

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception du réseau d'AEP de la ville de Ammari (w. Tissemsilt) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-11

APA Citation (APA توثيق):

Chaker, Abdelhamid (2011). Conception du réseau d'AEP de la ville de Ammari (w. Tissemsilt)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**CONCEPTION DU RESEAU D'AEP DE LA VILLE
DE AMMARI (W.TISSEMSILT)**

Présenté par :

M^r: CHAKER ABDELHAMID

Promotrice :

M^{me}. KAHLERRAS .M

Devant le jury composé de :

Président : M^r B.SALAH

**Examineurs : -M^{me}. W.MAHMOUDI
-M^r. A. HACHEMI
-M^{me}. S.BELLABAS
-M^r. M.BOUZIANE**

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Kheira et ahmed, qui
m'ont soutenue durant toutes ces années de
formation.*

A mon chère frère Mohamed.

A mes chères sœurs Rabia.

A toute la famille Chaker.

*A tout mes amis spécialement Farouk et atta elah
,Cherif, morad, hafidh, abd ellah.*

*Et a toute la promotion 2010/2011 de
l'hydraulique*

*A toutes mes adorables que j'ai connu pendant toute
ma vie ...*

Hamid

Remerciements

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

J'adresser mes remerciements, et à exprimer mes reconnaissances à ma promotrice M^{eme} Kahf erras malika, qui a accepte de m'aider

Notre gratitude va particulièrement à tous nos enseignants de l'E.N.S.H

Nous n'oublions pas le personnel administratif de l'ENSH et de la bibliothèque, et des périodiques pour leur collaboration et leur aide.

HAMID

ملخص:

أطروحتنا لنهاية الدراسة تشمل دراسة المخطط النوعي لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لبلدية عماري هذه الدراسة تتمثل في حساب أنابيب التزويد و أنابيب النقل من الآبار إلى الخزان من اجل الاستجابة النوعية والكمية للطلبات المتزايدة للسكان

RESUME :

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de AMMARI, cette étude a pour objet de dimensionner le réseau de distribution, et l'adduction a fin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

ABSTRACT:

The memory of our last studies consist to study the system to feed out of drinking water of AMMARI, this study is for object to dimensioning of the network distribution, the adduction in order to answer qualitatively and Quantitatively to the growing needs of the population

Sommaire

Page

Introduction générale	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE DE LA VILLE	
I.1- Introduction.....	2
I.2- Présentation de la ville.....	2
I.3- Situation géographique.....	3
I.4- Situation topographique	3
I.5- Infrastructures :.....	3
I.5.1-Infrastructures routières :.....	3
I.5.2-Equipement administratif	3
I.5.3-Infrastructures socioculturelles.....	3
I.6- Climatologie de la région	3
I.6-1-Humidité.....	4
I.7- Situation de l'A. E.P.....	4
I.8- Ressources En Eau.....	4
I.8-1-Eaux superficielles	4
I.8-2-Eaux souterraines	4
CHAPITRE II : LES BESOINS EN EAU L'AGGLOMERATION	
II.1- Introduction.....	5
II.2- Evaluation de la population.....	5
II.3- Catégories des besoins.....	6
II.4- Evaluation des débits.....	7
II.4.1- Généralité.....	7
II.4.2- Consommation unitaire et choix de la dotation.....	7
II.4.3-Calcul du débit moyen journalier	7
II.4.4-Débit de consommation moyenne des équipements a l'état actuel	8
II.5- Etude des variations des débits.....	9
II.5.1- Variation des débits de consommation dans le temps.....	9

II.5.2-Coefficient d'irrégularité.....	9
II.5.2.1-Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$).....	9
II.5.2.2-Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$).....	9
II.5.2.3-Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$).....	9
II.5.2.4-Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$).....	10
II.5.3-Détermination des débits journaliers.....	11
II.5.3.1-Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	11
II.5.3.2-Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$).....	11
II.5.4-Détermination des débits horaires.....	12
II.5.4.1-Débit moyen horaire.....	12
II.5.4.2-Détermination du débit maximum horaire.....	12
II.5.5-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	13
II.5.6-Détermination Les graphiques de consommation.....	16
II.6- Conclusion.....	17

CHAPITRE III CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION EN EAU

III.1- Introduction.....	18
III.2- Choix du système de distribution.....	18
III.2.1-Choix du type de réseau.....	18
III.3- Principe du tracé du réseau maillé.....	18
III.3.1-Choix du matériau des conduites.....	19
a- Tuyaux en fonte.....	19
b- Tuyaux en acier	19
c- Tuyaux en P.E.H.D.....	20
III.4- Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	20
III.4.1-Détermination des débits.....	20
a- Cas de pointe.....	20
b- Cas de pointe + incendie.....	29

III.5-	Vérification de la vitesse dans le réseau.....	36
III.6-	Calcul du réseau maillé par la méthode de «HARDY – CROSS ».....	36
	III.6.1- Détermination du débit correctif.....	37
	III.6.1.1- Principe de la méthode de «HARDY –CROSS».....	38
	III.6.1.2- Calcul du débit correctif.....	38
	III.6.2- Calcul du réseau	39
	III.6.3 -Capacités pour la Modélisation Hydraulique.....	39
	III.6.4- Formule utilisée.....	40
III.7-	État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe)...	42
III.8-	État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe).....	47
III.9-	État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + incendie).....	54
III.10-	État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + incendie).....	59
III.11-	Équipement du réseau de distribution.....	66
	III.11.1- Type de canalisation.....	66
	III.11.2- Appareils et accessoires du réseau.....	66
	III.11.2.1- Robinets vannes.....	66
	III.11.2.2- Bouches ou poteau d'incendie.....	66
	III.11.2.3- Clapets.....	66
	III.11.2.4- Ventouses.....	66
	III.11.2.5- Robinets de vidange.....	66
	III.11.2.6- Bouche d'arrosage.....	66
	III.11.2.7- pièces spéciales de raccord	67
III.12-	Conclusion.....	67
CHAPITRE IV : LES RESERVOIRS		
IV.1-	Introduction.....	68
IV.2-	Rôle des réservoirs.....	68

IV.3-	fonctions des réservoirs.....	68
	IV.3.1-Fonctions techniques des réservoirs.....	68
	IV.3.2-Fonctions économiques.....	69
IV.4-	Emplacement des réservoirs.....	69
IV.5-	Choix du type du réservoir.....	69
IV.6-	Equipement du réservoir.....	70
	IV.6.1-Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	70
	IV.6.2-Conduite de départ ou de distribution.....	70
	IV.6.3-Conduite de trop-plein.....	70
	IV.6.4-Conduite de décharge ou de vidange.....	71
	IV.6.5-Conduite by-pass.....	71
IV.7-	Vidange et remplissage des réservoirs.....	71
IV.8-	Détermination de la capacité du réservoir.....	71
	IV.8.1-Principe de calcul.....	71
	IV.8.1.1-Calcul par la Méthode analytique.....	72
IV.9-	Matérialisation de la réserve d'incendie.....	74
IV.10-	Entretien des réservoirs.....	75
IV.11-	Applications et sécurité.....	75
IV.12-	Conclusion.....	76

CHAPITRE V : L'ADDUCTION

V.1-	Introduction	77
V.2-	Quelques notions simples sur l'adduction.....	77
V.2.1-	Choix du tracé.....	77
	V.2.2-ligne piézométrique.....	77
	V.2.3- Air dans les tuyauteries.....	77
	V.2.4- Dépôts dans l'adduction.....	78
V.3-	Choix du type du matériau de la tuyauterie.....	79

V. 4-	Conditions économique.....	79
V. 5-	Adductions existantes.....	79
V.6-	Etude technico-économique de l'adduction.....	80
	V.6.1-Pertes de charges.....	80
	V.6.1.1-Pertes de charges linéaires.....	81
	V.6.1.2- Pertes de charges singulières.....	82
	V.6.1.3-Pertes de charges totales.....	82
	V.6.2-Détermination de la hauteur manométrique totale.....	82
	V.6.3- Puissance absorbé par la pompe.....	83
	V.6.4- Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	83
	V.6.5-Frais d'exploitation.....	83
	V.6.6- Frais d'annuité.....	83
	V.6.7- Frais d'amortissement.....	84
	V.6.8-Bilan (prix total).....	84
V.7-	Calcul de la conduite d'adduction.....	84
	V.7.1- Données de base.....	84
	V.7.2-Application.....	84
	V.7.2.1-Vérification de la vitesse.....	84
	V.7.2.2-Calcul de la hauteur manométrique totale.....	84
	V.7.2.3-Puissance absorbé par la pompe.....	85
	V.7.2.4-Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	85
	V.7.2.5-Frais d'exploitation.....	86
	V.7.2.6-Frais d'amortissement.....	86
	V.7.2.7-Bilan (prix total).....	86
V.8-	Critère de choix de nombre de pompe.....	87
V.9-	Déterminations du nombre de pompe.....	87
	V.9.1- Détermination de la courbe H en fonction de Q (par le logiciel caprari).....	88

V.9.2-	Type de la pompe.....	89
V.10-	Conclusion.....	90

**CHAPITRE VI
PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE PHENOMENE
TRANSITOIRE**

VI.1-	Généralité.....	91
VI.2-	Interprétation physique du coup de bélier.....	92
VI.3-	Moyen de protection contre le coup de bélier.....	93
VI.4-	Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier.....	96
	VI.4.1- Dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de Bergeron	97
	VI.4.2- Calcul de la célérité d'onde.....	98
	VI.4.3- Calcul simplifié d'un réservoir d'air.....	99
VI.5-	Conclusion.....	101

CHAPITRE VII : LES ACCESSOIRES DU RESEAU

VII.1-	Introduction.....	102
VII.2-	Robinets vannes.....	102
VII.3-	Vannes papillons.....	103
	VII.3.1-Vannes d'isolement.....	103
	VII.3.2-Vannes à clapet de non retour.....	103
	VII.3.3-Vannes de réduction de pression.....	103
VII.4-	Ventouses.....	103
VII.5-	Clapets D'air.....	104
VII.6-	Régulateurs de pression.....	104
	VII.6.1- Régulateurs de pression aval.....	104
	VII.6.2- Régulateurs de pression amont.....	104
VII.7-	Compteurs.....	105
VII.8-	Robinets de décharge.....	105
VII.9-	Poteaux d'incendie.....	105
VII.10-	Raccordements.....	105

VII.10.1-	Tés.....	105
VII.10.2-	Cônes.....	106
VII.10.3-	Coudes	106
VII.10.4-	Croix de jonction.....	106
VII.11-	Conclusion.....	107

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIE

VIII.1-	Introduction.....	108
VIII.2-	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	108
	a) Matérialisation.....	108
	b) Nivellement.....	108
VIII.3-	Excavation des tranchées.....	108
	VIII.3.1-Enlèvement de la couche végétale.....	108
	VIII.3.2-Excavation.....	109
	VIII.3.2.1-Profondeur (Htr).....	109
	VIII.3.2.2-Largueur de la tranchée.....	109
	VIII.3.3-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	109
	VIII.3.3.1.Pelle équipée en rétro.....	110
	VIII.3.3.2.Pelle équipée en butée.....	110
	VIII.3.3.3-Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	111
	VIII.3.3.4-La durée d'excavation.....	112
	VIII.3.3.5.Aménagement du lit de pose des conduites.....	112
VIII.4-	Pose des conduites.....	112
VIII.5-	Epreuve de joint et de la canalisation.....	112
VIII.6-	Remblaiement de la tranchée.....	113
VIII.7-	Conclusion.....	113
	Conclusion générale	114

Liste des tableaux

Page

Tableau n° II-1:Le calcul de la population de la commune de AMMARI.....	6
Tableau n° II-2: débit moyen des différents consommateurs.....	8
Tableau n° II-3: variation du coefficient β_{max}	10
Tableau n° II-4: variation du coefficient β_{min}	11
Tableau n°II-5:Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.	14
Tableau n° II-6:Variation des débits horaires.....	15
Tableau n° III-1 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).....	22
Tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)..	29
Tableau n° III-3 : calcul la pression de service.....	42
Tableau n° III-4 : calcul les paramètres hydrauliques.....	47
Tableau n° III-5 : calcul la pression de service	54
Tableau n° III-6: calcul les paramètres hydrauliques.....	59
Tableau n°IV-1 : Détermination de la capacité de réservoir.....	73
Tableau n°V-1: Tableau Comparative (besoins-déficit)	80
Tableau n°V-2: calcul de la hauteur manométrique.....	85
Tableau n°V-3: calcul de la puissance absorbé.....	85
Tableau n°V-4: calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	85
Tableau n°V-5 : Détermination des frais d'exploitation.....	86
Tableau n° V-6 : Détermination du montant d'amortissement.....	86
Tableau n° V-7 : Détermination du prix total. (Bilan).....	86
Tableau n° V-8 : Le point de fonctionnement d'après le logiciel caprari.....	88
Tableau VI-1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier.....	95
Tableau VI-2: Calcul de la célérité.....	98
Tableau VI-3: Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.....	99
Tableau VI-4 : Valeurs du coup de bélier.....	99
Tableau VIII-1: calcul du volume à excaver.....	111
Tableau VIII-2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	111

Liste des figures

	<i>Page</i>
Figure I-1 Carte de la Situation géographique.....	2
Figure n° II-1: Graphique de consommation.....	16
Figure n° II-2: courbe intégrale.....	16
Figure n° III-1 : répartition des pressions (cas de pointe).....	46
Figure n° III-2 : répartition des vitesses (cas de pointe).....	53
Figure n° III-3 : répartition des pressions (cas de pointe + incendie).....	58
Figure n° III-4 : répartition des vitesses cas de pointe + incendie.....	65
Figure n° V-1 : La courbe caractéristique de la pompe	85
Figure VIII-1 : Pelle mécanique.....	108

Liste des planches

- Planche n° 01 : Plan de la situation
- Planche n° 02 : Profil en long du réseau
- Planche n° 03 : Profil en long d'adduction n° 01
- Planche n° 04 : Profil en long d'adduction n° 02
- Planche n° 05 : Plan de masse de la ville

Introduction Générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, puisque celui-ci lié à, toutes les branches de l'économie.

L'eau est considérée par tous le monde comme source de la vie. Mais on constate que cet or bleu est très mal géré suite de divers raison.les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés a la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau. Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social pèse de façon déterminante ainsi que la politique mise en place dans le secteur de l'eau. Dans les pays en voie de développement ou seule une fraction de la population dispose de l'accès au réseau de distribution public, un facteur clé du développement de la demande en eau sera la mise en place d'une politique cohérente de développement de l'alimentation et desserte en eau qui tienne compte des contraintes de mobilisation des fonds nécessaire, du développement de l'efficacité technique des sociétés distributrices dans le respect des nécessaires équilibre financiers, et de la capacité des usagers de payer l'eau.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage, et de distribution ainsi qu'une gestion efficace afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Cadrant avec ces nouveaux systèmes, le thème de ce mémoire est l'AEP de la ville de AMMARI.

chapitre I

Présentation de la ville

CHAPITRE I PRESENTATION DE LA VILLE

I.1- Introduction :

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

I.2- Présentation de la ville :

La ville de AMMARI se situe au pied de l'Ouarsenis dans sa partie méridionale à une altitude de 1000 m à une distance de 17 km du chef lieu de wilaya.

La commune de AMMARI issue de la dernière restructuration administrative de 1984 est créée avant 1959, la première assistante se compose de la ferme pilote et le siège actuel de L'APC.

Après le découpage administratif de 1988 AMMARI devenu chef lieu de Daira.

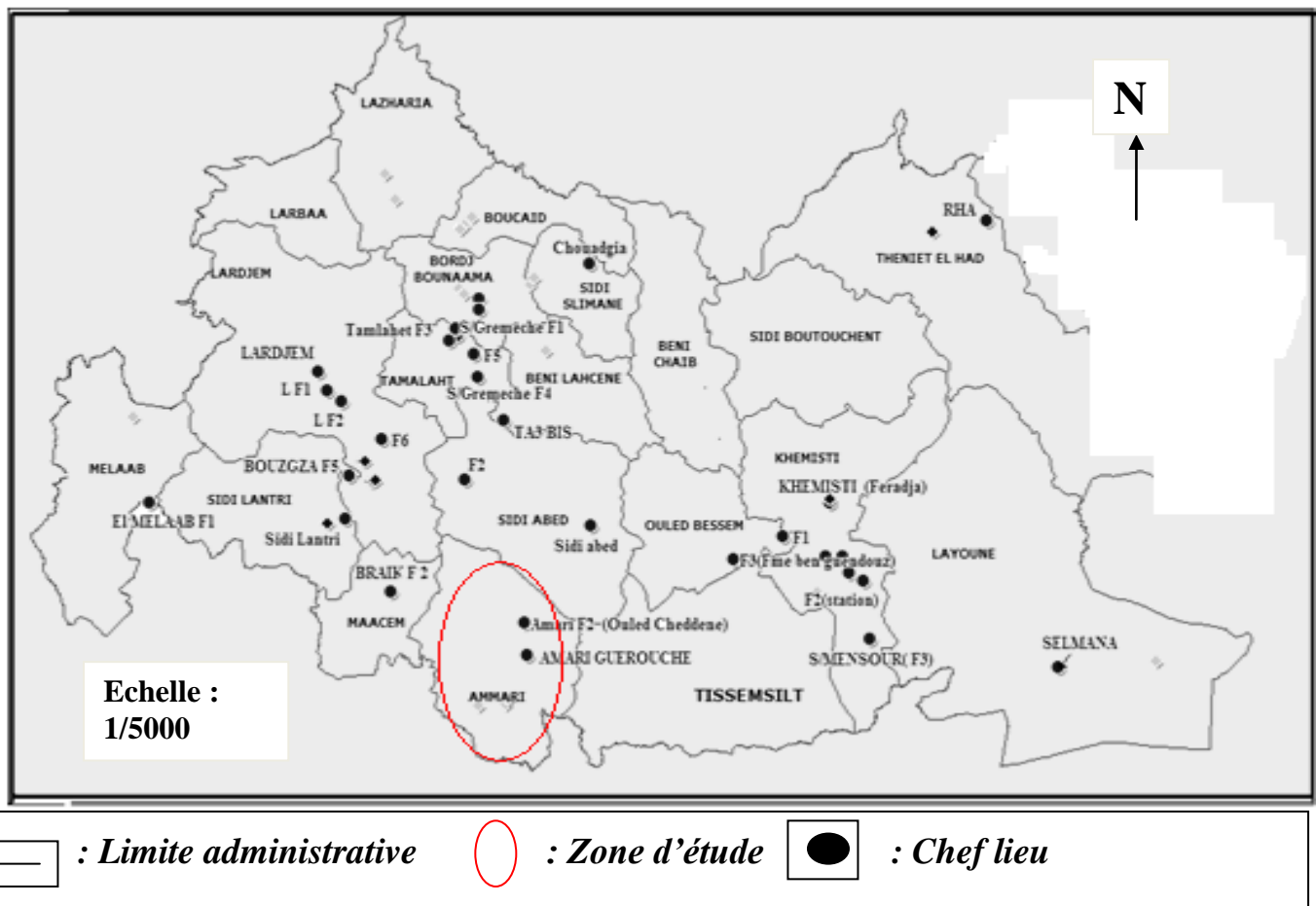


Figure I-1 Carte de la Situation géographique

I.3-Situation géographique :

La commune de AMMARI s'étale sur une superficie totale de 145,57 km² la surface agricole totale et de 12084 ha, elle est chef lieu de Daira et Commune située au Nord - ouest du chef lieu de wilaya TISSEMSILT, à une distance de 25 km, elle est limitée par :

- La commune de SIDI ABED, au nord – est
- La commune de MAACEM, au Nord-ouest
- La commune de TISSEMSILT, au sud – est
- La commune de SIDI HOSNI (TIARET), au Sud – Ouest
- La commune de SEBAINE, au sud

I.4- Situation topographique :

La ville de AMMARI présente un relief accidenté ; dont les altitudes varient de 820m à 911m.

I.5-les infrastructures :

I.5.1-Infrastructures routières :

La ville est desservie actuellement par le chemin de Wilaya N°01 qui est le plus important à l'intérieur du territoire communal, il est devisé en deux tronçons importants, le 1^{er} raccorde l'agglomération chef lieu à la RN 19 au nord de la commune à une distance d'environ 10 km et une largeur de 5 à 6m.

Le 2^{ème} raccorde l'agglomération et le terrain sud - est avec une longueur de 11 km.

I.5.2-Equipement administratif :

Les équipements les plus importants de la ville sont :

Siège de Daira, siège de commune, gendarmerie agence PTT, sonelgaz et recette des impôts.

I.5.3-Infrastructures socioculturelles:

La ville comprend des différentes infrastructures d'éducation de Santé, qui sont constituées des écoles de 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} cycle d'un nombre total de 1361 élèves, et Une polyclinique, et un centre de soin, un battoir, deux mosquées, un stade, commerces et services.

I.6-Climatologie de la région :

Les données climatiques sont conformes au climat continental de la région (semi-aride) la moyenne annuelle de précipitations varie entre 370 à 450 mm.

Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles, ces dernières jouent un rôle déterminant dans le déclenchement de l'érosion Durant une année normale la période

pluvieuse varie entre 60 et 90 jours ,la sécheresse est présente généralement entre mars, juin, juillet et aout elle peut être précoce (mai) ou tardive (octobre), Les températures enregistrées pendant la saison froide varient de 0° a 14° C ,le gel est présent jusqu'au mois de juin en zones montagneuses la neige dure en moyenne de 5 à 7 jours.

Les valeurs saisonnières des nombres de jour de pluies sont présentes dans le tableau suivant :

I.6-1-L'humidité :

La région de AMMARI apparentée à toute la région connaît des taux d'humidité relativement élevés surtout le matin ou ils sont supérieures à 70 % pendant sept 07 mois de l'année (avril –octobre).

A partir de 13h inférieures à 50 % avec un régime saisonnier H.P.A.E sur une moyenne annuelle hygrométrique observée de 60.40 %, régime hiver – printemps - automne etc.....).

I.7-Situation de l'A. E.P:

L'agglomération de AMMARI est connue depuis long temps pour sa pauvreté en ressources en eau locales tant souterraines que superficielles.

Les problèmes d A. E.P furent rasant avec beaucoup d'acuité au niveau de l'agglomération en raison du déficit de la ressource.la situation de L'A. E.P engendrer au développement important qui Connue l'agglomération en matière de programme d'habitat et n'a pas manqué de créer de tensions et de 'déséquilibres en aggravant la situation déjà précaire de l'A.E.P.

I.8-Ressources En Eau :

I.8-1-Eaux Superficielles :

Actuellement la région d'étude est dépourvue des ressources superficielles (Barrages). La réalisation du barrage de KODIET ROSFA sur oued FODHA Contribuera l'amélioration des systèmes d'alimentation d'A.E.P dans la région.

I.8-2-Eaux Souterraines :

Actuellement la population du chef lieu s'approvisionne en eau potable à partir du deux sources aménagés se trouvent près de l'aire du tissu urbain qui est se trouve à 400 m environ du côte EST de la ville, qui est rattache avec le réservoir 500m³ par une adduction qui donne un débit de 3 l/s selon les services de la subdivision de l'hydraulique.

chapitre II

Les besoins en eau de l'agglomération

CHAPITRE II

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II.1- Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

Notre étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire général en étroite une relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

II.2- Evaluation de la population :

En 2008 la population de la ville de AMMARI a été estimée à 7120 habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2031.

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future pour application de la relation suivante :

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

Avec :

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

P_0 : population de l'année de référence (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population

n : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

Dans notre cas : $P_0=7120$ hab.

$$\tau = 3,4 \%$$

$$n = 23 \text{ ans } [2008 \div 2031]$$

L'année d'origine est l'an 2008. Le taux d'accroissement de la population est arrêté à 3.4%, de ce fait à l'an 2031 la population de la ville sera de 15542 habitants.

Les données de la population de la commune de AMMARI sont présentes dans le tableau suivant selon les sources RGPH 2008 et de ces données, le calcul ci dessous à été effectuée aux nouvelles échéances d'arrêts

Tableau n° II-1:Le calcul de la population de la commune de AMMARI

AMMARI	2008	2016	2021	2026	2031	Taux d'accroissement
chef lieu	3965	5181	6123	7237	8554	3.40
Zone éparses	3155	4123	4916	5861	6988	3.58
Total	7120	9304	11039	13098	15542	-

La population vivante dans le chef lieu représente pour l'année 2008 environ 55,90 % de la population totale.

La population vivante en zone éparses et zone rurale représente pour l'année 2008 environ 44,10 % de la population totale de la commune.

II.3- Catégories des besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la ville de AMMARI, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages.

II.4- Evaluation des débits :

II.4.1- Généralité :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II.4.2- Consommation unitaire et choix de la dotation

La dotation en eau à louer aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles, les besoins de la commune de AMMARI actuelles sont estimés à 150 l/j/hab.

II.4.3- Calcul du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j) \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

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

$$AN : Q_{\text{moy},j} = \frac{150 * 15542}{1000} = 2331,3 \text{ m}^3/j$$

$Q_{\text{moy},j} = 2331,3 \text{ m}^3/j$

II.4.4- Débit de consommation moyenne des équipements a l'état actuel :

En ce qui concerne les équipements, nous allons les récapituler dans le tableau suivant :

Tableau n° II-2: débit moyen des différents consommateurs

Désignation des équipements	Nombres	dotation	Débit m ³ /j
Scolaires	1361 élèves	50 l/j /e	68,050
Sanitaires	polyclinique (centre des soins) 130 P	15 l/j/p	01.950
Sportifs	01 stade 30000 m ²	01 l/j/m ²	30.00
Culturels	01 mosquées 300 p	10 l/j/p	03.00
Administratifs	siège Daira 30 e	15 l/j/e	00.45
	siège APC 38 e	15 l/j/e	00.57
	parc communal 120 e	15 l/j/e	01.80
	police communal	05 l/j/m ²	02.80
Commerciaux	13 locaux commerciaux 1200 m ²	50 l/j/m ²	60.00
TOTAL (M³ / J)			168.62

Le débit moyen de consommation totale est alors :

$$Q_{\text{moy},j} = 168,62 + 2331,3 \rightarrow Q_{\text{moy},j} = 2500 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5- Etude des variations des débits :

II.5.1- Variation des débits de consommation dans le temps :

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

Elles représentent les variations les plus importantes.

II.5.2-Coefficient d'irrégularité

II.5.2.1-Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

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

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II-3)$$

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

II.5.2.2-Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

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

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II-4)$$

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

II.5.2.3-Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

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

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

Avec :

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

Tableau n° II-3: variation du coefficient β_{max}

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 15542 hab alors :

$$\beta_{max} = (1,3 * 15542) / (10000) = 2,02$$

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

$$K_{max,h} = 1,3 * 2,02 = 2,63$$

D'où : $K_{max,h} = 2,63$

II.5.2.4-Coefficient minimum horaire ($K_{min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots (II-6)$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau n° II-4: variation du coefficient β_{min}

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

Donc pour notre cas on prend **10000** —————→ **0,4**
15542 —————→ **β_{minh}**

$\beta_{minh} = (0,4 * 15542) / (10000) = 0.62$

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

$K_{min,h} = 0,5 * 0,62 = 0,31.$

D'où : **$K_{min,h} = 0,31$**

II.5.3-Détermination des débits journaliers

II.5.3.1-Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

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

$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (II-7)$

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

d'où $Q_{min,j} = 0,8 * 2500 = 2000 \text{ m}^3/j$

D'où : **$Q_{min,j} = 2000 \text{ m}^3/j$**

II.5.3.2-Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

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

Ce débit est donné par la relation suivante :

$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (II-8)$

Avec :

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

$$Q_{\max,j} = 1,2 * 2000 = 2400 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où : $Q_{\max,j} = 2400 \text{ m}^3/\text{j}$

II.5.4-Détermination des débits horaires

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

II.5.4.1-Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

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

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

Donc : $Q_{\text{moy},h,h} = \frac{2400}{24} = 100 \text{ m}^3/\text{h}$.

D'où : $Q_{\text{moy},h} = 100 \text{ m}^3/\text{h}$

II.5.4.2-Détermination du débit maximum horaire

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

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \dots\dots\dots (\text{II-10})$$

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

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

On a donc :

$$Q_{\max,h} = 2,63 * 100 = 263 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'où : $Q_{\max,h} = 263 \text{ m}^3/\text{h}$ ou $73,06 \text{ l/s}$

II.5.5-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

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

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition variant de moins de 10000 habitants pour l'année 2008 et de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2031.

Tableau n° II-5: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

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

Tableau n° II-6: Variation des débits horaires

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 2400\text{m}^3/\text{J}$		Courbe de la consommation Cumulée	
	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	1.5	36	1.5	36
1-2	1.5	36	3	72
2-3	1.5	36	4.5	108
3-4	1.5	36	6	144
4-5	2.5	60	8.5	204
5-6	3.5	84	12	288
6-7	4.5	108	16.5	396
7-8	5.5	132	22	528
8-9	6.25	150	28.25	678
9-10	6.25	150	34.5	828
10-11	6.25	150	40.75	978
11-12	6.25	150	47	1128
12-13	5	120	52	1248
13-14	5	120	57	1368
14-15	5.5	132	62.5	1500
15-16	6	144	68.5	1644
16-17	6	144	74.5	1788
17-18	5.5	132	80	1920
18-19	5	120	85	2040
19-20	4.5	108	89.5	2148
20-21	4	96	93.5	2244
21-22	3	72	96.5	2316
22-23	2	48	98.5	2364
23-24	1.5	36	100	2400
total	100	$2400\text{ m}^3/\text{J}$		

$Q_{\max h} = 263,00 \text{ m}^3/\text{h} = 73,06 \text{ l/s}$

$Q_{\min h} = 83,33 \text{ m}^3/\text{h} = 23,15 \text{ l/s}$

II.5.6-Détermination Les graphiques de consommation

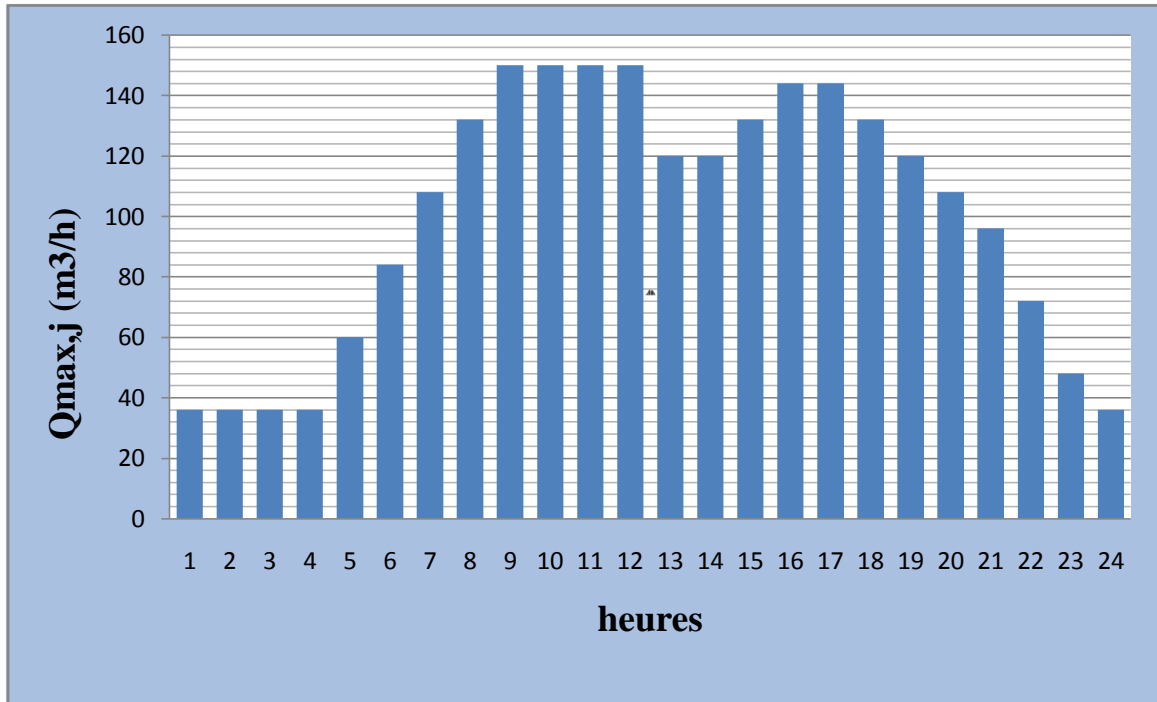


Figure II-1-Graphique de consommation

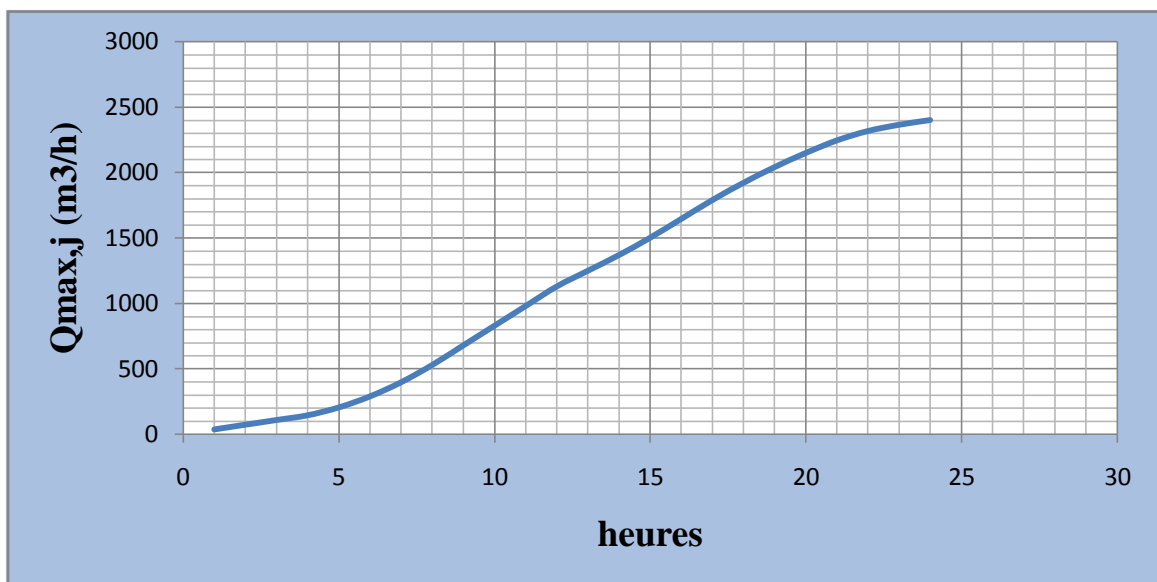


Figure II-2-courbe intégrale

II.6-Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit maximal journalier de AMMARI à l'horizon 2031 est de 2400 m³/j ; on voit que la consommation augmentera en 2031 car les habitudes de la commune vont changer. Et ceci nous permet de calculer dans ce chapitre le débit maximal journalier de la consommation.

chapitre III
Caractéristique De
La Consommation
En Eau

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION EN EAU

III.1-Introduction :

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits route pour chaque tronçon.

III.2-Choix du système de distribution :

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

III.2.1-Choix du type de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas des réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes (ramifiés+maillés)). Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau mixte suite à des nombreux avantages qu'il procure.

Un réseau mixte est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs bouches fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

III.3- Principe du tracé du réseau maillé:

Pour le tracé du réseau mixte nous devons :

- repérer les consommateurs importants par exemple les usines et les zones de forte densité;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;

-pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

III.3.1-Choix du matériau des conduites :

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

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

a- Tuyaux en fonte

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus des inconvénients.

❖ **Avantage**

1. Bonne résistances aux sollicitations du fluide ;
2. Bonne résistance aux chocs et aux charges compressible ;
3. Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joint, par conséquent, une réduction des risques de fuite
4. Facilité de pose.

❖ **Inconvénients**

1. Sensible a la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse ;
2. Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un cout très élevé pendant la pose ;
3. Mauvaise résistance au cisaillement ;
4. Une durée de vie d'environ 30 ans.

b- Tuyaux en acier

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

❖ **Avantage**

1. Résistances aux contraintes (choc, écrasement.) ;
2. Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée.

Leur principal inconvénient est la corrosion.

c- Tuyaux en P.E.H.D**❖ Avantages**

1. Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
2. Disponibilité sur le marché ;
3. Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
4. Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
5. Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
6. Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

❖ Inconvénient

1. Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent.

III.4-Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

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

III.4.1-Détermination des débits :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante.

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

a- Cas de pointe :

D'après le tableau n° II-8 de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 12h

$$Q_{pte} = 168,00 \text{ m}^3/\text{h} = 46,67 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

❖ Débit route : Q_{rte}

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \Sigma Q_{cc} \dots \dots \dots \text{(III-1)}$$

Avec : $\Sigma Q_{cc} = \Sigma Q_{ind} = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc $Q_{rte} = Q_{pte} = 46,67 \text{ l/s}$

❖ Débit spécifique :

$$q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L} \dots\dots\dots (III-2)$$

Donc $q_{sp} = \frac{46,67}{7120} = 0,0089 \text{ l/s/m}$

$q_{sp} = 0,0089 \text{ l/s/m}$

❖ Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte} = q_{sp} * L_i \dots\dots\dots (III-3)$$

Tableau n° III-1:détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
1	R	-	-	-	-	-
2	1	6.60	0.0089	0.059	0.029	0.984
	36	65.58	0.0089	0.584	0.292	
	131	148.87	0.0089	1.325	0.662	
3	1	6.60	0.0089	0.059	0.029	0.649
	2	45.53	0.0089	0.405	0.203	
	132	93.80	0.0089	0.835	0.417	
4	2	45.53	0.0089	0.405	0.203	1.081
	6	144.61	0.0089	1.287	0.644	
	7	52.67	0.0089	0.469	0.234	
5	7	52.67	0.0089	0.469	0.234	0.460
	8	20.88	0.0089	0.186	0.093	
	35	29.86	0.0089	0.266	0.133	
6	8	20.88	0.0089	0.186	0.093	0.879
	9	75.38	0.0089	0.671	0.335	
	67	101.17	0.0089	0.900	0.450	
7	9	75.38	0.0089	0.671	0.335	0.870
	10	27.53	0.0089	0.245	0.123	
	145	92.65	0.0089	0.825	0.412	
8	10	27.53	0.0089	0.245	0.123	0.493
	11	41.36	0.0089	0.368	0.184	
	66	41.94	0.0089	0.373	0.187	
9	11	41.36	0.0089	0.368	0.184	0.520
	12	75.39	0.0089	0.671	0.335	
10	12	75.39	0.0089	0.671	0.335	0.664
	13	73.84	0.0089	0.657	0.329	
11	13	73.84	0.0089	0.657	0.329	0.788
	14	20.32	0.0089	0.181	0.090	
	34	82.99	0.0089	0.739	0.369	
12	14	20.32	0.0089	0.181	0.090	0.858
	15	79.92	0.0089	0.711	0.356	
	145	92.65	0.0089	0.825	0.412	
13	15	79.92	0.0089	0.711	0.356	0.488
	16	29.83	0.0089	0.265	0.133	
14	16	29.83	0.0089	0.265	0.133	0.557
	17	65.49	0.0089	0.583	0.291	
	35	29.86	0.0089	0.266	0.133	
15	17	65.49	0.0089	0.583	0.291	0.954
	18	40.35	0.0089	0.359	0.180	
	33	108.51	0.0089	0.966	0.483	
16	18	40.35	0.0089	0.359	0.180	0.650
	19	40.03	0.0089	0.356	0.178	
	36	65.58	0.0089	0.584	0.292	

Suite de tableau n° III-1:détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
17	19	40.03	0.0089	0.356	0.178	0.273
	20	21.23	0.0089	0.189	0.094	
18	20	21.23	0.0089	0.189	0.094	0.140
	21	10.21	0.0089	0.091	0.045	
19	21	10.21	0.0089	0.091	0.045	0.604
	22	125.48	0.0089	1.117	0.558	
20	22	125.48	0.0089	1.117	0.558	0.665
	23	23.90	0.0089	0.213	0.106	
21	23	23.90	0.0089	0.213	0.106	1.877
	24	134.83	0.0089	1.200	0.600	
	33	108.51	0.0089	0.966	0.483	
	89	154.67	0.0089	1.377	0.688	
22	24	134.83	0.0089	1.200	0.600	1.406
	25	98.23	0.0089	0.874	0.437	
	34	82.99	0.0089	0.739	0.369	
23	25	98.23	0.0089	0.874	0.437	1.244
	26	136.77	0.0089	1.217	0.609	
	88	44.61	0.0089	0.397	0.199	
24	26	136.77	0.0089	1.217	0.609	0.685
	27	17.18	0.0089	0.153	0.076	
25	27	17.18	0.0089	0.153	0.076	0.143
	28	14.86	0.0089	0.132	0.066	
26	28	14.86	0.0089	0.132	0.066	0.491
	29	95.58	0.0089	0.851	0.425	
27	29	95.58	0.0089	0.851	0.425	0.989
	30	126.57	0.0089	1.126	0.563	
28	30	126.57	0.0089	1.126	0.563	0.815
	31	56.52	0.0089	0.503	0.252	
29	31	56.52	0.0089	0.503	0.252	1.312
	32	102.13	0.0089	0.909	0.454	
	90	78.17	0.0089	0.696	0.348	
	143	58.01	0.0089	0.516	0.258	
30	32	102.13	0.0089	0.909	0.454	1.19
	88	44.61	0.0089	0.397	0.199	
	141	120.74	0.0089	1.075	0.537	
31	89	154.67	0.0089	1.377	0.688	1.785
	141	120.74	0.0089	1.075	0.537	
	142	125.64	0.0089	1.118	0.559	
32	130	94.58	0.0089	0.842	0.421	1.502
	142	125.64	0.0089	1.118	0.559	
	144	117.20	0.0089	1.043	0.522	
33	90	78.17	0.0089	0.696	0.348	1.013
	91	32.32	0.0089	0.288	0.144	
	144	117.20	0.0089	1.043	0.522	

Suite de tableau n° III-1:détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
34	91	32.32	0.0089	0.288	0.144	0.522
	97	22.60	0.0089	0.201	0.101	
	128	62.30	0.0089	0.554	0.277	
35	97	22.60	0.0089	0.201	0.101	0.388
	100	58.05	0.0089	0.517	0.258	
	105	6.62	0.0089	0.059	0.029	
36	92	34.92	0.0089	0.311	0.155	0.672
	100	58.05	0.0089	0.517	0.258	
	143	58.01	0.0089	0.516	0.258	
37	92	34.92	0.0089	0.311	0.155	0.260
	93	23.47	0.0089	0.209	0.104	
38	93	23.47	0.0089	0.209	0.104	0.360
	94	34.10	0.0089	0.303	0.152	
	95	23.28	0.0089	0.207	0.104	
39	95	23.28	0.0089	0.207	0.104	0.270
	96	37.42	0.0089	0.333	0.167	
40	96	37.42	0.0089	0.333	0.167	0.492
	98	24.28	0.0089	0.216	0.108	
	101	48.81	0.0089	0.434	0.217	
41	98	24.28	0.0089	0.216	0.108	0.121
	99	2.96	0.0089	0.026	0.013	
42	94	34.10	0.0089	0.303	0.152	0.301
	99	2.96	0.0089	0.026	0.013	
	104	30.61	0.0089	0.272	0.136	
43	101	48.81	0.0089	0.434	0.217	0.395
	102	39.91	0.0089	0.355	0.178	
44	102	39.91	0.0089	0.355	0.178	0.802
	103	17.50	0.0089	0.156	0.078	
	107	122.81	0.0089	1.093	0.547	
45	103	17.50	0.0089	0.156	0.078	0.485
	106	61.13	0.0089	0.544	0.272	
	118	30.41	0.0089	0.271	0.135	
46	104	30.61	0.0089	0.272	0.136	0.438
	105	6.62	0.0089	0.059	0.029	
	106	61.13	0.0089	0.544	0.272	
47	117	11.11	0.0089	0.099	0.049	0.462
	118	30.41	0.0089	0.271	0.135	
	128	62.30	0.0089	0.554	0.277	
48	116	31.36	0.0089	0.279	0.140	0.474
	117	11.11	0.0089	0.099	0.049	
	127	64.01	0.0089	0.570	0.285	

Suite de tableau n° III-1: détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
49	125	27.90	0.0089	0.248	0.124	0.520
	126	24.88	0.0089	0.221	0.111	
	127	64.01	0.0089	0.570	0.285	
50	126	24.88	0.0089	0.221	0.111	0.319
	129	46.89	0.0089	0.417	0.209	
51	129	46.89	0.0089	0.417	0.209	0.630
	130	94.58	0.0089	0.842	0.421	
52	121	30.22	0.0089	0.269	0.134	0.514
	124	57.43	0.0089	0.511	0.256	
	125	27.90	0.0089	0.248	0.124	
53	124	57.43	0.0089	0.511	0.256	0.256
54	120	30.63	0.0089	0.273	0.136	0.526
	121	30.22	0.0089	0.269	0.134	
	123	57.45	0.0089	0.511	0.256	
55	123	57.45	0.0089	0.511	0.256	0.256
56	119	31.07	0.0089	0.277	0.138	0.530
	120	30.63	0.0089	0.273	0.136	
	122	57.45	0.0089	0.511	0.256	
57	122	57.45	0.0089	0.511	0.256	0.256
58	109	65.37	0.0089	0.582	0.291	0.429
	119	31.07	0.0089	0.277	0.138	
59	108	57.21	0.0089	0.509	0.255	0.679
	109	65.37	0.0089	0.582	0.291	
	110	30.05	0.0089	0.267	0.134	
60	110	30.05	0.0089	0.267	0.134	0.496
	111	31.42	0.0089	0.280	0.140	
	113	49.90	0.0089	0.444	0.222	
61	113	49.90	0.0089	0.444	0.222	0.222
62	111	31.42	0.0089	0.280	0.140	0.496
	112	30.12	0.0089	0.268	0.134	
	114	49.95	0.0089	0.445	0.222	
63	114	49.95	0.0089	0.445	0.222	0.222
64	112	30.12	0.0089	0.268	0.134	0.496
	115	50.01	0.0089	0.445	0.223	
	116	31.36	0.0089	0.279	0.140	
65	115	50.01	0.0089	0.445	0.223	0.223
66	107	122.81	0.0089	1.093	0.547	0.801
	108	57.21	0.0089	0.509	0.255	
67	3	16.49	0.0089	0.147	0.073	0.491
	132	93.80	0.0089	0.835	0.417	
68	3	16.49	0.0089	0.147	0.073	0.202
	4	28.82	0.0089	0.256	0.128	

Suite de tableau n° III-1:détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
69	4	28.82	0.0089	0.256	0.128	0.245
	5	26.14	0.0089	0.233	0.116	
70	5	26.14	0.0089	0.233	0.116	1.106
	6	144.61	0.0089	1.287	0.644	
	37	77.85	0.0089	0.693	0.346	
71	62	21.36	0.0089	0.190	0.095	1.254
	67	101.17	0.0089	0.900	0.450	
	133	159.24	0.0089	1.417	0.709	
72	61	22.70	0.0089	0.202	0.101	1.239
	52	116.06	0.0089	1.033	0.516	
	63	139.74	0.0089	1.244	0.622	
73	63	139.74	0.0089	1.244	0.622	0.622
74	60	22.15	0.0089	0.197	0.099	0.812
	61	22.70	0.0089	0.202	0.101	
	64	137.62	0.0089	1.225	0.612	
75	64	137.62	0.0089	1.225	0.612	0.612
76	59	22.87	0.0089	0.204	0.102	0.804
	60	22.15	0.0089	0.197	0.099	
	65	135.71	0.0089	1.208	0.604	
77	65	135.71	0.0089	1.208	0.604	0.604
78	58	149.11	0.0089	1.327	0.664	0.952
	59	22.87	0.0089	0.204	0.102	
	66	41.94	0.0089	0.373	0.187	
79	37	77.85	0.0089	0.693	0.346	0.427
	38	18.19	0.0089	0.162	0.081	
80	38	18.19	0.0089	0.162	0.081	0.415
	39	74.96	0.0089	0.667	0.334	
81	39	74.96	0.0089	0.667	0.334	0.428
	40	21.31	0.0089	0.190	0.095	
82	40	21.31	0.0089	0.190	0.095	0.237
	41	31.98	0.0089	0.285	0.142	
83	41	31.98	0.0089	0.285	0.142	0.708
	42	13.09	0.0089	0.117	0.058	
	55	114.02	0.0089	1.015	0.507	
84	42	13.09	0.0089	0.117	0.058	0.780
	43	23.27	0.0089	0.207	0.104	
	133	159.24	0.0089	1.417	0.709	
85	43	23.27	0.0089	0.207	0.104	0.719
	44	21.58	0.0089	0.192	0.096	
	54	116.70	0.0089	1.039	0.519	
86	54	116.70	0.0089	1.039	0.519	0.519

Suite de tableau n° III-1: détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
87	44	21.58	0.0089	0.192	0.096	0.713
	45	22.30	0.0089	0.198	0.099	
	53	116.38	0.0089	1.036	0.518	
88	53	116.38	0.0089	1.036	0.518	0.518
89	45	22.30	0.0089	0.198	0.099	0.768
	46	34.21	0.0089	0.304	0.152	
	52	116.06	0.0089	1.033	0.516	
90	52	116.06	0.0089	1.033	0.516	0.516
91	46	34.21	0.0089	0.304	0.152	1.371
	47	124.70	0.0089	1.110	0.555	
	58	149.11	0.0089	1.327	0.664	
92	51	4.67	0.0089	0.042	0.021	1.00
	55	114.02	0.0089	1.015	0.507	
	134	106.12	0.0089	0.944	0.472	
93	50	41.73	0.0089	0.371	0.186	0.548
	51	4.67	0.0089	0.042	0.021	
	69	76.79	0.0089	0.683	0.342	
94	49	22.00	0.0089	0.196	0.098	0.535
	50	41.73	0.0089	0.371	0.186	
	57	56.50	0.0089	0.503	0.251	
95	57	56.50	0.0089	0.503	0.251	0.251
96	48	42.26	0.0089	0.376	0.188	0.537
	49	22.00	0.0089	0.196	0.098	
	56	56.38	0.0089	0.502	0.251	
97	56	56.38	0.0089	0.502	0.251	0.251
98	47	124.70	0.0089	1.110	0.555	1.057
	48	42.26	0.0089	0.376	0.188	
	71	70.57	0.0089	0.628	0.314	
99	68	45.14	0.0089	0.402	0.201	0.673
	134	106.12	0.0089	0.944	0.472	
100	68	45.14	0.0089	0.402	0.201	0.735
	135	120.09	0.0089	1.069	0.534	
101	69	76.79	0.0089	0.683	0.342	1.045
	135	120.09	0.0089	1.069	0.534	
	136	37.90	0.0089	0.337	0.169	
102	70	23.98	0.0089	0.213	0.107	0.722
	74	100.29	0.0089	0.893	0.446	
	136	37.90	0.0089	0.337	0.169	
103	70	23.98	0.0089	0.213	0.107	0.790
	137	64.66	0.0089	0.575	0.288	
	138	88.93	0.0089	0.791	0.396	

Suite de tableau n° III-1:détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
104	71	70.57	0.0089	0.628	0.314	1.067
	73	80.34	0.0089	0.715	0.358	
	138	88.93	0.0089	0.791	0.396	
105	72	54.13	0.0089	0.482	0.241	0.529
	137	64.66	0.0089	0.575	0.288	
106	72	54.13	0.0089	0.482	0.241	0.758
	73	80.34	0.0089	0.715	0.358	
	76	35.91	0.0089	0.320	0.160	
107	74	100.29	0.0089	0.893	0.446	1.236
	75	49.40	0.0089	0.440	0.220	
	87	128.03	0.0089	1.139	0.570	
108	75	49.40	0.0089	0.440	0.220	1.223
	139	92.23	0.0089	0.821	0.410	
	140	133.22	0.0089	1.186	0.593	
109	76	35.91	0.0089	0.320	0.160	1.256
	77	51.73	0.0089	0.460	0.230	
	84	102.45	0.0089	0.912	0.456	
	139	92.23	0.0089	0.821	0.410	
110	83	51.61	0.0089	0.459	0.230	0.686
	84	102.45	0.0089	0.912	0.456	
111	86	45.04	0.0089	0.401	0.200	0.770
	87	128.03	0.0089	1.139	0.570	
112	85	112.85	0.0089	1.004	0.502	1.295
	86	45.04	0.0089	0.401	0.200	
	140	133.22	0.0089	1.186	0.593	
113	79	67.14	0.0089	0.598	0.299	0.801
	85	112.85	0.0089	1.004	0.502	
114	78	53.98	0.0089	0.480	0.240	0.991
	79	67.14	0.0089	0.598	0.299	
	80	101.54	0.0089	0.904	0.452	
115	77	51.73	0.0089	0.460	0.230	0.924
	78	53.98	0.0089	0.480	0.240	
	82	102.01	0.0089	0.908	0.454	
116	81	51.62	0.0089	0.459	0.230	0.913
	82	102.01	0.0089	0.908	0.454	
	83	51.61	0.0089	0.459	0.230	
117	80	51.62	0.0089	0.459	0.230	0.459
	81	51.62	0.0089	0.459	0.230	

b- Cas de pointe + incendie :

Tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
1	R	-	-	-	-	-
2	1	6.60	0.0089	0.059	0.029	0.984
	36	65.58	0.0089	0.584	0.292	
	131	148.87	0.0089	1.325	0.662	
3	1	6.60	0.0089	0.059	0.029	0.649
	2	45.53	0.0089	0.405	0.203	
	132	93.80	0.0089	0.835	0.417	
4	2	45.53	0.0089	0.405	0.203	1.081
	6	144.61	0.0089	1.287	0.644	
	7	52.67	0.0089	0.469	0.234	
5	7	52.67	0.0089	0.469	0.234	0.460
	8	20.88	0.0089	0.186	0.093	
	35	29.86	0.0089	0.266	0.133	
6	8	20.88	0.0089	0.186	0.093	0.879
	9	75.38	0.0089	0.671	0.335	
	67	101.17	0.0089	0.900	0.450	
7	9	75.38	0.0089	0.671	0.335	0.870
	10	27.53	0.0089	0.245	0.123	
	145	92.65	0.0089	0.825	0.412	
8	10	27.53	0.0089	0.245	0.123	0.493
	11	41.36	0.0089	0.368	0.184	
	66	41.94	0.0089	0.373	0.187	
9	11	41.36	0.0089	0.368	0.184	0.520
	12	75.39	0.0089	0.671	0.335	
10	12	75.39	0.0089	0.671	0.335	0.664
	13	73.84	0.0089	0.657	0.329	
11	13	73.84	0.0089	0.657	0.329	0.788
	14	20.32	0.0089	0.181	0.090	
	34	82.99	0.0089	0.739	0.369	
12	14	20.32	0.0089	0.181	0.090	0.858
	15	79.92	0.0089	0.711	0.356	
	145	92.65	0.0089	0.825	0.412	
13	15	79.92	0.0089	0.711	0.356	0.488
	16	29.83	0.0089	0.265	0.133	
14	16	29.83	0.0089	0.265	0.133	0.557
	17	65.49	0.0089	0.583	0.291	
	35	29.86	0.0089	0.266	0.133	
15	17	65.49	0.0089	0.583	0.291	0.954
	18	40.35	0.0089	0.359	0.180	
	33	108.51	0.0089	0.966	0.483	
16	18	40.35	0.0089	0.359	0.180	0.650
	19	40.03	0.0089	0.356	0.178	
	36	65.58	0.0089	0.584	0.292	

Suite de tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
17	19	40.03	0.0089	0.356	0.178	0.273
	20	21.23	0.0089	0.189	0.094	
18	20	21.23	0.0089	0.189	0.094	0.140
	21	10.21	0.0089	0.091	0.045	
19	21	10.21	0.0089	0.091	0.045	0.604
	22	125.48	0.0089	1.117	0.558	
20	22	125.48	0.0089	1.117	0.558	0.665
	23	23.90	0.0089	0.213	0.106	
21	23	23.90	0.0089	0.213	0.106	1.877
	24	134.83	0.0089	1.200	0.600	
	33	108.51	0.0089	0.966	0.483	
	89	154.67	0.0089	1.377	0.688	
22	24	134.83	0.0089	1.200	0.600	1.406
	25	98.23	0.0089	0.874	0.437	
	34	82.99	0.0089	0.739	0.369	
23	25	98.23	0.0089	0.874	0.437	1.244
	26	136.77	0.0089	1.217	0.609	
	88	44.61	0.0089	0.397	0.199	
24	26	136.77	0.0089	1.217	0.609	0.685
	27	17.18	0.0089	0.153	0.076	
25	27	17.18	0.0089	0.153	0.076	0.143
	28	14.86	0.0089	0.132	0.066	
26	28	14.86	0.0089	0.132	0.066	0.491
	29	95.58	0.0089	0.851	0.425	
27	29	95.58	0.0089	0.851	0.425	0.989
	30	126.57	0.0089	1.126	0.563	
28	30	126.57	0.0089	1.126	0.563	0.815
	31	56.52	0.0089	0.503	0.252	
29	31	56.52	0.0089	0.503	0.252	1.312
	32	102.13	0.0089	0.909	0.454	
	90	78.17	0.0089	0.696	0.348	
	143	58.01	0.0089	0.516	0.258	
30	32	102.13	0.0089	0.909	0.454	1.19
	88	44.61	0.0089	0.397	0.199	
	141	120.74	0.0089	1.075	0.537	
31	89	154.67	0.0089	1.377	0.688	1.785
	141	120.74	0.0089	1.075	0.537	
	142	125.64	0.0089	1.118	0.559	
32	130	94.58	0.0089	0.842	0.421	1.502
	142	125.64	0.0089	1.118	0.559	
	144	117.20	0.0089	1.043	0.522	
33	90	78.17	0.0089	0.696	0.348	1.013
	91	32.32	0.0089	0.288	0.144	
	144	117.20	0.0089	1.043	0.522	

Suite de tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
34	91	32.32	0.0089	0.288	0.144	0.522
	97	22.60	0.0089	0.201	0.101	
	128	62.30	0.0089	0.554	0.277	
35	97	22.60	0.0089	0.201	0.101	0.388
	100	58.05	0.0089	0.517	0.258	
	105	6.62	0.0089	0.059	0.029	
36	92	34.92	0.0089	0.311	0.155	0.672
	100	58.05	0.0089	0.517	0.258	
	143	58.01	0.0089	0.516	0.258	
37	92	34.92	0.0089	0.311	0.155	0.260
	93	23.47	0.0089	0.209	0.104	
38	93	23.47	0.0089	0.209	0.104	0.360
	94	34.10	0.0089	0.303	0.152	
	95	23.28	0.0089	0.207	0.104	
39	95	23.28	0.0089	0.207	0.104	0.270
	96	37.42	0.0089	0.333	0.167	
40	96	37.42	0.0089	0.333	0.167	0.492
	98	24.28	0.0089	0.216	0.108	
	101	48.81	0.0089	0.434	0.217	
41	98	24.28	0.0089	0.216	0.108	0.121
	99	2.96	0.0089	0.026	0.013	
42	94	34.10	0.0089	0.303	0.152	0.301
	99	2.96	0.0089	0.026	0.013	
	104	30.61	0.0089	0.272	0.136	
43	101	48.81	0.0089	0.434	0.217	0.395
	102	39.91	0.0089	0.355	0.178	
44	102	39.91	0.0089	0.355	0.178	0.802
	103	17.50	0.0089	0.156	0.078	
	107	122.81	0.0089	1.093	0.547	
45	103	17.50	0.0089	0.156	0.078	0.485
	106	61.13	0.0089	0.544	0.272	
	118	30.41	0.0089	0.271	0.135	
46	104	30.61	0.0089	0.272	0.136	0.438
	105	6.62	0.0089	0.059	0.029	
	106	61.13	0.0089	0.544	0.272	
47	117	11.11	0.0089	0.099	0.049	0.462
	118	30.41	0.0089	0.271	0.135	
	128	62.30	0.0089	0.554	0.277	
48	116	31.36	0.0089	0.279	0.140	0.474
	117	11.11	0.0089	0.099	0.049	
	127	64.01	0.0089	0.570	0.285	

Suite de tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
49	125	27.90	0.0089	0.248	0.124	0.520
	126	24.88	0.0089	0.221	0.111	
	127	64.01	0.0089	0.570	0.285	
50	126	24.88	0.0089	0.221	0.111	0.319
	129	46.89	0.0089	0.417	0.209	
51	129	46.89	0.0089	0.417	0.209	0.630
	130	94.58	0.0089	0.842	0.421	
52	121	30.22	0.0089	0.269	0.134	0.514
	124	57.43	0.0089	0.511	0.256	
	125	27.90	0.0089	0.248	0.124	
53	124	57.43	0.0089	0.511	0.256	0.256
54	120	30.63	0.0089	0.273	0.136	0.526
	121	30.22	0.0089	0.269	0.134	
	123	57.45	0.0089	0.511	0.256	
55	123	57.45	0.0089	0.511	0.256	0.256
56	119	31.07	0.0089	0.277	0.138	0.530
	120	30.63	0.0089	0.273	0.136	
	122	57.45	0.0089	0.511	0.256	
57	122	57.45	0.0089	0.511	0.256	0.256
58	109	65.37	0.0089	0.582	0.291	0.429
	119	31.07	0.0089	0.277	0.138	
59	108	57.21	0.0089	0.509	0.255	0.679
	109	65.37	0.0089	0.582	0.291	
	110	30.05	0.0089	0.267	0.134	
60	110	30.05	0.0089	0.267	0.134	0.496
	111	31.42	0.0089	0.280	0.140	
	113	49.90	0.0089	0.444	0.222	
61	113	49.90	0.0089	0.444	0.222	0.222
62	111	31.42	0.0089	0.280	0.140	0.496
	112	30.12	0.0089	0.268	0.134	
	114	49.95	0.0089	0.445	0.222	
63	114	49.95	0.0089	0.445	0.222	0.222
64	112	30.12	0.0089	0.268	0.134	0.496
	115	50.01	0.0089	0.445	0.223	
	116	31.36	0.0089	0.279	0.140	
65	115	50.01	0.0089	0.445	0.223	0.223
66	107	122.81	0.0089	1.093	0.547	0.801
	108	57.21	0.0089	0.509	0.255	
67	3	16.49	0.0089	0.147	0.073	0.491
	132	93.80	0.0089	0.835	0.417	
68	3	16.49	0.0089	0.147	0.073	0.202
	4	28.82	0.0089	0.256	0.128	

Suite de tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
69	4	28.82	0.0089	0.256	0.128	0.245
	5	26.14	0.0089	0.233	0.116	
70	5	26.14	0.0089	0.233	0.116	1.106
	6	144.61	0.0089	1.287	0.644	
	37	77.85	0.0089	0.693	0.346	
71	62	21.36	0.0089	0.190	0.095	1.254
	67	101.17	0.0089	0.900	0.450	
	133	159.24	0.0089	1.417	0.709	
72	61	22.70	0.0089	0.202	0.101	1.239
	52	116.06	0.0089	1.033	0.516	
	63	139.74	0.0089	1.244	0.622	
73	63	139.74	0.0089	1.244	0.622	17.622
74	60	22.15	0.0089	0.197	0.099	0.812
	61	22.70	0.0089	0.202	0.101	
	64	137.62	0.0089	1.225	0.612	
75	64	137.62	0.0089	1.225	0.612	0.612
76	59	22.87	0.0089	0.204	0.102	0.804
	60	22.15	0.0089	0.197	0.099	
	65	135.71	0.0089	1.208	0.604	
77	65	135.71	0.0089	1.208	0.604	0.604
78	58	149.11	0.0089	1.327	0.664	0.952
	59	22.87	0.0089	0.204	0.102	
	66	41.94	0.0089	0.373	0.187	
79	37	77.85	0.0089	0.693	0.346	0.427
	38	18.19	0.0089	0.162	0.081	
80	38	18.19	0.0089	0.162	0.081	0.415
	39	74.96	0.0089	0.667	0.334	
81	39	74.96	0.0089	0.667	0.334	0.428
	40	21.31	0.0089	0.190	0.095	
82	40	21.31	0.0089	0.190	0.095	0.237
	41	31.98	0.0089	0.285	0.142	
83	41	31.98	0.0089	0.285	0.142	0.708
	42	13.09	0.0089	0.117	0.058	
	55	114.02	0.0089	1.015	0.507	
84	42	13.09	0.0089	0.117	0.058	0.780
	43	23.27	0.0089	0.207	0.104	
	133	159.24	0.0089	1.417	0.709	
85	43	23.27	0.0089	0.207	0.104	0.719
	44	21.58	0.0089	0.192	0.096	
	54	116.70	0.0089	1.039	0.519	
86	54	116.70	0.0089	1.039	0.519	0.519

Suite de tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
87	44	21.58	0.0089	0.192	0.096	0.713
	45	22.30	0.0089	0.198	0.099	
	53	116.38	0.0089	1.036	0.518	
88	53	116.38	0.0089	1.036	0.518	0.518
89	45	22.30	0.0089	0.198	0.099	0.768
	46	34.21	0.0089	0.304	0.152	
	52	116.06	0.0089	1.033	0.516	
90	52	116.06	0.0089	1.033	0.516	0.516
91	46	34.21	0.0089	0.304	0.152	1.371
	47	124.70	0.0089	1.110	0.555	
	58	149.11	0.0089	1.327	0.664	
92	51	4.67	0.0089	0.042	0.021	1.00
	55	114.02	0.0089	1.015	0.507	
	134	106.12	0.0089	0.944	0.472	
93	50	41.73	0.0089	0.371	0.186	0.548
	51	4.67	0.0089	0.042	0.021	
	69	76.79	0.0089	0.683	0.342	
94	49	22.00	0.0089	0.196	0.098	0.535
	50	41.73	0.0089	0.371	0.186	
	57	56.50	0.0089	0.503	0.251	
95	57	56.50	0.0089	0.503	0.251	0.251
96	48	42.26	0.0089	0.376	0.188	0.537
	49	22.00	0.0089	0.196	0.098	
	56	56.38	0.0089	0.502	0.251	
97	56	56.38	0.0089	0.502	0.251	0.251
98	47	124.70	0.0089	1.110	0.555	1.057
	48	42.26	0.0089	0.376	0.188	
	71	70.57	0.0089	0.628	0.314	
99	68	45.14	0.0089	0.402	0.201	0.673
	134	106.12	0.0089	0.944	0.472	
100	68	45.14	0.0089	0.402	0.201	0.735
	135	120.09	0.0089	1.069	0.534	
101	69	76.79	0.0089	0.683	0.342	1.045
	135	120.09	0.0089	1.069	0.534	
	136	37.90	0.0089	0.337	0.169	
102	70	23.98	0.0089	0.213	0.107	0.722
	74	100.29	0.0089	0.893	0.446	
	136	37.90	0.0089	0.337	0.169	
103	70	23.98	0.0089	0.213	0.107	0.790
	137	64.66	0.0089	0.575	0.288	
	138	88.93	0.0089	0.791	0.396	

Suite de tableau n° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
I	II	III	IV	V	VI	VII
104	71	70.57	0.0089	0.628	0.314	1.067
	73	80.34	0.0089	0.715	0.358	
	138	88.93	0.0089	0.791	0.396	
105	72	54.13	0.0089	0.482	0.241	0.529
	137	64.66	0.0089	0.575	0.288	
106	72	54.13	0.0089	0.482	0.241	0.758
	73	80.34	0.0089	0.715	0.358	
	76	35.91	0.0089	0.320	0.160	
107	74	100.29	0.0089	0.893	0.446	1.236
	75	49.40	0.0089	0.440	0.220	
	87	128.03	0.0089	1.139	0.570	
108	75	49.40	0.0089	0.440	0.220	1.223
	139	92.23	0.0089	0.821	0.410	
	140	133.22	0.0089	1.186	0.593	
109	76	35.91	0.0089	0.320	0.160	1.256
	77	51.73	0.0089	0.460	0.230	
	84	102.45	0.0089	0.912	0.456	
	139	92.23	0.0089	0.821	0.410	
110	83	51.61	0.0089	0.459	0.230	0.686
	84	102.45	0.0089	0.912	0.456	
111	86	45.04	0.0089	0.401	0.200	0.770
	87	128.03	0.0089	1.139	0.570	
112	85	112.85	0.0089	1.004	0.502	1.295
	86	45.04	0.0089	0.401	0.200	
	140	133.22	0.0089	1.186	0.593	
113	79	67.14	0.0089	0.598	0.299	0.801
	85	112.85	0.0089	1.004	0.502	
114	78	53.98	0.0089	0.480	0.240	0.991
	79	67.14	0.0089	0.598	0.299	
	80	101.54	0.0089	0.904	0.452	
115	77	51.73	0.0089	0.460	0.230	0.924
	78	53.98	0.0089	0.480	0.240	
	82	102.01	0.0089	0.908	0.454	
116	81	51.62	0.0089	0.459	0.230	0.913
	82	102.01	0.0089	0.908	0.454	
	83	51.61	0.0089	0.459	0.230	
117	80	51.62	0.0089	0.459	0.230	0.459
	81	51.62	0.0089	0.459	0.230	

III.5- Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

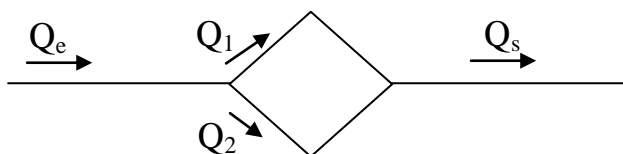
- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

III.6- Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY – CROSS » :

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY – CROSS, qui par ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- **1^{ère} lois des nœuds (1^{ère} lois de KIRCHOUFF) :**



Avec :

Q_e : débit entrant.

Q_s : débit sortant

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s \dots\dots\dots (III-4)$$

- **2^{ème} lois des mailles (2^{ème} lois de KIRCHOFF) :**

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale a zéro.

$$Q = V \cdot S = 4 \cdot V / \pi D^2 \dots\dots\dots (III-5)$$

$$\boxed{V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}} \text{ m/s}$$

✓ V: la vitesse d'écoulement

✓ S: la section de la conduite

En fin

$$\Delta H_T = 8 \cdot L_e \cdot \frac{\lambda Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots\dots\dots (III-6)$$

$$\boxed{\Delta H_T = r Q^2} \dots\dots\dots (III-7)$$

Avec ;

r : résistance de la conduite.

Pour une bonne sécurité, et pour tenir compte de l'accroissement éventuel de la consommation, de l'incertitude du sens réel d'écoulement dans un réseau maillé, de la présence possible de dépôt en certain endroits, le coefficient de rugosité :

$$\xi = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{100} \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^{100} r_i \cdot Q_i^2 \dots\dots\dots (III-8)$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1^{er} coup. Donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaire cette loi.

III.6.1- Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0 \dots\dots\dots (III-9)$$

Q₀ : Débit supposé. (L/s)

Q₁ : débit corrigé. (L/s)

ΔQ₀ : débit correctif. (L/s)

On a :

$$\Delta H_T = r Q_1^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2$$

$$\sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum r (Q_0^2 + Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) = 0$$

ΔQ₀ : est très petit par rapport à Q₀.

III.6.1.1- Principe de la méthode de «HARDY –CROSS» :

Après une répartition arbitraire, des débits ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi [lois des nœuds] on arrive à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF [loi des mailles] par approximation successive.

III.6.1.2- Calcul du débit correctif :

On calcule les pertes de charges totales [singulière et linéaire] dans chaque tronçon de la maille de la manière suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \dots\dots\dots (III-10)$$

$$\Delta H_l = J \cdot L = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot L \dots\dots\dots (III-11)$$

λ coefficient de frottement évolué par.

- Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left(-0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \dots\dots\dots (III-12)$$

- La formule de NIKHRADZE :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots (III-13)$$

Les pertes de charge singulière sont estimée a 15% des pertes de charge linéaires :

Alors.

$$\Delta H_T = 0.15 \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_L$$

Soit :

$$L_e = 1.15 L \text{ (La longueur équivalent)}$$

A partir de l'équation de continuité nous exprimons la vitesse en fonction des débits :

Alors : $\Delta Q_0^2 \approx 0$

Donc : $\sum r (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$

$$\sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \cdot \Delta Q_0$$

D'où :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (III-13)$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont

- correction propre à la maille considérée avec le même signe ΔQ_i
- correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations pour chaque tronçon on l'ajoute au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1}

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient inférieures à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

III.6.2- calcul du réseau :

Le calcul des paramètres hydraulique et les pressions sont établis par un Logiciel (EPANET)

III.6.3 -Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique honnête et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace.

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules suivantes :
Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.

- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

III.6.4 Formule utilisée

Formule de Darcy-Weisbach

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$H_L = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = 0,0827 f \frac{L}{d^5} Q^2 \quad \dots\dots\dots \text{(III-14)}$$

Où:

- HL = pertes de charges (m).
g = accélération de la pesanteur (m/s²).
L = longueur du tuyau (m).
d = diamètre du tuyau (m).
v = vitesse d'écoulement (m/s).
f = facteur de friction.
Q = débit (m³/s).

- Le facteur de friction est fonction de (ε/ d) et le nombre de Reynolds.
- le coefficient de rugosité relative, exprimé en unités De longueur.

Les tableaux suivants donnent tous les résultats pour les calculs hydrauliques

III.7- État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe):**Tableau n° III-3 : calcul la pression de service**

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 2	879.7	0.98	911.62	31.92
Nœud 3	879.9	0.65	911.54	31.64
Nœud 4	872.3	1.08	910.96	38.66
Nœud 5	865	0.46	910.5	45.5
Nœud 6	864	0.88	910.22	46.22
Nœud 7	857.95	0.87	909.12	51.17
Nœud 8	856.65	0.49	908.56	51.91
Nœud 9	854	0.52	906.52	52.52
Nœud 10	856.5	0.66	905.97	49.47
Nœud 11	857.9	0.79	906.82	48.92
Nœud 12	858.67	0.86	907.16	48.49
Nœud 13	864.3	0.49	908.5	44.2
Nœud 14	866	0.56	909.06	43.06
Nœud 15	871.95	0.95	910.59	38.64
Nœud 16	873	0.65	910.92	37.92
Nœud 17	877	0.27	910.09	33.09
Nœud 18	876	0.14	909.71	33.71
Nœud 19	875.97	0.6	909.55	33.58
Nœud 20	873	0.67	908.31	35.31
Nœud 21	871	1.88	907.93	36.93
Nœud 22	856.75	1.41	904.24	47.49
Nœud 23	860.9	1.24	903.13	42.23
Nœud 24	856	0.69	899.4	43.4
Nœud 25	857	0.14	898.76	41.76
Nœud 26	858	0.49	898.32	40.32
Nœud 27	855.3	0.99	895.3	40
Nœud 28	853	0.81	896.59	43.59
Nœud 29	856	1.31	898.36	42.36
Nœud 30	861	1.19	901.48	40.48

Suite de tableau n° III-3 : calcul la pression de service

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 31	873	1.78	901.84	28.84
Nœud 32	872.45	1.5	898.41	25.96
Nœud 33	858.5	1.01	895.76	37.26
Nœud 34	859.7	0.52	893.11	33.41
Nœud 35	858.9	0.39	893.01	34.11
Nœud 36	854	0.67	896.51	42.51
Nœud 37	854.5	0.26	894.86	40.36
Nœud 38	856	0.36	893.96	37.96
Nœud 39	854	0.27	892.88	38.88
Nœud 40	854.98	0.49	892.1	37.12
Nœud 41	857.8	0.12	892.7	34.9
Nœud 42	858	0.3	892.8	34.8
Nœud 43	853	0.4	891.68	38.68
Nœud 44	857.3	0.8	891.54	34.24
Nœud 45	857.45	0.49	891.78	34.33
Nœud 46	858.6	0.44	892.66	34.06
Nœud 47	857.85	0.46	892.12	34.27
Nœud 48	857.9	0.47	891.84	33.94
Nœud 49	864.95	0.52	892.22	27.27
Nœud 50	864.9	0.32	892.89	27.99
Nœud 51	864.96	0.63	894.39	29.43
Nœud 52	864.85	0.51	890.88	26.03
Nœud 53	858	0.26	890.55	32.55
Nœud 54	864.8	0.53	888.56	23.76
Nœud 55	857.9	0.26	888.23	30.33
Nœud 56	864.6	0.53	885.97	21.37
Nœud 57	857.65	0.26	885.63	27.98
Nœud 58	865	0.43	885.74	20.74
Nœud 59	854	0.68	885.86	31.86

Suite de tableau n° III-3 : calcul la pression de service

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 60	855	0.5	885.69	30.69
Nœud 61	850	0.22	885.47	35.47
Nœud 62	857.1	0.5	886.25	29.15
Nœud 63	854	0.22	886.02	32.02
Nœud 64	857	0.5	889.31	32.31
Nœud 65	857.4	0.22	889.08	31.68
Nœud 66	850	0.8	890.59	40.59
Nœud 67	878	0.49	910.79	32.79
Nœud 68	876	0.2	910.35	34.35
Nœud 69	874	0.25	909.6	35.6
Nœud 70	870.5	1.11	908.93	38.43
Nœud 71	867	1.25	908.24	41.24
Nœud 72	863.5	1.24	907.52	44.02
Nœud 73	856	0.62	903.35	47.35
Nœud 74	859.95	0.81	906.77	46.82
Nœud 75	854	0.61	902.79	48.79
Nœud 76	856	0.8	906.67	50.67
Nœud 77	850.5	0.6	902.84	52.34
Nœud 78	854	0.95	907.42	53.42
Nœud 79	867	0.43	908.21	41.21
Nœud 80	864	0.41	908.04	44.04
Nœud 81	857.1	0.43	907.39	50.29
Nœud 82	857	0.24	907.21	50.21
Nœud 83	856.97	0.71	906.28	49.31
Nœud 84	857.3	0.78	905.96	48.66
Nœud 85	854.4	0.72	904.99	50.59
Nœud 86	846	0.52	902.51	56.51
Nœud 87	853	0.71	904.36	51.36
Nœud 88	844.8	0.52	901.89	57.09

Suite de tableau n° III-3 : calcul la pression de service

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 89	850	0.77	903.94	53.94
Nœud 90	843	0.52	901.5	58.5
Nœud 91	845.9	1.37	903.09	57.19
Nœud 92	874	1	904.46	30.46
Nœud 93	873	0.55	904.34	31.34
Nœud 94	844.58	0.54	902.75	58.17
Nœud 95	841.4	0.25	902.43	61.03
Nœud 96	842.4	0.54	901.13	58.73
Nœud 97	840.5	0.25	900.81	60.31
Nœud 98	840.1	1.06	898.75	58.65
Nœud 99	854	0.67	899.46	45.46
Nœud 100	853.6	0.74	899.39	45.79
Nœud 101	843.8	1.04	902.9	59.1
Nœud 102	840.2	0.72	901.76	61.56
Nœud 103	838.5	0.79	894.52	56.02
Nœud 104	837.4	1.07	894.82	57.42
Nœud 105	836.5	0.53	891.78	55.28
Nœud 106	834.4	0.76	891.55	57.15
Nœud 107	836	1.24	889.35	53.35
Nœud 108	834	1.22	886.16	52.16
Nœud 109	832.9	1.26	890.29	57.39
Nœud 110	827	0.69	883.3	56.3
Nœud 111	837	0.77	884.23	47.23
Nœud 112	858	1.29	883.17	25.17
Nœud 113	825.85	0.8	882.63	56.78
Nœud 114	829.5	0.99	884.34	54.84
Nœud 115	831	0.92	888.43	57.43
Nœud 116	828	0.91	883.77	55.77
Nœud 117	827.5	0.46	883.62	56.12
Réservoir R	911	-79.46	913	2

Pression + diamètre (cas de pointe)

III.8-État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe)

Tableau n° III-4 : calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 1	6.6	200	-52.04	1.66	12.75
Tuyau 2	45.53	160	28.86	1.44	12.72
Tuyau 3	16.49	125	22.04	1.8	26.62
Tuyau 4	28.82	125	21.84	1.78	26.14
Tuyau 5	26.14	125	21.6	1.76	25.58
Tuyau 6	144.61	75	4.07	0.92	14
Tuyau 7	52.67	160	23.71	1.18	8.72
Tuyau 8	20.88	125	15.5	1.26	13.5
Tuyau 9	75.38	90	6.75	1.06	14.57
Tuyau 10	27.53	75	4.94	1.12	20.23
Tuyau 11	41.36	32	0.81	1.01	49.28
Tuyau 12	75.39	32	0.29	0.36	7.33
Tuyau 13	73.84	32	-0.37	0.46	11.48
Tuyau 14	20.32	90	-7.34	1.15	17.08
Tuyau 15	79.92	90	-7.25	1.14	16.7
Tuyau 16	29.83	90	-7.74	1.22	18.92
Tuyau 17	65.49	32	-0.55	0.69	23.37
Tuyau 18	40.35	160	-22.63	1.13	7.97
Tuyau 19	40.03	63	3.15	1.01	20.74
Tuyau 20	21.23	63	2.87	0.92	17.46
Tuyau 21	10.21	63	2.73	0.88	15.88
Tuyau 22	125.48	63	2.13	0.68	9.91
Tuyau 23	23.9	50	1.46	0.75	15.68
Tuyau 24	134.83	90	9.38	1.47	27.38
Tuyau 25	98.23	125	14.15	1.15	11.34
Tuyau 26	136.77	50	1.96	1	27.24
Tuyau 27	17.18	40	1.27	1.01	37.36
Tuyau 28	14.86	40	1.13	0.9	29.82

Suite de tableau n° III-4 : calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 29	95.58	32	0.64	0.8	31.54
Tuyau 30	126.57	32	-0.35	0.43	10.14
Tuyau 31	56.52	40	-1.16	0.93	31.4
Tuyau 32	102.13	90	-9.93	1.56	30.56
Tuyau 33	108.51	125	-21.13	1.72	24.51
Tuyau 34	82.99	75	-6.18	1.4	31.03
Tuyau 35	29.86	75	-7.74	1.75	48.02
Tuyau 36	65.58	160	26.43	1.31	10.74
Tuyau 37	77.85	160	24.56	1.22	9.33
Tuyau 38	18.19	160	24.13	1.2	9.02
Tuyau 39	74.96	160	23.72	1.18	8.73
Tuyau 40	21.31	160	23.29	1.16	8.43
Tuyau 41	31.98	125	23.05	1.88	29.02
Tuyau 42	13.09	75	-5.42	1.23	24.15
Tuyau 43	23.27	75	7.22	1.63	41.94
Tuyau 44	21.58	75	5.98	1.35	29.2
Tuyau 45	22.3	75	4.75	1.08	18.79
Tuyau 46	34.21	63	3.47	1.11	24.96
Tuyau 47	124.7	63	4.12	1.32	34.78
Tuyau 48	42.26	63	5.3	1.7	56.34
Tuyau 49	22	63	-6.09	1.95	73.66
Tuyau 50	41.73	75	6.87	1.56	38.13
Tuyau 51	4.67	110	15.14	1.59	24.73
Tuyau 52	116.06	32	0.52	0.64	21.02
Tuyau 53	116.38	32	0.52	0.64	21.17
Tuyau 54	116.7	32	0.52	0.65	21.24
Tuyau 55	114.02	125	16.93	1.38	15.99
Tuyau 56	56.38	32	0.25	0.31	5.58

Suite de tableau n° III-4 : calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 57	56.5	32	0.25	0.31	5.58
Tuyau 58	149.11	50	2.03	1.03	29.04
Tuyau 59	22.87	32	0.65	0.81	32.8
Tuyau 60	22.15	50	0.75	0.38	4.57
Tuyau 61	22.7	50	2.18	1.11	33.29
Tuyau 62	21.36	63	4.04	1.3	33.43
Tuyau 63	139.74	32	0.62	0.77	29.82
Tuyau 64	137.62	32	0.61	0.76	28.93
Tuyau 65	135.71	32	0.6	0.75	28.22
Tuyau 66	41.94	63	3.63	1.17	27.3
Tuyau 67	101.17	90	7.88	1.24	19.56
Tuyau 68	45.14	32	0.12	0.15	1.49
Tuyau 69	76.79	90	7.72	1.21	18.81
Vanne 70	-	50	1.35	0.69	7.24
Tuyau 71	70.57	75	8.36	1.89	55.73
Tuyau 72	54.13	32	-0.22	0.27	4.4
Tuyau 73	80.34	75	7.11	1.61	40.71
Vanne 74	-	75	3.98	0.9	12.41
Vanne 75	-	63	1.43	0.46	3.19
Tuyau 76	35.91	75	6.57	1.49	34.99
Tuyau 77	51.73	63	4.19	1.34	35.84
Tuyau 78	53.98	40	1.85	1.47	75.88
Tuyau 79	67.14	32	0.57	0.71	25.44
Tuyau 80	101.54	32	0.28	0.35	7.03
Tuyau 81	51.62	32	-0.17	0.22	2.89
Tuyau 82	102.01	40	-1.42	1.13	45.69
Tuyau 83	51.61	32	0.33	0.41	9.19
Vanne 84	-	32	-0.36	0.44	6.99

Suite de tableau n° III-4 : calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 85	112.85	32	0.23	0.29	4.75
Tuyau 86	45.04	32	-0.55	0.68	23.74
Tuyau 87	128.03	40	1.32	1.05	39.96
Tuyau 88	44.61	90	10.95	1.72	36.87
Tuyau 89	154.67	90	-11.33	1.78	39.4
Tuyau 90	78.17	40	-1.2	0.96	33.32
Tuyau 91	32.32	50	-3.48	1.77	81.81
Tuyau 92	34.92	50	2.62	1.33	47.26
Tuyau 93	23.47	50	-2.36	1.2	38.68
Tuyau 94	34.1	40	-1.21	0.96	33.91
Tuyau 95	23.28	32	0.78	0.98	46.21
Tuyau 96	37.42	32	0.51	0.64	20.9
Tuyau 97	22.6	32	0.22	0.28	4.45
Tuyau 98	24.28	32	0.56	0.7	24.56
Tuyau 99	2.96	32	-0.68	0.85	35.45
Tuyau 100	58.05	50	-2.97	1.51	60.32
Tuyau 101	48.81	40	-0.58	0.46	8.63
Tuyau 102	39.91	32	-0.19	0.23	3.33
Tuyau 103	17.5	63	2.48	0.8	13.22
Tuyau 104	30.61	32	-0.23	0.28	4.72
Tuyau 105	6.62	50	2.8	1.43	53.99
Tuyau 106	61.13	63	-2.59	0.83	14.39
Tuyau 107	122.81	63	-1.87	0.6	7.75
Tuyau 108	57.21	32	1.07	1.32	82.75
Tuyau 109	65.37	32	0.14	0.17	1.89
Tuyau 110	30.05	32	0.25	0.31	5.52
Tuyau 111	31.42	32	-0.47	0.58	17.56
Tuyau 112	30.12	32	-1.19	1.48	101.75

Suite de tableau n° III-4 : calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 113	49.9	32	0.22	0.28	4.47
Tuyau 114	49.95	32	0.22	0.28	4.47
Tuyau 115	50.01	32	0.22	0.28	4.51
Tuyau 116	31.36	40	-1.91	1.52	80.54
Tuyau 117	11.11	50	-1.9	0.97	25.77
Tuyau 118	30.41	32	0.37	0.46	11.38
Tuyau 119	31.07	32	-0.29	0.36	7.36
Tuyau 120	30.63	32	-1.08	1.34	84.71
Tuyau 121	30.22	40	-1.86	1.48	76.91
Tuyau 122	57.45	32	0.26	0.32	5.78
Tuyau 123	57.45	32	0.26	0.32	5.78
Tuyau 124	57.43	32	0.26	0.32	5.79
Tuyau 125	27.9	50	-2.63	1.34	47.76
Tuyau 126	24.88	63	-3.63	1.16	27.2
Tuyau 127	64.01	40	0.48	0.38	5.95
Tuyau 128	62.3	63	-2.74	0.88	15.91
Tuyau 129	46.89	63	3.95	1.27	31.96
Tuyau 130	94.58	63	-4.58	1.47	42.47
Tuyau 131	148.87	250	79.46	1.62	9.27
Tuyau 132	93.8	160	22.54	1.12	7.91
Tuyau 133	159.24	63	2.58	0.83	14.27
Tuyau 134	106.12	32	0.79	0.99	47.13
Tuyau 135	120.09	32	0.62	0.77	29.22
Tuyau 136	37.9	75	6.06	1.37	29.89
Tuyau 137	64.66	32	0.75	0.93	42.36
Tuyau 138	88.93	32	0.19	0.23	3.3
Tuyau 139	92.23	32	0.77	0.96	44.8
Tuyau 140	133.22	40	0.97	0.77	22.45

Suite de tableau n° III-4 : calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 141	120.74	32	0.18	0.22	2.95
Tuyau 142	125.64	90	-9.37	1.47	27.31
Tuyau 143	58.01	75	-6.26	1.42	31.85
Tuyau 144	117.2	63	-3.29	1.06	22.62
Tuyau 145	92.65	40	-0.94	0.75	21.08

vitesse + débit au arcs cas de pointe

III.9- État des Nœuds du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + incendie):

Tableau n° III-5 : calcul la pression de service

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 2	879.7	0.98	911.15	31.45
Nœud 3	879.9	0.65	911.1	31.2
Nœud 4	872.3	1.08	910.61	38.31
Nœud 5	865	0.46	910.15	45.15
Nœud 6	864	0.88	909.78	45.78
Nœud 7	857.95	0.87	908.82	50.87
Nœud 8	856.65	0.49	908.36	51.71
Nœud 9	854	0.52	908.16	54.16
Nœud 10	856.5	0.66	908.22	51.72
Nœud 11	857.9	0.79	908.29	50.39
Nœud 12	858.67	0.86	908.61	49.94
Nœud 13	864.3	0.49	909.1	44.8
Nœud 14	866	0.56	909.49	43.49
Nœud 15	871.95	0.95	910	38.05
Nœud 16	873	0.65	910.6	37.6
Nœud 17	877	0.27	910.19	33.19
Nœud 18	876	0.14	909.98	33.98
Nœud 19	875.97	0.6	909.88	33.91
Nœud 20	873	0.67	908.83	35.83
Nœud 21	871	1.88	908.74	37.74
Nœud 22	856.75	1.41	907.31	50.56
Nœud 23	860.9	1.24	905.44	44.54
Nœud 24	856	0.69	903.75	47.75
Nœud 25	857	0.14	903.64	46.64
Nœud 26	858	0.49	903.55	45.55
Nœud 27	855.3	0.99	902.72	47.42
Nœud 28	853	0.81	902.64	49.64
Nœud 29	856	1.31	904.94	48.94
Nœud 30	861	1.19	905.27	44.27

Suite de tableau n° III-5 : calcul la pression de service

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 31	873	1.78	907.36	34.36
Nœud 32	872.45	1.5	906.44	33.99
Nœud 33	858.5	1.01	904.34	45.84
Nœud 34	859.7	0.52	903.76	44.06
Nœud 35	858.9	0.39	903.88	44.98
Nœud 36	854	0.67	904.14	50.14
Nœud 37	854.5	0.26	903.61	49.11
Nœud 38	856	0.36	903.29	47.29
Nœud 39	854	0.27	901.87	47.87
Nœud 40	854.98	0.49	899.98	45
Nœud 41	857.8	0.12	900.78	42.98
Nœud 42	858	0.3	900.82	42.82
Nœud 43	853	0.4	899.67	46.67
Nœud 44	857.3	0.8	899.45	42.15
Nœud 45	857.45	0.49	899.54	42.09
Nœud 46	858.6	0.44	899.77	41.17
Nœud 47	857.85	0.46	902.73	44.88
Nœud 48	857.9	0.47	902.62	44.72
Nœud 49	864.95	0.52	899.4	34.45
Nœud 50	864.9	0.32	899.78	34.88
Nœud 51	864.96	0.63	901.84	36.88
Nœud 52	864.85	0.51	898.82	33.97
Nœud 53	858	0.26	898.49	40.49
Nœud 54	864.8	0.53	898.26	33.46
Nœud 55	857.9	0.26	897.92	40.02
Nœud 56	864.6	0.53	897.99	33.39
Nœud 57	857.65	0.26	897.66	40.01
Nœud 58	865	17.43	896.72	31.72
Nœud 59	854	0.68	898.58	44.58

Suite de tableau n° III-5 : calcul la pression de service

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 60	855	0.5	898.72	43.72
Nœud 61	850	0.22	898.5	48.5
Nœud 62	857.1	0.5	900.78	43.68
Nœud 63	854	0.22	900.56	46.56
Nœud 64	857	0.5	901.38	44.38
Nœud 65	857.4	0.22	901.16	43.76
Nœud 66	850	0.8	898.73	48.73
Nœud 67	878	0.49	910.39	32.39
Nœud 68	876	0.2	909.97	33.97
Nœud 69	874	0.25	909.24	35.24
Nœud 70	870.5	1.11	908.6	38.1
Nœud 71	867	1.25	907	40
Nœud 72	863.5	1.24	906.5	43
Nœud 73	856	17.62	904.08	48.08
Nœud 74	859.95	0.81	905.98	46.03
Nœud 75	854	0.61	902	48
Nœud 76	856	0.8	905.95	49.95
Nœud 77	850.5	0.6	902.12	51.62
Nœud 78	854	0.95	907.78	53.78
Nœud 79	867	0.43	907.9	40.9
Nœud 80	864	0.41	907.74	43.74
Nœud 81	857.1	0.43	907.11	50.01
Nœud 82	857	0.24	906.94	49.94
Nœud 83	856.97	0.71	906.05	49.08
Nœud 84	857.3	0.78	905.86	48.56
Nœud 85	854.4	0.72	905.74	51.34
Nœud 86	846	0.52	903.26	57.26
Nœud 87	853	0.71	905.6	52.6
Nœud 88	844.8	0.52	903.14	58.34

Suite de tableau n° III-5 : calcul la pression de service

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 89	850	0.77	905.27	55.27
Nœud 90	843	0.52	902.83	59.83
Nœud 91	845.9	1.37	905.2	59.3
Nœud 92	874	1	904.06	30.06
Nœud 93	873	0.55	903.93	30.93
Nœud 94	844.58	0.54	902.59	58.01
Nœud 95	841.4	0.25	898.13	56.73
Nœud 96	842.4	0.54	901.09	58.69
Nœud 97	840.5	0.25	896.62	56.12
Nœud 98	840.1	1.06	901	60.9
Nœud 99	854	0.67	898.22	44.22
Nœud 100	853.6	0.74	898.07	44.47
Nœud 101	843.8	1.04	900.89	57.09
Nœud 102	840.2	0.72	899.77	59.57
Nœud 103	838.5	0.79	897.17	58.67
Nœud 104	837.4	1.07	897.33	59.93
Nœud 105	836.5	0.53	890.77	54.27
Nœud 106	834.4	0.76	890.53	56.13
Nœud 107	836	1.24	884.24	48.24
Nœud 108	834	1.22	883.68	49.68
Nœud 109	832.9	1.26	884.06	51.16
Nœud 110	827	0.69	874.68	47.68
Nœud 111	837	0.77	883.56	46.56
Nœud 112	858	1.29	883.17	25.17
Nœud 113	825.85	0.8	882.72	56.87
Nœud 114	829.5	0.99	874.75	45.25
Nœud 115	831	0.92	875.08	44.08
Nœud 116	828	0.91	873.89	45.89
Nœud 117	827.5	0.46	873.94	46.44
Réservoir R	910	-113.5	912	2

Pression + diamètre cas de pointe +incendie

III.10-État des Arcs du Réseau avec les diamètres proposés (cas de pointe + incendie) :

Tableau n° III-6: calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 1	6.6	250	-70.7	1.44	7.4
Tuyau 2	45.53	200	47.97	1.53	10.89
Tuyau 3	16.49	125	21.59	1.76	25.57
Tuyau 4	28.82	125	21.39	1.74	25.11
Tuyau 5	26.14	125	21.15	1.72	24.55
Tuyau 6	144.61	75	4.05	0.92	13.87
Tuyau 7	52.67	200	42.84	1.36	8.76
Tuyau 8	20.88	160	34.01	1.69	17.46
Tuyau 9	75.38	110	10.7	1.13	12.7
Tuyau 10	27.53	90	7.28	1.14	16.84
Tuyau 11	41.36	32	0.24	0.29	4.93
Tuyau 12	75.39	50	-0.28	0.14	0.8
Tuyau 13	73.84	75	-0.95	0.21	0.95
Tuyau 14	20.32	110	-12	1.26	15.82
Tuyau 15	79.92	125	-10.31	0.84	6.2
Tuyau 16	29.83	110	-10.8	1.14	12.92
Tuyau 17	65.49	75	-2.98	0.68	7.77
Tuyau 18	40.35	160	-31.49	1.57	15.04
Tuyau 19	40.03	110	9.64	1.01	10.4
Tuyau 20	21.23	110	9.36	0.99	9.84
Tuyau 21	10.21	110	9.22	0.97	9.56
Tuyau 22	125.48	110	8.62	0.91	8.41
Tuyau 23	23.9	125	7.95	0.65	3.8
Tuyau 24	134.83	110	9.71	1.02	10.55
Tuyau 25	98.23	125	18.57	1.51	19.11
Tuyau 26	136.77	63	2.39	0.77	12.33
Tuyau 27	17.18	63	1.7	0.55	6.54
Tuyau 28	14.86	63	1.56	0.5	5.56

Suite de tableau n° III-6: calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 29	95.58	50	1.07	0.55	8.74
Tuyau 30	126.57	32	0.08	0.1	0.62
Tuyau 31	56.52	32	-0.73	0.91	40.64
Tuyau 32	102.13	160	-14.21	0.71	3.29
Tuyau 33	108.51	160	-27.55	1.37	11.63
Tuyau 34	82.99	110	-10.26	1.08	11.73
Tuyau 35	29.86	90	-8.37	1.32	22.01
Tuyau 36	65.58	200	41.77	1.33	8.34
Tuyau 37	77.85	160	24.09	1.2	8.99
Tuyau 38	18.19	160	23.66	1.18	8.69
Tuyau 39	74.96	160	23.25	1.16	8.4
Tuyau 40	21.31	160	22.82	1.13	8.1
Tuyau 41	31.98	125	22.58	1.84	27.88
Tuyau 42	13.09	75	-4.15	0.94	14.55
Tuyau 43	23.27	90	3.9	0.61	5.16
Tuyau 44	21.58	75	2.66	0.6	6.29
Tuyau 45	22.3	50	1.43	0.73	15.04
Tuyau 46	34.21	32	0.15	0.18	2.14
Tuyau 47	-	90	3.33	0.52	4.19
Tuyau 48	42.26	90	2.38	0.37	2.06
Tuyau 49	22	50	-3.17	1.61	68.32
Tuyau 50	41.73	63	3.95	1.27	32.11
Tuyau 51	4.67	110	15.86	1.67	27.06
Tuyau 52	116.06	32	0.52	0.64	21.02
Tuyau 53	116.38	32	0.52	0.64	21.17
Tuyau 54	116.7	32	0.52	0.65	21.24
Tuyau 55	114.02	125	17.72	1.44	17.46
Tuyau 56	-	32	0.25	0.31	4.47

Suite de tableau n° III-6: calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 57	-	32	0.25	0.31	4.47
Tuyau 58	149.11	75	4.56	1.03	17.35
Tuyau 59	22.87	32	1.05	1.3	80.03
Tuyau 60	22.15	50	0.36	0.18	1.21
Tuyau 61	22.7	50	1.79	0.91	22.82
Tuyau 62	21.36	125	20.65	1.68	23.45
Tuyau 63	139.74	125	17.62	1.44	17.27
Tuyau 64	137.62	32	0.61	0.76	28.93
Tuyau 65	135.71	32	0.6	0.75	28.22
Tuyau 66	41.94	90	6.55	1.03	13.77
Tuyau 67	101.17	125	22.43	1.83	27.51
Tuyau 68	45.14	32	0.19	0.23	3.29
Tuyau 69	76.79	90	11.36	1.79	39.58
Vanne 70	-	90	2.63	0.41	2.61
Tuyau 71	-	110	4.66	0.49	3.67
Tuyau 72	54.13	90	-3.59	0.56	4.41
Tuyau 73	-	50	1.31	0.67	6.81
Vanne 74	-	90	6.41	1.01	15.53
Vanne 75	49.4	50	1.23	0.63	11.32
Tuyau 76	-	90	4.14	0.65	6.47
Tuyau 77	51.73	32	1.56	1.95	173.45
Tuyau 78	53.98	32	0.26	0.33	6.13
Tuyau 79	67.14	32	-1.29	1.6	118.67
Tuyau 80	101.54	40	0.56	0.44	7.97
Tuyau 81	51.62	32	0.1	0.12	1.08
Tuyau 82	102.01	32	-0.38	0.47	11.73
Tuyau 83	51.61	32	-0.44	0.54	15.4
Vanne 84	102.45	32	-1.12	1.4	91.5

Suite de tableau n° III-6: calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 85	112.85	75	2.09	0.47	3.99
Tuyau 86	45.04	75	-3.18	0.72	8.76
Tuyau 87	128.03	90	3.95	0.62	5.28
Tuyau 88	44.61	160	14.94	0.74	3.62
Tuyau 89	154.67	160	-23.91	1.19	8.86
Tuyau 90	78.17	50	-1	0.51	7.63
Tuyau 91	32.32	90	-7.51	1.18	17.86
Tuyau 92	34.92	90	6.86	1.08	15.04
Tuyau 93	23.47	90	-6.6	1.04	13.97
Tuyau 94	34.1	50	-3.26	1.66	72.34
Tuyau 95	23.28	50	2.98	1.52	60.67
Tuyau 96	37.42	50	2.71	1.38	50.55
Tuyau 97	22.6	32	-0.23	0.29	4.95
Tuyau 98	24.28	50	2.17	1.11	33.09
Tuyau 99	2.96	63	-2.29	0.73	11.39
Tuyau 100	58.05	90	-3.63	0.57	4.52
Tuyau 101	48.81	90	-4.39	0.69	6.44
Tuyau 102	39.91	90	-3.99	0.63	5.4
Tuyau 103	17.5	90	3.97	0.62	5.32
Tuyau 104	30.61	32	-0.67	0.84	34.31
Tuyau 105	6.62	32	3.01	3.74	620.46
Tuyau 106	61.13	90	-3.25	0.51	3.66
Tuyau 107	122.81	110	-7.16	0.75	5.91
Tuyau 108	57.21	125	6.36	0.52	2.49
Tuyau 109	65.37	75	5.9	1.34	28.45
Tuyau 110	30.05	32	-0.23	0.28	4.6
Tuyau 111	31.42	32	-0.94	1.17	65.61
Tuyau 112	30.12	50	-1.66	0.85	19.92

Suite de tableau n° III-6: calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 113	49.9	32	0.22	0.28	4.47
Tuyau 114	49.95	32	0.22	0.28	4.47
Tuyau 115	50.01	32	0.22	0.28	4.51
Tuyau 116	31.36	50	-2.38	1.21	39.45
Tuyau 117	11.11	90	-5.56	0.87	10.05
Tuyau 118	30.41	32	1.2	1.5	104.79
Tuyau 119	31.07	90	-11.53	1.81	40.74
Tuyau 120	30.63	125	-12.31	1	8.7
Tuyau 121	30.22	110	-13.1	1.38	18.71
Tuyau 122	57.45	32	0.26	0.32	5.78
Tuyau 123	57.45	32	0.26	0.32	5.79
Tuyau 124	57.43	32	0.26	0.32	5.79
Tuyau 125	27.9	110	-13.87	1.46	20.88
Tuyau 126	24.88	110	-11.68	1.23	15.03
Tuyau 127	64.01	50	-2.7	1.38	50.25
Tuyau 128	62.3	90	-7.22	1.14	16.58
Tuyau 129	46.89	90	12	1.89	44.05
Tuyau 130	94.58	90	-12.63	1.99	48.64
Tuyau 131	148.87	315	113.46	1.46	5.7
Tuyau 132	93.8	160	22.08	1.1	7.61
Tuyau 133	159.24	40	0.53	0.42	7.15
Tuyau 134	106.12	32	0.86	1.07	55.03
Tuyau 135	120.09	32	0.55	0.68	23.51
Tuyau 136	37.9	90	9.76	1.53	29.57
Tuyau 137	-	90	4.12	0.65	6.4
Tuyau 138	88.93	90	2.28	0.36	1.9
Tuyau 139	-	40	0.2	0.16	0.37
Tuyau 140	133.22	32	0.2	0.25	3.84

Suite de tableau n° III-6: calcul les paramètres hydrauliques

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Tuyau 141	120.74	32	0.47	0.58	17.32
Tuyau 142	125.64	160	-21.66	1.08	7.33
Tuyau 143	58.01	110	-11.17	1.18	13.79
Tuyau 144	117.2	90	-7.53	1.18	17.94
Tuyau 145	92.65	90	-2.55	0.4	2.34

Vitesse + débit cas de pointe +incendie

III.11-Équipement du réseau de distribution :**III.11.1- Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en acier, les diamètres utilisés varient entre 20mm et 300 mm.

III.11.2- Appareils et accessoires du réseau :

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

III.11.2.1- Robinets vannes :

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

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

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

III.11.2.2- Bouches ou poteau d'incendie :

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

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

III.11.2.3- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

III.11.2.4- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour fonction spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

III.11.2.5- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

III.11.2.6- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

III.11.2.7- pièces spéciales de raccord :

a) **les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.

b) **les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

c) **les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

III.12-Conclusion :

Après simulation, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur les pluparts des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieure à 0,5 m/s. ces pressions suffisantes vont permettre de pallier aux problèmes actuels que rencontre notre réseau de distribution, car beaucoup des abonnés se plaignent d'un manque d'eau fréquent dans leur robinet.

chapitre IV

Les Réservoirs

CHAPITRE IV

LES RESERVOIRS

IV.1-Introduction :

Un réservoir est une enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques), soit usée (eau d'égouts) parmi les liquides autres que l'eau, les plus courants sont : le lait, les hydrocarbures, etc.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir est de gérer les débits selon la demande.

IV.2- Rôle des réservoirs :

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fût, ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- Assurer la réserve d'incendie ;
- Jouer le rôle de relais ;
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

IV.3-fonctions des réservoirs :

IV.3.1-Fonctions techniques des réservoirs :

- régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- sécurité d'approvisionnement.
- régulation de la pression.
- simplification de l'exploitation.

IV.3.2-Fonctions économiques :

Puisque les quatre réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

IV.4-Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, mais ça se n'est pas vérifié pour nos châteaux d'eau (remplissage par pompage).
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.

IV.5-Choix du type du réservoir :

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

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, le réservoir existant est un réservoir surélevé construit en maçonnerie. La hauteur du plan d'eau est de 4m.

Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite d'arrivée.
- Conduite de trop plein.
- Conduite principale de distribution.

IV.6-Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

IV.6.1-Conduite d'arrivé ou d'alimentation :

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

IV.6.2-Conduite de départ ou de distribution :

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

IV.6.3-Conduite de trop-plein :

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

IV.6.4-Conduite de décharge ou de vidange :

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

IV.6.5-Conduite by-pass :

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

IV.7-Vidange et remplissage des réservoirs :

Nous distinguons trois cas :

- le réservoir n'étant plus alimenté, le débit d'apport est nul ($Q_{\text{apport}}=0$). C'est la vidange rapide ;
- le réservoir est alimenté avec le débit d'apport inférieur au débit sortant Q_s .
- le réservoir est alimenté avec le débit d'apport supérieur au débit sortant Q_s .

IV.8-Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

IV.8.1-Principe de calcul

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

- 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 de débit pompé ;

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

IV.8.1.1-Calcul par la Méthode analytique

La détermination de la capacité du réservoir de stockage est fonction des variations des débits de consommation durant les différentes heures de la journée. Elle est estimée en tenant compte du débit d'entrer comme celui de sorti.

Tableau n°IV-1 : Détermination de la capacité de réservoir

Heures	Consommation horaires de Qmax,j	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
h	en %	en %	en %	en %	en %
0-1	1.5			1.5	8.5
1-2	1.5			1.5	7
2-3	1.5			1.5	5.5
3-4	1.5			1.5	4
4-5	2.5	5	2.5		6.5
5-6	3.5	5	1.5		8
6--7	4.5	5	0.5		8.5
7-8	5.5	5		0.5	8
8-9	6.25	5		1.25	6.75
9-10	6.25	5		1.25	5.5
10-11	6.25	5		1.25	4.25
11-12	6.25	5		1.25	3
12-13	5	5			3
13-14	5	5			3
14-15	5.5	5		0.5	2.5
15-16	6	5		1	1.5
16--17	6	5		1	0.5
17-18	5.5	5		0.5	0
18-19	5	5			0
19-20	4.5	5	0.5		0.5
20-21	4	5	1		1.5
21-22	3	5	2		3.5
22-23	2	5	3		6.5
23-24	1.5	5	3.5		10
total	100	100	14.5	14.5	

Pour le calcul de la capacité total du réservoir on utilise la formule suivante :

$$V_R = P_r^{\max} \cdot Q_j^{\max} + V_{\text{inc}} \quad [\text{m}^3] \dots \dots \dots \text{(IV-1)}$$

Avec :

- V_R : volume du réservoir en m^3 ;
- P_r^{\max} : résidu maximum = 10 % ;
- Q_j^{\max} : débit maximal journalier = $2400 \text{ m}^3/\text{j}$;
- V_{inc} : réserve d'incendie, estimé pendant deux heures avec un débit de

$60 \text{ m}^3/\text{h}$ (c'est un volume minimum), dans notre cas nous prenons :
 $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

Donc :

$$V_R = [10 (2400)/100] + 120 = 360 \text{ m}^3; \quad V_R = 360 \text{ m}^3$$

Remarque :

La capacité du château d'eau est de 500 m^3 .

IV.9-matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

Vu son inexistence dans les châteaux d'eau, nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie.

Le système utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau Δ_{min} , le siphon se désamorçe grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas entamée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

IV.10-Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

L'entretien au niveau des trois châteaux d'eau est existant mais il est irrégulier.

IV.11-Applications et sécurité :

Pour des raisons d'applications et de sécurité, les quatre châteaux d'eau sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer
L'eau ;

IV.12-Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de 360m^3 .

Donc on doit projeter un réservoir de capacité de 500m^3 , La capacité proposer est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

chapitre V

L'adduction

CHAPITRE V

L'ADDUCTION

V.1- Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

De part leur fonctionnement les adductions peut être classé selon leurs charges :

- Soit en adduction par refoulement ;
- Soit en adduction gravitaire.
- Soit en adduction mixte.

V.2- Quelques notions simples sur l'adduction :

V.2.1- Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importants

V.2.2- La ligne piézométrique :

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

V.2.3- L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse.

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative

V.2.4- Dépôts dans l'adduction :

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- Prévoir un décanteur-dessableur en tête d'ouvrage,
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5m/s.
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

V.3- Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement ;
- De prix de la fourniture et de transport ;
- La disponibilité sur le marché (surtout local) ; Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer

L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD. Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PE (polyéthylène) vu les avantages qu'elle présente.

V. 4- Conditions économique :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes c'est à dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

V. 5- Les adductions existantes :

Les adductions existantes sont au nombre de deux lie dans une conduite à partir des deux sources OUMSOKAT EL KEBIRA et OUMSOKATE ELSAKIRA ayant les coordonnées suivantes carte d'état major de :

Source (01) : $x = 407.247 \text{ Km}$; $y = 253.986 \text{ Km}$

Source (02) : $x = 406.745 \text{ Km}$; $y = 253.799 \text{ Km}$

Tableau V-1: Tableau Comparative (besoins-déficit) :

commune	population		dotation	besoins pop+équipe		Production	déficit
	2008	2031		L / j / Hab	2008		
AMMARI	7120	15542	200	1424	3108.4	259.20	2849.2 (33 l/s)

Le tableau ci dessus montre l'évaluation de déficit en eau potable dans l'aire d'étude par rapport à la production actuelle (deux sources) total production 3 l/s

Après analyse des données nous constatons un déficit important dans le domaine d'approvisionnement en eau potable et infrastructure de et de mobilisation de l'eau

Devant cette situation nous envisageons un renforcement du système d'alimentation par d'autres sources capables de répondre aux besoins de la population a court et moyen terme

V.6- Etude technico-économique de l'adduction :

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

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

$$\text{La formule de BONIN : } D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V-1)$$

$$\text{La formule de BRESSE : } D = 1,5 \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre et Q : Débit véhiculé en m³/s;

V.6.1. Pertes de charges

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

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de

DARCY – WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec

J : gradient de pertes de charges

Q : le débit véhiculé (m³/s)

g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s²

D : diamètre (m)

λ : Coefficient de frottement.

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

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

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (V-4)$$

- En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec : Rugosité en (mm)

Re: Nombre de Reynolds donné par la formule suivante

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma} \dots\dots\dots (V-6)$$

λ : Coefficient de frottement.

V.6.1.1-Pertes de charges linéaires

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec

J = gradient de pertes de charge

L : longueur de la conduite.

V.6.1.2-Pertes de charges singulières :

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

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_L$$

V.6.1.3-Pertes de charges totales :

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s$$

Avec :

ΔH_T : pertes de charges totales

ΔH_l : pertes de charges linéaires

ΔH_s : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement (L=19812 m)

Donc : $\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L \dots\dots\dots (V-8)$$

V.6.2- Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (HT) et des pertes de charges due à l'aspiration (ΔH_{asp}). Elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \dots\dots\dots (V-9)$$

Avec :

Hg : égale à la différence entre la cote du trop plein du réservoir et le niveau dynamique du forage ou de la bache dans notre cas le niveau dynamique de réservoir

$$H_g = T_p - ND \dots\dots\dots (V-10)$$

Tp : trop plein du réservoir R(500 m³)

ND : niveau dynamique du forage

H_{asp} : pertes de charges à l'aspiration estimées à 0.50 m

On a la relation suivante pour calculer H_{MT}

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$$

V.6.3- Puissance absorbé par la pompe :

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q H_{mt}}{\eta} \text{ (KW)}$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m³/s)

η : rendement de la pompe = 70%

V.6.4- Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P \cdot T \cdot 365 \text{ (kw.h)}$$

Avec

E : énergie consommée exprimée en (kw)

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas en prend
T = 20h)

P : puissance absorbée par la pompe en k w.

V.6.5- Les frais d'exploitation :

$$\text{Prix} = E \cdot e$$

Avec : e : Prix du kwh d'après « Sonelgaz » e=4 DA/kwh.

E : énergie de consommation kwh / an.

V.6.6- Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

Avec i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans)

$$\text{D'où} \quad A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08$$

A = 0.09

V.6.7- Frais d'amortissement :

$$F_a = L.pr.A \quad (\text{Da})$$

Avec :

L : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

V.6.8- Le bilan (prix total) :

$$P_t = F_e + F_a \quad (\text{Da})$$

V.7- Calcul de la conduite d'adduction:**V.7.1- Données de base :**

Q : débit refoulé ($Q_d = 0,033 \text{ m}^3/\text{s}$)

Longueur de la conduite L = **19812 m** ;

Cote de trop plein Ctp = 956 m ;

ND : niveau dynamique du forage (891.8m)

Hauteur géométrique Hg = 64.2 m

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons les formules économiques suivantes :

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

Avec : D : diamètre de la conduite de refoulement

Q : débit refoulé

V.7.2-Application :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,033} = 0,182\text{m} \rightarrow D=200\text{mm}$

V.7.2.1-Vérification de la vitesse :

$$\text{Avec } D=200\text{mm} \rightarrow V = \left[\frac{4 * q}{3.14 * D^2} \right] = \frac{4 * 0,033}{3.14 * 0,2^2} = 1,05\text{m/s}$$

La vitesse dans la conduite de refoulement :

-si $D < (300 \text{ à } 800) \text{ mm} \rightarrow v = (1 \text{ à } 2) \text{ m/s}$

-si $D > 800 \text{ mm} \rightarrow v = (1,8 \text{ à } 3) \text{ m}$

Finalement nous optons pour le diamètre nominal **DN=200 mm**

V.7.2.2-Calcul de la hauteur manométrique totale

Elle est donnée par la formule suivante : $H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$

Avec : $H_g = 956 - 891.8 = 64.2\text{m}$

$$\Delta H_{\text{asp}} = 0,5\text{m}$$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{g * 3.14^2 * D^5} \cdot L$$

Le calcul de la hauteur est récapitulé dans le tableau ci-dessous.

Tableau V-2: calcul de la hauteur manométrique

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_T (m)	H_g (m)	ΔH_{asp} (m)	H_{MT} (m)
150	1,86	0.030	19812	774,70	64,2	0,5	839,4
200	1,05	0,024	19812	147,1	64,2	0,5	211,8
250	0,67	0.020	19812	60,21	64,2	0,5	124,91

V.7.2.3-Puissance absorbé par la pompe :

Le calcul de la puissance absorbé est récapitulé dans le tableau ci-dessous

Tableau n°V-3: calcul de la puissance absorbé :

D (mm)	ρ (kg/m ³)	g (m ² /s)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	η (%)	P (kw)
150	1000	9,81	0,033	839,4	0,70	$388,20 \cdot 10^3$
200	1000	9,81	0,033	211,8	0,70	$97,95 \cdot 10^3$
250	1000	9,81	0,033	124,91	0,70	$57,77 \cdot 10^3$

V.7.2.4-Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est récapitulé dans le tableau ci-dessous

Tableau n°V-4: calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

D (mm)	p (kw)	T (h)	E (kw.h)
150	$388,20 \cdot 10^3$	20	$2,83 \cdot 10^9$
200	$97,95 \cdot 10^3$	20	$715,03 \cdot 10^6$
250	$57,77 \cdot 10^3$	20	$421,72 \cdot 10^6$

V.7.2.5-Les frais d'exploitation :

D'après « Sonelgaz » $e=4$ DA/kw.h.

Le tableau suivant donne les frais d'exploitations :

Tableau n°V-5 : Détermination des frais d'exploitation :

D (mm)	H _{M.T} (m)	P (KW)	E (KW.h)	Prix d'énergie (Da)
150	839,4	$388,20 \cdot 10^3$	$2,83 \cdot 10^9$	$11,32 \cdot 10^9$
200	211,8	$97,95 \cdot 10^3$	$715,03 \cdot 10^6$	$2,86 \cdot 10^9$
250	124,91	$57,77 \cdot 10^3$	$421,72 \cdot 10^6$	$1,68 \cdot 10^9$

V.7.2.6-Frais d'amortissement :

Le tableau suivant représente le calcul des frais d'amortissement

Tableau n° V-6 : Détermination du montant d'amortissement.

D (mm)	P.U (Da)	L (m)	Prix de la conduite (Da)	A	Montants d'amortissement (Da)
150	2712	19812	53.730.144	0.09	4835712,96
200	2950	19812	58.445.400	0.09	5260086,00
250	3340	19812	66.172.080	0.09	5955487,20

V.7.2.7-Le bilan (prix total) :

Le tableau suivant donne le bilan des frais.

Tableau n° V-7 : Détermination du prix total. (Bilan)

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Frais d'amortissement (Da)	Prix total (Da)
150	$11,32 \cdot 10^9$	4835712,96	$1,132 \cdot 10^{10}$
200	$2,86 \cdot 10^9$	5260086,00	$0,286 \cdot 10^{10}$
250	$1,68 \cdot 10^9$	5955487,20	$0,168 \cdot 10^{10}$

Remarque :

Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants :

-Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre 0,5 et 1,5 m/s.

- Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Pour ce qui est de la nature de la canalisation elle fait l'objet de choix du à la nature du terrain et les contraintes économiques du pays.

Pour cela on peut dire que le diamètre économique de notre adduction égale a 200 mm

V.8-Critère de choix de nombre de pompe

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station a un objectif de première catégorie donc en prévoit une pompe de secours.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

Pour le choix des pompes il faut baser sur les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important
- NPSH requis minimum
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important

V.9- déterminations du nombre de pompe

D'après le logiciel des pompes **caprari** on a essayé de trouver le nombre de pompe le plus faible et qui donne un rendement meilleur, on a travaillé avec une, deux, trois pompe, et on a trouvé le meilleur choix 4 pompe identiques en parallèle qui assure un débit **Q=33 l/s** avec une hauteur manométrique totale **HMT=211,8m** et une pompe de secoure, pour le type de pompe on a choisi pompe à axe horizontal monocellulaires.

V.9.1- Détermination de la courbe H en fonction de Q (par le logiciel caprari) :

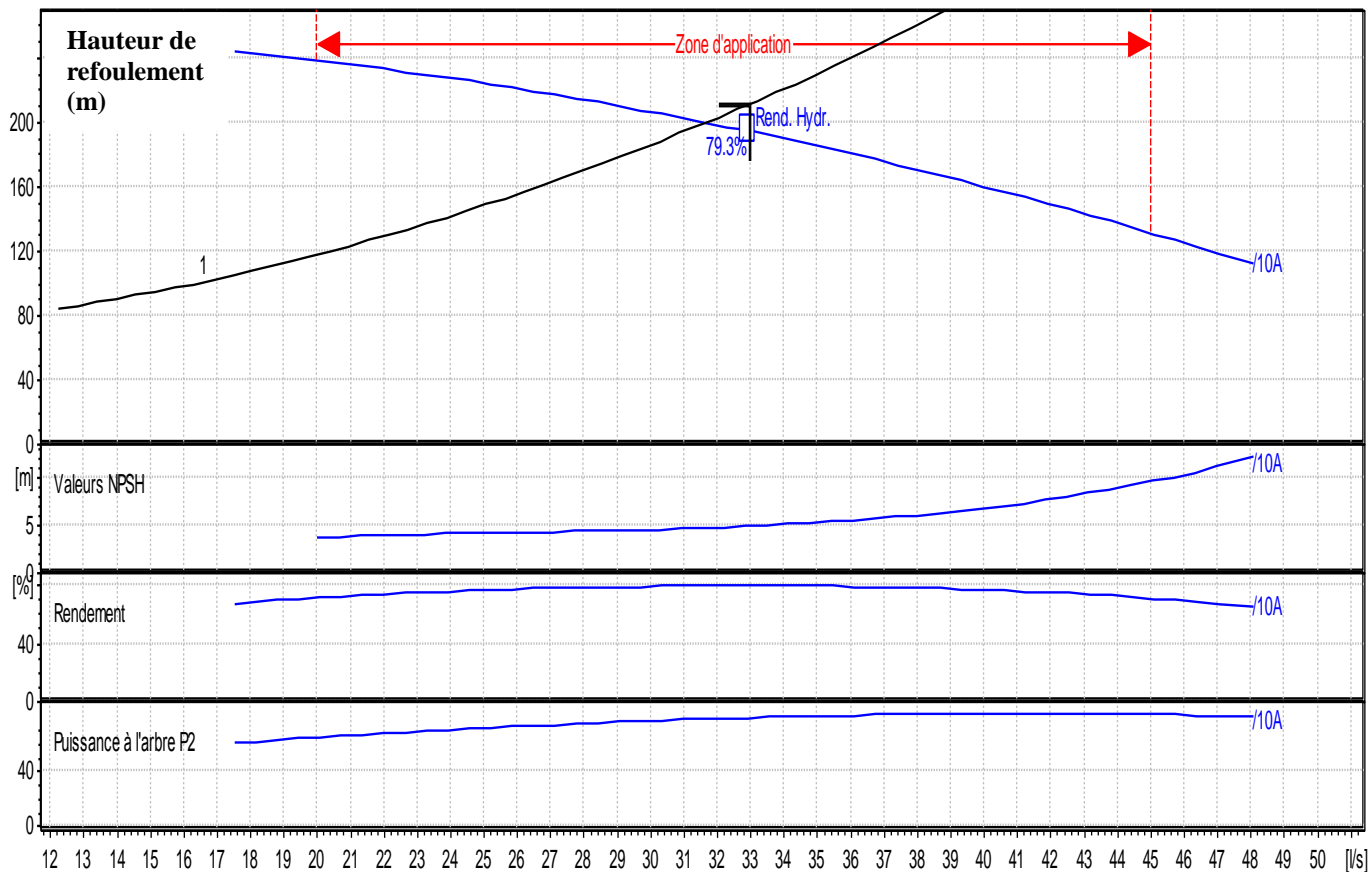


Figure V-1 : La courbe caractéristique de la pompe

Q (L/S)

Tableau n° V-8 : Le point de fonctionnement d'après le logiciel caprari:

Q (l/s)	H (m)	P (kw)	Rend (%)	NPSH (m)
31.60	200	78.5	79.3	4.84

Les caractéristiques de la pompe d'après le logiciel caprari après l'optimisation c'est-à-dire après le réglage :

- Débit $Q=33$ l/s
- Hauteur manométrique totale HMT=211.80m
- Le rendement $\eta = 79,3\%$
- La puissance $P=78,5$ kW
- $NPSH_r=4,84$ m
- La vitesse de rotation $N=2900$ tr/min

V.9.2- Type de la pompe : E9S55/10A + MC8125**Pompe**

- Pompe immergée semi-axiale.
- Corps d'aspiration, de refoulement et diffuseurs : en fonte.
- Roues : en fonte, bloquées sur l'arbre par des douilles coniques en acier inoxydable.
- Arbre : en acier inoxydable, guidé aux extrémités et au niveau de chaque diffuseur par des paliers protégés contre la pénétration de sable.
- Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles en acier inoxydable.
- Clapet de retenue : incorporé, avec orifice à bride, doté de contre-bride.
- Peinture : homologuée pour eau potable.

Moteur électrique :

- Asynchrone, triphasé, lubrifié par le liquide interne.
- Rotor en court-circuit.
- Stator : rebobinable, en fil de cuivre revêtu par une gaine en matériau hydrofuge à haut degré d'isolement spécifique au fonctionnement à bain d'eau.
- Chemise du stator : en acier inoxydable.
- Paliers supérieur et inférieur : en fonte.
- Arbre : en acier inoxydable guidé par des paliers en bronze.
- Butée : type Michell, à patins oscillants.
- Membrane de dilatation pour l'équilibrage entre la pression interne et externe.
- Visserie : en acier inoxydable.
- Peinture : homologuée pour eau potable.

Données techniques / Caractéristiques :

Q : 31.63 l/s

H : 200 m

n. pôles : 2

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 92 kW

Tension : 400 V

Diamètre refoulement : DN125

Max. diamètre : 206

Remarque : la Pompe immergée semi-axiale est installées en aspiration pour refouler l'eau vers le réservoir projeté.

V.10- Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=200 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs projeté de stockage R(500m³) avec une hauteur manométrique $H_{MT}=211,80m$.

A la fin de ce chapitre on a déterminé le type et le point de fonctionnement des pompes par le logiciel caprari.

chapitre VI

Protection Des Conduites

Contre Le Phénomène

Transitoire

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE PHENOMENE TRANSITOIRE

VI.1- Généralité :

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

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. Modification de la vitesse d'une pompe.
5. Variation d'un plan d'eau.
6. La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause principale du coup de bélier.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.

- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à -10mCE , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

- **Fatigue du tuyau** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

VI.2-Interprétation physique du coup de bélier :

➤ 1^{ère} phase

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression ; de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse a . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a

➤ 2^{ème} phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

➤ 3^{ème} phase

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

➤ **4^{ème} phase**

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

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

VI.3- Moyen de protection contre le coup de bélier :

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

➤ **Vanne à fermeture lente :**

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

➤ **Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

➤ **Cheminée d'équilibre :**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré

par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $\frac{4L}{a}$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse.

On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.

Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe

➤ **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif permettant d'augmenter le temps d'arrêt de la pompe, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant. Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

➤ **Réservoir d'air :**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

Tableau VI-1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Coût limité - Entretien et réglage facile - Ne consomme pas d'énergie - Indépendant d'une installation électrique 	<p>Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort).</p> <p>Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement</p>	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionner défectueux). - Importante durée de vie ; - Indépendante d'une installation électrique ; - Pas de pertes d'eau 	<p>Possibilités d'installation limitées.</p> <p>Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).</p>	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement ; - Bonne sécurité ; - Pas de pertes d'eau 	<p>Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.</p> <p>Coût élevé.</p>	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression

Suite de Tableau VI-1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<p>Consommation d'énergie supplémentaire.</p> <p>Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.</p> <p>Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.</p>	Utilisé comme protection contre les dépressions

Parmi tous ces anti bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur anti bélier en ligne, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VI.4- Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionne le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VI.4.1- Dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de Bergeron :

Cette méthode a été mise au point à-peu-près simultanément par le Suisse OTHMAR SCHNYDER en 1929 et le français LOUIS BERGERON en 1931. Elle est connue en France sous le nom d'épure de BERGERON.

La méthode graphique est exactement une traduction graphique des équations aux caractéristiques établies précédemment et permet de résoudre tous les problèmes, aussi complexes soient-ils, mais c'est alors au prix d'un travail long et délicat.

Toutefois, cette méthode, qui a rendu de très grands services, reste encore très intéressante du point de vue de la compréhension physique du phénomène.

Les hypothèses simplificatrices introduites dans le calcul simplifié d'un réservoir d'air ne peuvent s'appliquer pour des installations très importantes.

D'ailleurs, on arriverait rapidement à des volumes du réservoir énormes. Il y a donc lieu de tenir compte de la réalité du phénomène et de sa propagation ondulatoire.

Par ailleurs, le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entraînerait une succession d'oscillations qui ne seraient pas, ou que très peu amorties (le seul amortissement ne venant que des pertes de charge dans la conduite).

Il sera donc nécessaire de disposer à la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Comme étranglement, on distingue :

- Un diaphragme,
- Une tuyère,
- Un clapet à battant percé.

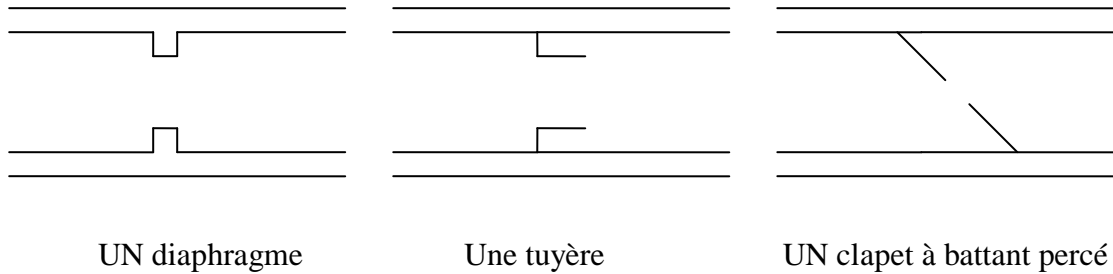


Figure n° VI-1 : les étranglements dans la conduite

VI.4.2- Calcul de la célérité d’onde :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3+k\frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (VI-1)$$

a : célérité d’onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ;

Pour l’acier : K = 0,50

Les résultats de calcul de la célérité sont récapitulés dans le Tableau VI.2 :

Tableau VI-2: Calcul de la célérité :

	D (mm)	e (mm)	k	a (m/s)
Forage-R500	200	2	0,5	1423,76

Le temps de fermeture des robinets vannes par la formule :

$$tr = \frac{2L}{a} \dots\dots\dots (VI-2)$$

tr : Le temps de fermeture des robinets vannes (s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

a : célérité d'onde (m/s) ;

Le temps de retour de l'onde de déformation est donné dans le Tableau suivant :

Tableau VI-3: Calcul du temps de retour de l'onde de déformation

	L(m)	a(m/s)	tr(s)
Forage-R500	19812	1423,76	27,83

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot tr} \dots\dots\dots (VI-3)$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V₀ : Vitesse d'écoulement m /s ;

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

•La surpression :

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots (VI-4)$$

•La dépression:

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots (VI-5)$$

Les valeurs du coup de bélier sont données dans le Tableau suivant:

Tableau VI-4 : Valeurs du coup de bélier :

	L(m)	V ₀ (m/s)	tr(s)	b(m)	Hg	Hs	Hd
Forage-R500	19812	1,05	27,83	152,40	48.2	200,6	-104,2

VI.4.3- Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U₀ de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V₀.

À la marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z₀, Z_{min} et Z_{max}.

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +48.2 m).

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots (VI-6)$$

U_0 : volume de l'air en m^3 .

V_0 : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m.

Pour notre cas : $S=0,03 m^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{aV_0}{g} = 200,6 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 58,20 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = H_g + \frac{aV_0}{g} + 10 = 210.60 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{210.60}{58.20} = 3.62$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,056$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 0,00096$$

Abaque de VIBERT :

$$\frac{U_0}{LS} = 1.3 \cdot 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS \cdot 1.3 \cdot 10^{-3} = 1772 \cdot 0,05 \cdot 1.3 \cdot 10^{-3} = 0,115 m^3 = 115.18 \text{ litres}$$

$$\text{Et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,61 \Rightarrow Z_{min} = 56.79 m$$

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} = 188.82 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité : $U_f = 190$ litres.

VI.5- Conclusion :

Pour que le réseau de distribution et les conduites de refoulement soient bien protégés, il faut lutter contre deux phénomènes dangereux qui sont ; la corrosion et le coup de bélier. Le réservoir anti- bélier doit être bien dimensionné pour limiter le risque du coup de bélier sur les conduites de refoulement et éviter leur fissuration. Ces dernières doivent être dimensionnées en tenant compte de la valeur majoré du coup de bélier.

chapitre VII

Les Accessoires Du Réseau

CHAPITRE VII**LES ACCESSOIRES DU RESEAU****VII.1-Introduction :**

Les appareils qui sont utilisés pour notre réseau de distribution sont les suivants : robinet vanne, ventouses, clapet d'air, poteaux d'incendie, bouche de lavage les compteurs, les réglages de pressions et les matériaux de raccordement. Ces matériaux sont confectionnés et choisis, principalement en fonction des conditions de travail des conduites. Le choix du matériau idéal du point de vue technico-économique nécessite une étude approfondie des facteurs qui influencent l'état de la conduite lors de son service, et des caractéristiques de chaque matériau.

Le long d'une canalisation, différents accessoires sont installés pour :

Assurer un bon écoulement.

Régulariser les pressions et assurer les débits.

Protéger les canalisations.

Soutirer les débits.

Les appareils qui sont utilisés pour notre réseau de distribution sont les suivants :

VII.2- Les robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement, leur rôle est de permettre l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits ils sont utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (Aval sous pression Aval vide).

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\Phi < 100$ mm), sont à quart de tour.

VII.3- Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse utilisée surtout niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une réglabilité importante (avantage). Pour la régulation, la manœuvre de

L'obturateur est limité à 60° car au-delà du gain le débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente même un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

VII.3.1- Les vannes d'isolement :

Pour l'isolement de certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir.

Pour les gros diamètres 350 mm on utilise des robinets à papillon.

Pour les petits diamètres on utilise des robinets vannes. L'espace qui sépare les RV doit être telle que la longueur des conduites mises hors services ne dépasse pas 150 à 200 m. Pour les conduites principales. Cette longueur peut atteindre 300 à 350 m. Là où les conduites se croisent le nombre de vanne doit être égal au nombre de branches moins 1.

VII.3.2- Les vannes à clapet de non retour :

Les vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

VII.3.3- Les vannes de réduction de pression :

Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée

VII.4- Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses

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 ou 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.

VII.5- Les Clapets D'air :

Il existe deux types de clapets :

* Clapet à simple effet : entrée d'air uniquement.

Ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. Il est monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne.

* Clapet à double effets : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur

Venant obturer un orifice.

VII.6- Les régulateurs de pression :

VII.6.1- Régulateurs de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quelque soit le débit et la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Les régulateurs de pression aval sont généralement utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

VII.6.2- Régulateurs de pression amont :

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

VII.7- Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

VII.8- Robinets de décharge :

Ce sont des appareils qu'on place au niveau des points bas de la conduite en vue de vider. Celle-ci dans le but de chasser le dépôt qui s'est formé dans la conduite ou la réparation de ce dernier. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit en fossé ou en plein air (cas d'une conduite en campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII.9- Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètres, capable d'assurer un débit de 17 l/s et une pression minimale de 1 bars, dotée aussi d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. Dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m.

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendies vides de toute eau. Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit le côté de la rue où on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution.

VII.10- Raccordements :**VII.10.1- Tés :**

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Ils sont utilisés aussi en cas de soutirage ou l'ajout d'un débit.

VII.10.2- les cônes :

Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autres accessoires. On les rencontre également à l'entrée et sortie des pompes.

VII.10.3- Les coudes :

Ce sont des pièces qu'on utilise dans les cas de changement de direction. On rencontre des coudes à un emboîtement à deux emboîtements ou à bout lisse. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butés, convenablement dimensionnés.

VII.10.4- Croix de jonction :

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bout lisses.

VII.11- Conclusion :

Les accessoires utilisés dans notre réseau sont choisis de telle façon à supporter les pressions de service.

Le schéma de distribution adopté nous a permis l'obtention des résultats convenables.

Les modifications apporter nous permet d'obtenir l'équilibre entre la demande et la production d'eau.

chapitre VIII

Organisation De Chantier

CHAPITRE VIII

ORGANISATION DE CHANTIER

VIII.1-Introduction :

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

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

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VIII.2-Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a) Matérialisation :

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

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

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VIII.3-Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VIII.3.1-Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

VIII.3.2-Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée doit atteindre 1 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 »

VIII.3.2.1-La profondeur (H_{tr}) :

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \dots\dots\dots (VIII-1)$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : $h=0,7$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,10$ m.

D'où : $H_{tr} = 0,80 + D$ (m).

VIII.3.2.2-Largueur de la tranchée :

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

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

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

VIII.3.3-Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.



Figure VIII-1 : Pelle mécanique

VIII.3.3.1. Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

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

VIII.3.3.2. 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 demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

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

Tableau VIII-1: calcul du volume à excaver

D(mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m2)	v(m3)
200	19812	0,80	1	0,80	15849,6

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **15849,6m³**.

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

Tableau VIII-2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

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

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³ et inférieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,65 m³.

VIII.3.3.3-Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad \dots\dots\dots (VIII-2)$$

Avec : q : capacité du gobet 0,65 m³.

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

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

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

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

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

T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,40 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p=500 m³/j.

VIII.3.3.4-La durée d'excavation :

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours} \quad \dots\dots\dots \text{(VIII-3)}$$

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

AN : $T = \frac{15849,60}{500} = 32 \text{ jours}$

VIII.3.3.5-Aménagement du lit de pose des conduites :

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

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 10 cm (pour notre cas nous avons pris 10 cm).

VIII.4- Pose des conduites :

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

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

VIII.5- Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VIII.6- Remblaiement de la tranchée :

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

VIII.7-Conclusion :

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

Conclusion Générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable.

Cette étude concerne tous les points ayant trait d'une part à l'économie et d'autre part à la technique dans le souci d'avoir une réalisation et une exploitation rationnelle des équipements.

Ce projet a été étudié en tenant compte des conditions naturelles et tout en essayant de satisfaire la demande des habitants dans des conditions technico-économique rationnelles.

Peut on dire que les pénuries d'eau sont imputables à la sécheresse, ou à la forte croissance des demandes en eau ou bien au manque de savoir faire ?

Annexes

Variation du coefficient β_{\max}

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

Variation du coefficient β_{\min}

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

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

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

BIBLIOGRAPHIE

[1] – Bonin, Jacques. Aide-mémoire d'hydraulique urbaine. Paris : Eyrolles, 1982, 127p.
(Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France ; 42).

[2] – Duport, André. Hydraulique urbaine. Tomme.1 : Hydrologie, captage et traitement des eaux. 6^e ed.
Paris : Eyrolles, 1986. 262p.

[3] - Duport, André. Hydraulique urbaine. Tomme.2 : Ouvrages de transport, élévation et distribution des
eaux. Paris : Eyrolles, 1979. 448p.

[4] - Duport, André. Hydraulique urbaine. Tomme.3: Exercice et projets. Paris : Eyrolles, 1970. 228p.

[5]- Gonnella, Cyril, Guence Heni. Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales : 1.
La collecte. Paris : Eyrolles, 1986. 239p.

[6]- Rodier, Jean. Analyse de l'eau : eaux rurales, eaux résiduaires, eau de mer. 8^e ed. Paris :
Dunod, 2055. 1383p.

[7] – Voliron, François. Mémento de gestionnaire de l'alimentation en eau et de
l'assainissement. T.1 : Eau dans la ville, Alimentation en eau. Paris : Tec et doc, 1994. 435p.