 0,4^2}{4} \times 62,10 = 7,80 \text{ m}^3$$

Donc :

$$P = (965 \times 2,38 + 1000 \times 7,80) \times 9,81 = 99048,63\text{N}$$

$$P = 99,05\text{KN}$$

P_1 : Composante normale à la pente donnant naissance à une résistance de frottement
(Conduite lit).

P_2 : Force de glissement (voir figure 7-4)

POSE DE CANALISATION

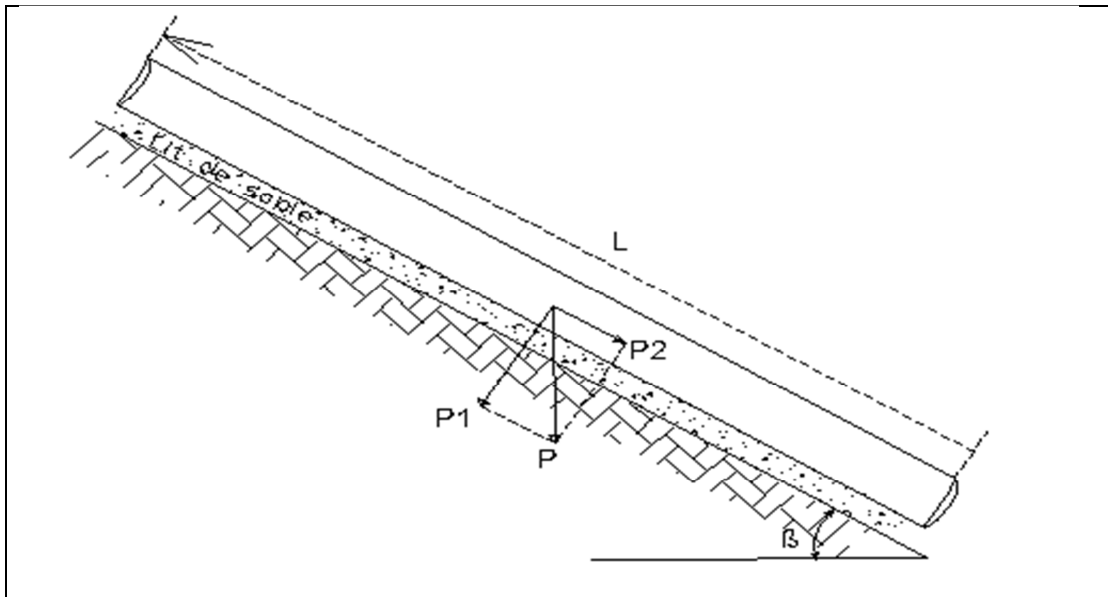


Figure 7-4 : Différentes forces agissant sur la canalisation

La résistance de frottement naissant sera : $K_f P_1$ où K_f désigne le coefficient de frottement
 $(0.2 < K_f \leq 0.3)$.

F_g : la force d'empatement (de glissement) ayant pour valeur :

$$F_g = P_2 - K_f P_1 \quad (7-4)$$

Tenant compte de la pente, la force de glissement sera :

$$F_g = P (\sin \beta - K_f \cos \beta) \quad (7-5)$$

Puisque :

$$P_1 = P \cdot \sin \beta$$

$$P_2 = P \cdot \cos \beta$$

β : Angle d'inclinaison,

$$\text{Avec } \tan \beta = \frac{CT_R - CT_7}{L}$$

Tel que :

CT_R : cote terrain du réservoir

CT_7 : cote terrain au nœud 7

L : longueur entre réservoir et le nœud 7

Donc $\beta = 23.5^\circ$

Le glissement aura lieu si :

$$F_g > 0 \quad \text{Ou} \quad P_2 - K_f P_1 > 0$$

POSE DE CANALISATION

C'est à dire :

$$P \sin \beta - K_f . P . \cos \beta > 0, \text{ donc : } \sin \beta - K_f . \cos \beta > 0$$

$$\sin 23.5 - 0.3 \cos 23.5 = 0.12 > 0$$

Donc dans notre cas, nous avons le risque de glissement, $F_g > 0$

Puisque le glissement aura lieu dans notre cas ($F_g > 0$) donc il est nécessaire de faire les ancrages ; Ce sont des massifs de béton permettant d'éviter le glissement d'une canalisation posée suivant une pente importante. Ces ancrages sont disposés dans le terrain en dessous des emboitures de la canalisation, comme indiqué sur la figure (7-5)

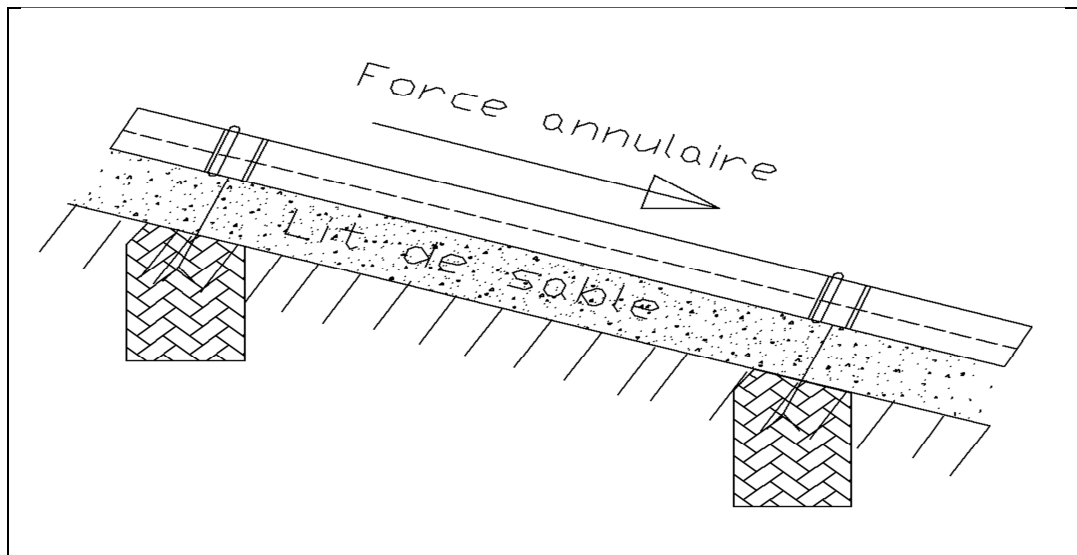


Figure 7-5 : Pose de canalisation avec ancrages

7.6.2- Différente méthode de calcul du coefficient K de tranchée

7.6.2.1- Théorie de Marston

Dans son étude , Marston a considéré des surfaces de glissement vertical passant par les bords extérieurs de l'ouvrage en terre, sur le rapport de la contrainte verticale dans la pression active de Rankine, et l'angle de frottement du matériau sur les parois, égal à l'angle de frottement interne de ce matériau.

Il a négligé l'effet de la cohésion du sol qui s'établit lentement et peut être aléatoire. Il a également tenu compte du rapport entre la déformabilité de l'ouvrage enterré et la déformabilité de terrain.

POSE DE CANALISATION

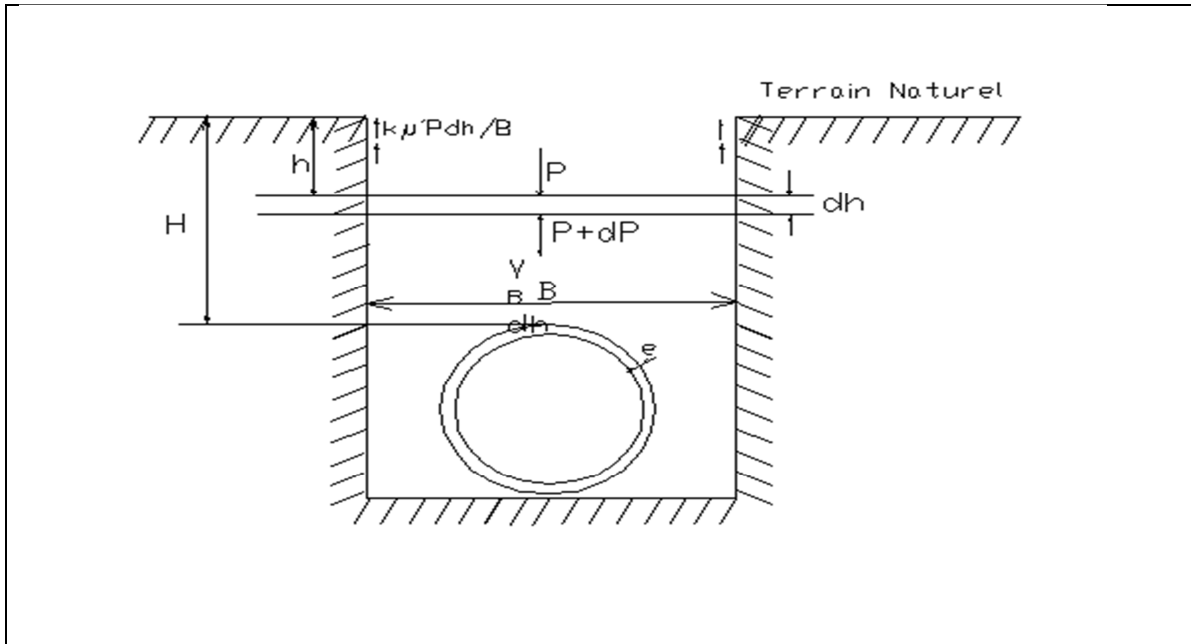


Figure 7-6 : Canalisation en tranchée étroite expliquant la théorie de Martson

D'après la théorie de Marston ; nous avons :

$$P_s = k_1 \times \gamma \times h \times B \quad (7-6)$$

$$P_s = k_2 \times \gamma \times h \times B \quad (7-7)$$

γ : Poids volumique de l'argile avec limon pris égal à : 1925 daN /m³

car notre terrain est argileux,

h: hauteur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation(m).

Dans notre cas : h =0.6 m. au minimum

D : le diamètre de la canalisation (mm). D = 400 mm.

k_1 , k_2 : Des coefficients correcteurs.

$k_1 < 1$ Pour les canalisations en tranchée étroite.

$k_2 > 1$ Pour les canalisations en tranchée large.

POSE DE CANALISATION

Tel que :

$$K_1 = \frac{B}{2K\mu'} \left[1 - \exp \frac{-2k\mu' h}{B} \right] \quad (7-8)$$

$$K_2 = \frac{1}{\pm 2k \mu' \frac{h}{D}} \left[\left(\exp \pm 2 k \mu' \frac{h_e}{D} \right) - 1 \right] \quad (7-9)$$

Avec :

k : Coefficient classique de Rankine.

μ' : Coefficient de frottement contre les parois de la fouille.

Remarque :

Les deux coefficient k , μ' ont été déterminés expérimentalement par Marston.

(d'après la polycopie d'étude du comportement mécanique des tuyaux enterrés).

On trouve :

Pour l'argile limoneux saturé :

$$k = 0,37. \quad \mu' = 0,30 \quad . \mu'k = 0.11$$

✓ *Application numérique :*

$$K_1 = \frac{1}{+ 2 \times 0.11 \times \frac{0.6}{0.4}} \left[1 - \exp \frac{-2.0,11,0,6}{1} \right] = 0.37$$

Puisque notre tranchée est étroite donc $K_1 < 1$. C'est vérifié.

7.6.2.2- *Théorie de Wetzorke :*

Il adopte les mêmes hypothèses que Marston, mais considère que la pression latérale des terres ne doit pas être prise avec sa valeur limite inférieure correspondant à la pression active de Rankine, mais avec sa valeur correspondant à la pression naturelle des terres au repos qu'ils recommandent de prendre égal à 0.5.

POSE DE CANALISATION

Les travaux de Wetzorke sont plus intéressants pour la mise en évidence de l'influence du compactage par rapport à celle de Martson

D'après la théorie de Wetzorke :

$$Q = A. \gamma B h \quad (7-10)$$

Avec :

$$A = \frac{1 - \exp\left(-\frac{h}{B} 2 k_0 \tan \varphi\right)}{2 k_0 \tan \varphi'} \frac{h}{B} \quad (7-11)$$

k_0 : coefficient relatif à la pression latérale des terres il est égal à :

0 pour les fouilles sans compactage

1 pour les fouilles avec compactage qui est notre cas.

A : Coefficient correcteur.

B : Largeur de la tranchée (m). $B=1\text{m}$.

φ : Angle de frottement interne des matériaux sur la paroi

φ' : Angle de frottement des matériaux sur la paroi.

Et comme la nature de notre remblai est argileuse (cohérent) donc d'après la polycopie d'étude du comportement mécanique des tuyaux enterrés.

$$\varphi = 10^\circ \text{ et } \varphi' = 7^\circ.$$

✓ Application numérique :

$$A = \frac{1 - \exp\left(-\frac{0.6}{1} \times 2 \times 1 \times \tan 10\right)}{2 \times 1 \times \tan 7} \frac{0.6}{1} = 0.47$$

7.6.2.3- Théorie des SILOS

Il existe une analogie entre une tranchée et un silo rectangulaire; la plupart des théories classiques néglige la cohésion.

POSE DE CANALISATION

D'après la théorie des Silos

$$Q = K_s \cdot \gamma \cdot B \cdot H \quad (7-12)$$

Avec :

$$K_s = \frac{1}{B+H \times \frac{2 \tan \varphi'}{f(\varphi, \varphi')}} \quad (7-13)$$

$f(\varphi, \varphi')$: Fonction de frottement dépend de la nature du remblai, dans notre cas

$f(\varphi, \varphi') = 1.30$ (d'après la polycopie d'étude du comportement mécanique des tuyaux enterrés).

✓ *Application numérique :*

$$K_s = \frac{1}{1+0.6 \times \frac{2 \tan 7}{1.3}} = 0.90$$

✓ *Interprétation des résultats*

Après le calcul du coefficient K de tranchée par les différentes méthodes nous avons remarqués qu'il y a une différence entre les trois méthodes à cause des paramètres prise en considération c'est à dire que Marston a mis en évidence l'influence de largeur, la profondeur de la tranchée ainsi que la nature du matériau de remblaiement. Wetzorke a mis en évidence l'influence du compactage sur la tenue des tuyaux .par contre celle des Silos, intéressante par l'analogie frappante qui existe entre une tranchée et un silo rectangulaire dont l'une des dimensions tend vers l'infini.

Tableau 7-1 : récapitule les résultats obtenus par les trois méthodes

Méthodes	Marston	Wetzorke	Silos
Coefficient correcteur	$K_1 = 0.37$	$A = 0.47$	$K_s = 0.90$
P_s (N)	88.8	112.8	216

Nous utilisons la valeur de K la plus grande par mesure de sécurité, c'est à dire que la sollicitation est la plus grande car c'est le cas le plus défavorable.

7.7- Répartition des Pressions autour d'une canalisation:

En chaque point de la canalisation enterrée, la pression se décompose en une composante radiale et une composante tangentielle

POSE DE CANALISATION

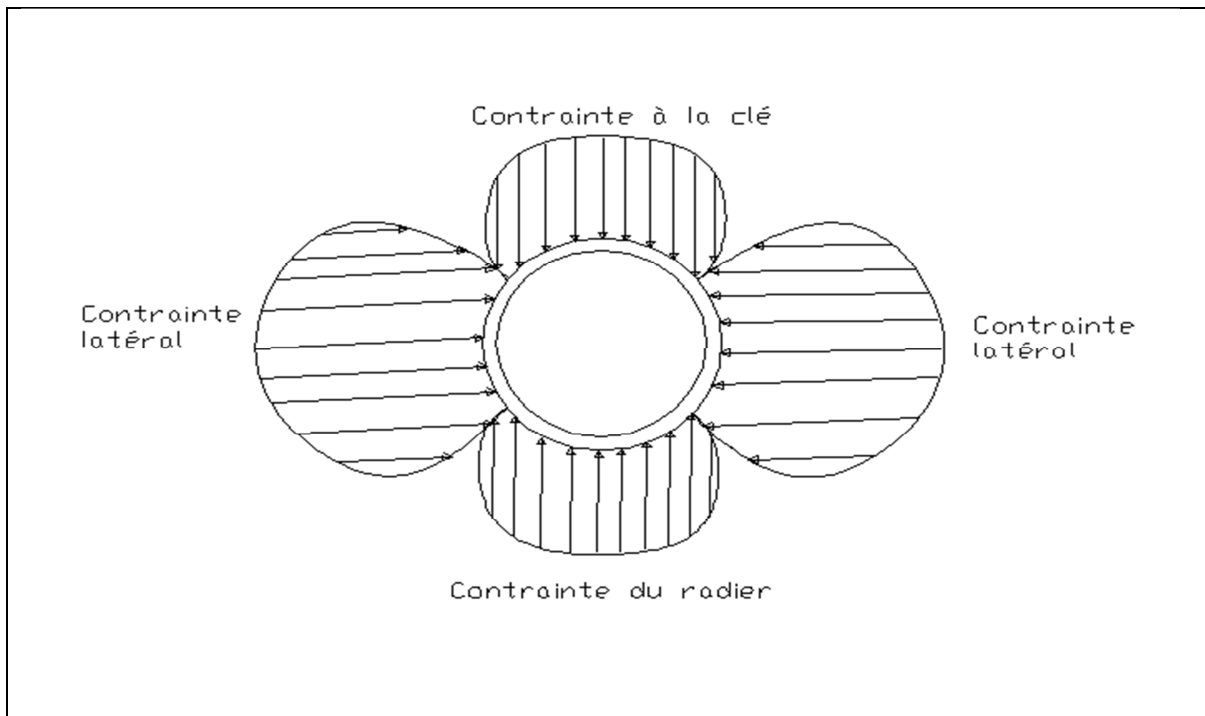


Figure 7-7: Epure des pressions externes sur la canalisation obtenues expérimentalement

Le diagramme représenté par la figure (7-7) est une courbe fermée dont le tracé est délicat, d'autant plus que la partie due aux charges est difficile à dissocier ceci est dû aux réactions d'appui, surtout au niveau de leur jonction.

La détermination du diagramme de répartition n'était possible qu'empiriquement; et si les dispositifs expérimentaux donnaient des résultats fiables, ils étaient néanmoins, la plupart du temps, assez lourds à mettre en œuvre.

C'est cette complexité pratique qui a interdit pendant longtemps les études systématiques que permettent maintenant les moyens informatiques et notamment les programmes d'éléments finis, particulièrement bien adapté au problème.

7.8- Exécution des travaux de pose des canalisations [6] :

7.8.1- Travaux préliminaires :

Avant de commencer le chantier de pose, nous devons procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- ✓ De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- ✓ De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'alimentation en eaux potables, réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz).

POSE DE CANALISATION

Pour un repérage précis, il faut exécuter des sondages de reconnaissance perpendiculairement aux lieux des canalisations indiquées sur les plans du projet.

La vérification et la manutention des canalisations (Les quantités, L'aspect et le contrôle de l'intégrité, Le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

7.8.2- Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement sous le trottoir. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 0,8 m au minimum pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

L'opération de décapage des terres végétales peut ne pas avoir lieu car nous avons procédé à un changement du réseau existant au sein de notre agglomération.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

7.8.2.1- La profondeur de tranchée (H_{tr}) :

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiqué au profil en long, en général la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D+h+e \text{ (m)} \quad (7-14)$$

- ✓ D : diamètre de la conduite (m) ;
- ✓ h : hauteur de la génératrice supérieure de conduite à la surface du sol, Dans notre projet on prend : $h=0,6\text{m}$
- ✓ e : épaisseur du lit de pose ($e=0,2\text{ m}$). $\Rightarrow H_{tr} = D+0.8 \text{ (m)}$.

7.8.2.2- La largeur de tranchée (b) :

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur

POSE DE CANALISATION

au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque côté de la conduite.

Avec :

$$b = D + 0,6 \text{ (m)} \quad (7-15)$$

✓ b : largeur de la tranchée (m).

7.8.2.3- *Choix du coefficient du talus (m) :*

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites nous devons définir ce coefficient qui est en fonction de la profondeur de tranchée et la nature du sol.

Tableau 7-2 : *choix du coefficient du talus*

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

7.8.2.4- *Volume des déblais des tranchées :*

Les sections des tranchées sont en forme trapézoïdale dont le volume des déblais est donné par:

$$V_d = S \cdot L \quad (7-16)$$

Avec:

S : aire de la section transversale de la fouille (m²).

L: longueur totale de la tranchée (m) ;

7.8.3- *Aménagement du lit de sable :*

POSE DE CANALISATION

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites nous procédons aux opérations suivantes :

- ✓ Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- ✓ Respecter les côtes du profil en long.
- ✓ Nivelé soigneusement le fond de la tranchée.
- ✓ Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

7.8.4- Type de pose :

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'obstacles (absence de rivière, de galerie et de marécage). Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé

7.8.5- Mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- ✓ Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- ✓ Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- ✓ Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- ✓ Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- ✓ Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

7.8.6- Assemblage des conduites en PEHD:

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) peuvent être livrées en barres de 6 à 12 m ou en couronnes par longueurs de 50 à 100 m. Pour le raccordement de ces conduites, deux procédés sont employés :

POSE DE CANALISATION

- 1- Jusqu'au diamètre 63 mm, le raccordement est mécanique à emboitement.
- 2- Raccord électrosoudables : les raccords électrosoudables en PEHD à emboitement femelle sont munis sur leur diamètre intérieur d'une résistance chauffante. Les deux extrémités de cette résistance sont reliées à des plots situés à l'entrée de chaque emboitement.

Le temps de soudage est de l'ordre d'une minute et celui du refroidissement est d'environ une heure. Pendant les cycles de chauffage et de refroidissement, le serrage, l'alignement et le maintien des tuyaux et accessoires en polyéthylène doivent être assurés par des positionneurs.

Ce procédé d'assemblage des tuyaux présente l'avantage d'éviter la mise en place des butées, d'où une économie d'exécution, à laquelle s'ajoute celle d'encombrement du sous-sol.

7.8.7- Essai d'étanchéité au chantier:

Les conduites ainsi enterrées et jointes doivent subir des essais d'étanchéité avant d'être complètement ensevelies par du remblai. Ces essais comprennent :

- ✓ Essai à l'eau pour les faibles diamètres pendant 30 minutes ainsi que les joints.
- ✓ Essai à la fumée : en cas d'absence de vent et conduite non humide.
- ✓ Essai à l'air sous pression : variation de pression inférieure à 0.5 bars.

7.8.8- Enrobage de la canalisation :

L'enrobage est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau. Elle assure son calage et la transmission régulière de l'effet latéral des terres. L'enrobage de la canalisation jusqu'à environ de 30 cm au-dessus de sa génératrice supérieure est à distinguer du remblaiement qui a lieu au-delà de cette zone.

Le choix des matériaux d'enrobage et leur mise en œuvre ont une grande influence sur la durabilité du réseau ainsi. Il convient donc d'insister sur l'importance de la zone d'enrobage.

Après l'enrobage, il est vivement conseillé de repérer les tuyaux par un grillage plastique avertisseur en bleu posé dans la tranchée au-dessus de la couche d'enrobage.

7.8.9- Remblaiement de la tranchée :

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors

POSE DE CANALISATION

de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage (<0,3m), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation

7.8.10- Contrôle du compactage des tranchées :

Le compactage de la zone d'enrobage et de remblaiement influe directement sur la répartition 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 utilement être réalisable à l'aide d'un outil peu coûteux, pratique et très rapide à mettre en œuvre que l'on appelle « Sonde battus ». Cet appareil permet :

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

7.8.11- Mise en service du réseau:

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé par l'entreprise en présence du maître d'œuvre, à une mise en pression générale du réseau, par l'intermédiaire du réservoir. Les robinets et vannes de branchements et de raccordement étant fermés.

Il est impératif de remplir les conduites lentement avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de leurs débits normaux prévus. Cette opération est indispensable pour donner à l'air le temps de s'acheminer et de s'accumuler aux points hauts et enfin de s'échapper par les ventouses. On utilisera les 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 étant terminée, le réseau est mis sous pression pendant 48 heures. Après cette période nous mesurons la perte par rapport à la capacité du réseau, celle-ci ne doit pas dépasser 2%.

Malgré toutes les précautions prises, la propreté de la canalisation est insuffisante, elle contient toujours de la terre ou des pierres qui en se déposant

POSE DE CANALISATION

dans les appareils de robinetterie ou de fontainerie peuvent gêner leur manœuvre, détériorer les sièges et les clapets de fermeture. Avant la mise en service définitive du réseau d'eau potable, comme après toute réparation sur une canalisation d'eau, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau avant la distribution d'eau aux consommateurs.

7.9- Prescription spéciale concernant le PEHD:

Il est déconseillé de poser les canalisations en polyéthylène :

- ✓ A proximité de réseaux de chauffage urbain et d'égouts industriels où la température dépasse 25°C. Lorsque l'éloignement n'est possible, il convient de protéger la canalisation par un matériau isolant.
- ✓ A proximité d'une zone imprégnée d'hydrocarbure, auquel cas la conduite doit être placée dans un barreau afin d'éviter tout risque de pollution des eaux.
- ✓ Comme pour le PVC, les conduites en polyéthylène doivent être stockées à l'abri du soleil, ils ne doivent pas être posés lorsqu'ils sont portés (au soleil par exemple) à une température élevée.
- ✓ La mise en place des tuyaux doit être réalisée en larges ondulations destinées à compenser le retrait et la dilatation (le polyéthylène a une dilatation linéaire qui peut atteindre 8 mm/m pour une différence de température de 40 °C).
- ✓ Un soin particulier est à apporter lors de la manipulation des conduites du fait de la sensibilité de polyéthylène aux blessures tranchantes.

7.10- Conclusion :

Ce chapitre est d'un intérêt primordial pour l'étude du comportement mécanique de la conduite vis-à-vis du sol, car il nous permet de voir si une conduite d'un matériau donné peut résister aux efforts reçus. L'étude est envisagée en considérant les différentes méthodes de calcul des poussées en retenant celle qui nous donne la poussée la plus grande. Un autre intérêt à signaler réside dans le choix du mode de pose de la canalisation en fonction du relief, et les essais à entreprendre pour la bonne tenue de la conduite au cours de son fonctionnement.

Chapitre-8-:

ORGANISATION DE CHANTIER

ORGANISATION DE CHANTIER

8.1-Introduction :

Organiser un chantier est une étape préalable et indispensable pour la réalisation du projet. Il consiste à coordonner les différents intervenants sur le projet et à établir un planning de réalisation de ce dernier dans le but de respecter le délai.

8.2- Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP :

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

- ✓ Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- ✓ Excavation des tranchées.
- ✓ Pose de conduites.
- ✓ Epreuve de joint et de canalisation.
- ✓ Déblaiement et remblaiement des tranchées.
- ✓ Définir les engins utilisés lors de la réalisation du projet.
- ✓ Planification des travaux.

8.3- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

8.3.1-Matérialisation de l'axe :

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

8.3.2- Nivellement de la plate-forme de pose :

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

Nous déterminons la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

ORGANISATION DE CHANTIER

8.4- Excavation des tranchées :

Cette opération comprend deux étapes :

- ✓ Enlèvement de la couche végétale si elle existe.
- ✓ Excavation.

8.4.1- Enlèvement de la couche végétale

Pour ce faire, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

8.4.2- Excavation

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur maximale de la tranchée à excaver doit atteindre 2 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

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

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

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

Distance de la mise de la cavalière.

8.5- Les engins utilisés :

8.5.1- Pelle :

Les pelles sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement, les pelles sont du type à fonctionnement discontinu c'est-à-dire leur cycle de travail durant les temps suivants :

ORGANISATION DE CHANTIER

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

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

Nous distinguons deux types :

8.5.1.1- Pelle équipée en rétro :

Les applications de la pelle en rétro sont :

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

8.5.1.2- Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

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

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

8.5.2- Appareil topographique : le niveleur

Il est utilisé lors de l'implantation des axes de nos conduites.

8.5.3- Niveleuses :

Les niveleuses sont des tracteurs à quatre roues ou à deux roues prolongées par l'avant par un nombre coudé reposant lui à son extrémité sur à deux roues directrices commandées depuis le tracteur, ce tracteur est mené d'une couronne circulaire est d'une lame montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement c'est-à-dire prendre toutes les positions possible dans le plan de la couronne.

En plus de son travail de terrassement et de finition, ces emplois sont multiples :

ORGANISATION DE CHANTIER

- Décapage de la terre végétale sur faible épaisseur maximum 30cm.
- Terrassement en terrains léger.
- Creusement ou curage des fossés, en inclinant sur le côté nous pouvons facilement creuser ou curer un fossé et les terres extraites par la lame remonte le long de celle-ci et vient de déposer en cavalier sur le bord de fossé.
- débroussage sur les terrains légers c'est-à-dire ne comportant pas de gros arbuste ou de grosses pierres.

8.6- Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations du réservoir au point le plus défavorable en empruntant le cheminement le plus long du réseau sont:

- ✓ A : Décapages de la couche de terre végétale.
- ✓ B : Piquetage.
- ✓ C : Exécution des tranchées.
- ✓ D : Aménagement du lit de pose.
- ✓ E : La mise en place des canalisations en tranchées.
- ✓ F : Assemblage des tuyaux.
- ✓ G : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- ✓ H : Remblai des tranchées.
- ✓ I : Travaux de finition.

8.6.1- Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

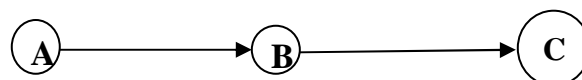
- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

➤ Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. Nous distinguons deux types de réseaux :

- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



ORGANISATION DE CHANTIER

L'opération **A** précède l'opération **B**

- *Réseau à nœuds* :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

✓ *Construction du réseau* :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

◆ Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

◆ Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

◆ Construction des graphes partiels ;

◆ Regroupement des graphes partiels ;

◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

◆ Construction du réseau ;

✓ *Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)*

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

8.6.2- Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

8.6.2.1- Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

ORGANISATION DE CHANTIER

8.6.2.2- Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

8.6.2.3- Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

8.6.2.4- Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : Temps de réalisation ;
- DCP : Date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : Date de commencement au plus tard ;
- DFP : Date de finition au plus tôt ;
- DFPP : Date de finition au plus tard;
- MT : Marge totale.

et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

ORGANISATION DE CHANTIER

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition

suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

8.6.2.5- Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

Nous pourrons appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

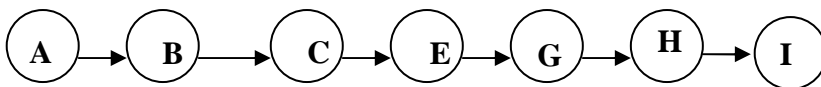
8.6.2.6- Détermination du chemin critique :

Le tableau suivant nous permet de déterminer le chemin critique.

Tableau 8-1 : Détermination des délais

Opérations	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	25	35	60	35	60	0
C	95	60	155	60	155	0
D	20	60	80	135	155	75
E	33	155	188	155	188	0
F	12	188	200	271	283	83
G	95	188	283	188	283	0
H	30	283	313	283	313	0
I	20	313	333	313	333	0

Donc le chemin critique est :



$$DTR = \sum TR = 333 \text{ jours .}$$

8.7- Conclusion :

Pour n'importe quel projet soit réalisé dans des bonnes conditions à temps et assez économique possible, il faut bien faire appel à toutes les connaissances que contient l'organisation de chantier.

Chapitre-9-:
***PROTECTION ET SECUTITE DE
TRAVAIL***

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

9.1- Introduction :

Les différents intervenants sur le terrain lors de la réalisation d'un projet doivent être protégés contre les accidents des travaux.

Ces accidents et ses conséquences pèsent lourd sur le plan humain, le plan financier et le plan de la production. Par conséquent des mesures drastiques doivent être prises et appliquées pour diminuer la fréquence et la gravité des incidents de travail. Néanmoins les mesures préventives et leurs applications strictes ne suffisent pas à elles seules, il faut inculquer un esprit de sécurité au personnel qui leur permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

9.2- Causes des accidents de travail [1]:

L'accident de travail n'est nullement le fait hasard ou de la fatalité. Les investigations effectuées après les accidents font toujours apparaitre une multitude des causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident. Ces causes sont la somme des différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes : facteurs humains et facteurs matériels.

9.2.1- Facteurs humains :

- ✓ Manque de contrôle et négligence
- ✓ La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- ✓ Le manque de communication entre le personnel de travail.
- ✓ L'absence ou le manque du suivi d'application stricte des mesures de préventions.
- ✓ L'utilisation des personnes mal ou non qualifiées pour une tâche spécifique.
- ✓ Les erreurs de jugement ou de raisonnement.

9.2.2- Facteurs matériels :

Les facteurs matériels concernent les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origines matérielles proviennent :

- ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier.

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

- ✓ De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvres.
- ✓ Des outils et des machines utilisés : implantation, entretien...
- ✓ De l'exécution du travail : difficulté particulière.
- ✓ De lieu de travail : éclairage, condition climatiques...
- ✓ De conditions d'hygiène et de sécurité : protection, ventilation...

NB: Notons que par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables aux facteurs humains et nécessitent parfois l'intervention des psychologues avisés.

9.3- Liste des conditions dangereuses [1]:

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

9.4- Liste des actions dangereuses [1] :

- ✓ 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.

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter ou se quereller.

9.5- Prévention des accidents de travail :

La prévention est l'ensemble des mesures prises en fonction du travail pour éviter les accidents de travail tant sur le plan humain que le plan financier et sur le plan production.

9.5.1- Organisation de la prévention

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou services intéressés.

9.5.2- Prévention collective

Les mesures de la prévention collective sont suite logique des études de sécurité. Elles peuvent être classées en deux catégories :

- ✓ Respect de la réglementation : la législation, les contrôles techniques ...
- ✓ Moyens techniques : la protection des éléments de machines et des mécanismes en mouvement...

9.5.3- Prévention individuelle

Il s'agit d'une observation individuelle et stricte de toutes précautions et des mesures de protection relative au travail concerné (casque, gants, chaussures, lunettes, etc...).

9.6- Conclusion :

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

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

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis de donner en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Bormadia. L'analyse de ces problèmes montre que la rénovation du réseau de distribution est la solution unique pour l'horizon fixé vu l'extension de la dite agglomération.

Pour cette agglomération plus ou moins structurée au point de vue plan de masse, le réseau adopté est de type maillé modélisé par le logiciel WATERCAD. Les résultats de dimensionnement montrent que les diamètres des tronçons formant les mailles transitent des débits répondant au concept de débits limites et vitesses limites à l'exception de certains tronçons. Les pressions ainsi déduites réparties équitablement aux nœuds sont dans la fourchette acceptable étant donné que le réservoir se trouve au milieu du réseau de distribution. Dans cette étude, nous avons abordé une partie détaillée concernant la pose de canalisation tout en abordant le comportement sol-conduite dans le but de mettre en évidence la méthode défavorable donnant la poussée maximale s'exerçant sur la conduite.

Cette étude est d'un intérêt primordial en pratique pour pouvoir connaître la compatibilité entre remblai et épaisseur de la conduite. Nous espérons que notre travail porte un intérêt adéquat, d'une utilité primordiale, pour son exécution dans la localité de Bormadia.

Références 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, 1994.72p
- [2] BONNIN, J. Hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petites et moyennes importances. Editions : Eyrolles. Paris, 1986, 254p.
- [3] CARLIER, M. Hydraulique générale et appliquée. Editions :Eyrolles. Paris, 1972, 582p.
- [4] DUPONT.A. Hydraulique urbaine : ouvrages de transport, élévation et distribution d'eau, Tome 2. Editions :Eyrolles. Paris, 1979. 573p.
- [5] E .IVANOV Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau, ENSH 1985
- [6] I.D.F.P SAUR « Pose des canalisations» (2006).
- [7] MEUNIER,M. Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression. Edition :Dunod. Paris, 1980. 198p
- [8] NONCLERCQ.IR, hydraulique urbaine appliquée 3ème partie le calcul statique des collecteurs urbain 1990, 255p.
- [9] SALAH B., KETTAB A., DERNOUNI F., "Procédé général de détermination d'une loi de manœuvre parfaite", Communication dans le cadre du COMHYD'97.
- [10] SALAH, B. Poly copies de comportement mécanique des conduites enterrées. ENSH Blida, 1994.15p.
- [11] SALAH, B. Poly copies d'alimentation en eau potable .ENSH Blida, 1993.144p.

Références Web –Bibliographiques

- Google Earth (consulté le 04/04/2012)
- Wikipédia (consulté le 02/08/2012)

Annexes

Annexe 1

Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

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

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

Annexe 2

Annexe 2: Débits en fonction des diamètres et gradient 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	50	75	75	75
1000 i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.50	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000 i	13.6	16.9	20.9	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
1000 i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	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	200	250	250
1000 i	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
1000 i	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
1000 i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53S
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
1000 i	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
1000 i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

Extrait de poly copier d' A.E.P de M^r Salah bouelem