

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'AEP de la ville Teleghma (w. Mila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0040-13

APA Citation (APA توثيق):

Meziani, Mohamed (2013). Etude d'AEP de la ville Teleghma (w. Mila)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'AEP DE LA VILLE TELEGHMA
(WILAYA DE MILA)**

Présenté par :

M^r MEZIANI Mohamed

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M^r O. KHODJET-KESBA

M.C.A

Président

M^r Y.DERNOUNI

M.A.A

Examineur

M^{me} L.TAFAT

M.A.A

Examinatrice

M^r R.KERID

M.A.A

Examineur

M^r M.BELALI

M.A.B

Examineur

M^r A.RASSOUL

M.C.B

Promoteur

Septembre - 2013

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M^E RASSOUL, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie le personnel de DRE (wilaya Mila) pour leurs conseils et orientations.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2013, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : HAMOUDI.S, BOUTARICHET.Y, BELHADJ.H, BEN DADDA.M, et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

∞ DÉDICACE ∞

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

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

À ma très chère mère qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père MILOUD qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères HICHEM et NESRADDINNE.

À tous les membres de la famille : MEZIANI

À mes très chères amies : SEIF, FOUAD, AMER, HAMZA, HASSEN.

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : HAKIM, HAMID, RACHID
La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

MOHAMED 2013 ✍



الملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو تلبية احتياجات المركز الحضري لبلدية التلاغمة الواقعة بولاية ميلة على المدى البعيد 2035 , عن طريق وضع شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب , حيث يبلغ الطول الكلي للشبكة 36874 متر مستخدمين انابيب من نوع PEHD .

فقد ركزنا في هذه الدراسة على الجانبين التقني و الاقتصادي للشبكة من اجل تحقيق ضغط و تدفق مناسبين للمياه لتغطية الطلبات المتزايدة للسكان كما ونوعا .

Résumé

Le but de notre étude est de construire un réseau d'alimentation en eau potable de longueur total des conduite de 36874 mètre de type PEHD, pour satisfaire les besoins en eau du centre urbaine de la commune TELEGHMA wilaya de MILA à l'horizon 2035.

Dans cette étude, nous avons pris en considération l'aspect technique et économique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Abstract

The objective of our study is the satisfaction of water needs of TELEGHMA W. MILA for the year 2035, by construction a network of alimentation by potable water for 36874 meter long of type PEHD.

In this study we give the priority to two sides: technical and economic just for making sure that the pressure and the flow are suitable.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I :Présentation de la ville

I.1 INTRODUCTION	1
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
I.3 SITUATION TOPOGRAPHIQUE	1
I.4 SITUATION GEOLOGIQUE ET SISMIQUE	2
I.5 SITUATION CLIMATOLOGIQUE	2
I.5.1 Le climat	2
I.5.2 La pluviométrie.....	2
I.5.3 Les températures	3
I.5.4 Les vents	3
I.6 SITUATION DEMOGRAPHIQUE.....	3
I.7 LE RESEAU HYDRAUGRAPHIQUE	4
I.8 ACTIVITES ECONOMIQUES	4
I.9 SITUATION HYDRAULIQUE	4
I.9.1 Ressources en eau	4
➤ Ressources souterraines	4
➤ Ressources superficielles	5
I.9.2 Qualité de l'eau.....	5
I.9.3 Capacité de stockage.....	5
I.10 CONCLUTION.....	5

CHAPITREII: Etude des besoins en eau

II.1 INTRODUCTION	6
II.2 EVALUATION DE LA POPULATION	6
II.3 ESTIMATION DE LA POPULATION FUTURE.....	7
II.4 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	7
II.4.1 Choix de la dotation	7
II.4.2 Evaluation des besoins en eau	8
A) Les besoins domestiques.....	8
B) besoins en eau des équipements.....	8
II.5 CONCLUSION	12

CHAPITRE III: Etude de la variation de la consommation

III.1 INTRODUCTION.....	13
III.2 ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS	13
III.2.1 Variation journalière	13
a) Coefficient d'irrégularité maximum journalière.....	13
b) Coefficient d'irrégularité minimale journalière	13
c) Consommation maximale journalière	14
d) Consommation minimale journalier	14
III.2.2 Variation horaire.....	15
a) Débit moyen horaire.....	15
b) Débit maximum horaire	15
c) Débit minimum horaire.....	16
III.2.3 Détermination du débit de pointe	17
III.2.4 Calcul de la consommation horaire en fonction du coefficient maximum horaire :	18
III.3. COMPARAISON ENTRE LES RESSOURCES ET LES BESOINS.....	20
III. CONCLUSION	20

CHAPITRE IV: Les réservoirs

IV.1 INTRODUCTION	21
IV.2 ROLE DES RESRVOIRS	21
IV.3 TYPES DES RESERVOIRS	21
IV.3.1 Les facteurs interviennent dans la détermination de réservoir.....	22
IV.3.2 Choix de type des réservoirs	22
IV.4 FONCTIONS GENERALES DES RESERVOIRS	22
Fonctions techniques :.....	22
Fonctions économiques :.....	22
IV.5 EMPLACEMENT DES RESERVOIRS	23
IV.6 CAPACITE DES RESERVOIRS	23
➤ Le volume du réservoir de stockage.....	27
IV.7 DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS	27
IV.7.1 Vérification la capacité des réservoirs (R1 ; R2 ; R3)	27
IV.7.2 Réservoir (R=5000 m3).....	28
a) Section du réservoir	28
b) Diamètre du réservoir.....	28
c) Hauteur de la réserve d'incendie.....	28
IV.7.3 Réservoir (R1= 350m3)	28

a)	Le volume du réservoir	28
b)	Section du réservoir	28
c)	Diamètre du réservoir.....	28
d)	Hauteur de la réserve d'incendie.....	28
IV.7.4	Réservoir (R2=1000m3) de centre-ville et (R3=1000m3) de la Z'hun	29
a)	Le volume du réservoir	29
b)	Section du réservoir :	29
c)	Diamètre du réservoir:	29
d)	Hauteur de la réserve d'incendie.....	29
IV.8	EQUIPEMENT DES RESERVOIRS	29
IV.8.1	Conduite de départ ou de distribution.....	30
IV.8.2	Conduite d'arrivée ou d'alimentation (adduction).....	30
Robinet flotteur		30
IV.8.3	Conduite de trop plein	30
IV.8.4	Conduite de vidange (de décharge)	31
IV.8.5	Conduite by-pass.....	31
IV.8.6	Matérialisation de la réserve d'incendie	31
IV.9	HYGIENE ET SECURITE	31
Recommandations diverses:		31
IV.10	ENTRETIEN DES RESERVOIRS	31
IV.11	CONCLUSION.....	32

CHAPITRE V:Le réseau de distribution

V.1	INTRODUCTION.....	33
V.2	METHODE D'ALIMENTATION DU RESEAU	33
V.2 .1	Distribution gravitaire	33
V.2 .2	Pompage combiné	33
V.2 .3	Pompage direct.....	33
V.3	CLASSIFICATION DES RESEAUX D' A.E.P.....	33
V.3.1	La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :.....	33
a)	Réseau unique	33
b)	Réseau en zones étagées	34
V.3.2	Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :	34
a)	réseau ramifié.....	34
b)	Réseau maillé	34
c)	Réseau combine :	34
V.4	CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU COMBINE	35

V. 5 PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU	35
V.5.1 Choix du type de réseau	35
V.5.2 Choix du tracé	36
V. 6 CONCEPTION D'UN RESEAU	36
V.7 CHOIX DU TYPE DES MATERIAUX	36
V.8 PARAMETRES DU RESEAU	36
V.8.1 Les paramètres.....	36
a) Débit.....	36
b) Choix du diamètre.....	37
c) Vitesse d'écoulement	37
d) Pressions adéquates.....	37
V.8.2 Calcul du réseau maillé	37
Loi des nœuds.....	37
Loi des mailles :	37
V.9 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU.....	38
V.9.1 Calcul des débits.....	38
a) Le débit en route	38
b) Le débit spécifique	38
c) Le débit aux nœuds	39
V.9.2 Calcul du réseau de la zone 01	39
a) Cas de pointe.....	39
b) Cas de pointe + incendie	43
V.9.3 Simulation du réseau par le logiciel (EPANET) pour la zone 01.....	46
Description	46
V.9.4. Calcul du réseau de la zone 02	51
a) Cas de pointe.....	51
b) Cas de pointe + incendie	58
V.9.5 Simulation du réseau par le logiciel (EPANET) pour la zone 02.....	64
V.10 APPAREILS ET ACCESSOIRES DU RESEAU	70
V.10.1 Robinets vannes.....	71
a) Robinet vanne	71
b) Les vannes papillons	71
c) Vanne stop	72
d) Manœuvre des robinets	72
V.10. 2 Bouches ou poteau d'incendie.....	72
V.10.3 Clapets	72
V.10.4 Ventouses	73

➤ Ventouse simple	73
➤ Ventouse à deux orifices	73
V.10.5 Vannes de décharge.....	73
V.10.6 Bouche d'arrosage	73
V.10.7 Pièces spéciales de raccord.....	73
a) les Tés	73
b) les coudes	73
c) les cônes de réduction.	73
V.10.8 Organes de raccordement	74
A. Coudes.....	74
B. Cônes.....	74
C. Tés.....	74
D. Joints de démontage	74
V.11 CONCLUSION	74

CHAPITRE VI: Etude d'adduction

VI.1 INTRODUCTION	76
VI.2 TYPES D'ADDITION	76
VI.2.1 Adduction gravitaire.....	76
VI.2.2 Adduction par refoulement	76
VI.2.3 Adduction mixte.....	76
VI.3 ADDUCTION ET TYPES D'ECOULEMENT.....	76
VI.3.1 Ecoulement à surface libre	76
VI.3.2 Ecoulement en charge	76
VI.4 CHOIX DE TRACE.....	76
VI.4 CHOIX DE TYPE DE CONDUITE.....	77
VI.5 TYPE DE JOINT DE TUYAU EN FONTE.....	77
a) Joint standard	77
b) joint express	78
c) Joint rapide	78
d) joint à bride	78
VI.6 LES PIECES SPECIALES DE RACCORDEMENT POUR LES TUYAUX EN FONTE	78
VI. 7 SCHEMA GENERALE DE L'ADDITION	78
VI.8 DIMENTIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDITION	80
VI.8.1 Partie refoulement	80
A. Diamètre économique :.....	80

B.	Calcul de la hauteur manométrique :	81
C.	Etude économique.....	82
•	Puissance absorbée par la pompe :	83
•	Energie consommée par la pompe :	83
VI.8.2	Partie gravitaire en charge.....	85
VI.9	CHOIX DE POMPE	87
VI.9.1	Définition	87
VI.9.2.	Choix du nombre et de type de pompes	87
a)	Les critères de choix du nombre des pompes :	87
b)	Critère de choix du type de pompe	87
➤	Résultats du choix de pompes.....	88
VI.9.3	Vérification du risque de la cavitation :	90
VI.10	ACCESSOIRES	91
VI.11	CONCLUSION	91

CHAPITRE VII: Protection des conduites

VII.1	INTRODUCTION	92
VII.2	PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER	92
VII.2.1	Définition.....	92
VII.2.2	Les causes du coup de bélier.....	92
VII.2.3	Amplitude des coups de bélier.....	93
VII.2.4	Les conséquences du coup de bélier	93
a)	La surpression :	93
b)	La dépression :	93
c)	Fatigue de la canalisation.....	94
VII.2.5	Analyse physique du phénomène	94
VII.2.6	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	95
a)	Volant d'inertie.....	95
b)	Réservoir à air comprimé.....	95
des pressions.....		95
VII.2.7	Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier.....	96
VII.2.8	Calcul des réservoirs d'air	96
a)	Dimensionnement de réservoir d'air	96
b)	Détails du réservoir d'air.....	98
c)	Caractéristiques finales du réservoir d'air	98
d)	Installation du réservoir d'air.....	99
VII.3	CONCLUSION.....	99

CHAPITRE VIII: Organisation de chantier

VIII.1 INTRODUCTION.....	100
VIII.2 IMPLANTATION DES TRACES DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN.....	100
VIII.2.1 Matérialisation de l'axe.....	100
VIII.2.2 Le nivellement.....	100
VIII.3 EXCAVATION DES TRANCHEES.....	100
VIII.3.1 Choix du coefficient du talus:.....	100
VIII.3.2 Calcul de la largeur de tranchée.....	101
VIII.3.3 Calcul de la profondeur de tranchée.....	101
VIII.4 CALCUL DU VOLUME DE TERRASSEMENT.....	102
VIII.4.1 Décapage de la couche de terre végétale ou goudron.....	102
VIII.4.2 Calcul du volume de déblai.....	102
VIII.5 CHOIX DE L'EXCAVATEUR ET LE PROCEDE D'EXCAVATION.....	103
VIII.5.1 Pelle équipée en rétro.....	103
VIII.5.2 Pelle équipée en butée.....	103
VIII.5.3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	104
VIII.5.4 La durée d'excavation.....	105
VIII.6 AMENAGEMENT DU LIT DE POSE DES CONDUITES.....	105
VIII.7 POSE DE CANALISATION.....	105
VIII.7.1 Principe de pose des canalisations.....	105
VIII.7.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	106
VIII.7.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	106
a) Cas d'un terrain peu consistant.....	106
b) Cas d'un terrain mouillé.....	106
VIII.7.4 Pose de canalisation en galerie.....	106
VIII.7.5 Traversées des routes.....	107
VIII.7.6 Traversée d'une rivière ou oued.....	107
VIII.8 ESSAI SUR LA CANALISATION EN PLACE.....	108
VIII.9 L'EPREUVE DES JOINTS ET CANALISATIONS PRINCIPALES.....	108
VIII.10 CALCUL DU VOLUME DE LIT DE SABLE.....	108
VIII.11 REMBLAIEMENT DES TRANCHEES.....	109
VIII.12 VOLUME EXCEDENTAIRE.....	110
VIII.13 DEVIS DES TRAVAUX.....	111
VIII.14 CONCLUSION.....	112

CHAPITRE IX: Gestion de réseau

IX.1 INTRODUCTION	113
IX.2 BUT DE LA GESTION	113
IX.3 METHODES ET TECHNIQUES DE DETECTION DES FUITES DANS LES RESEAUX D'EAU POTABLE	113
➤ Les fuites :	113
Le géophone :	114
IX.4 IMPORTANCE DE L'ENTRETIEN ET DE LA MAINTENANCE.....	114
IX.4.1 Maintenance	114
IX.4.2 Maintenance Preventive	114
IX.4.3 Maintenances curatives	114
IX.4.4 Entretien courant.....	115
IX.4.5 Entretien préventif systématique.....	115
IX.4.6 Entretien préventif exceptionnel	115
IX.5 GESTION TECHNIQUE ET SUIVI GENERALE DES INSTALLATIONS	115
IX.5.1 Vieillessement et traitement des installations.....	115
IX.5.2 Protection active.....	116
IX.5.3 Protection passive	116
IX.5.4 Protection anticorrosive	116
IX.6 GESTION DES OUVRAGES DE STOCKAGES	116
IX.6.1 Nettoyage des ouvrages de stockage.....	117
IX.6.2 Gestion et exploitation des réservoirs	117
IX.7 CONTROLE DE QUALITE DE L'EAU	117
IX.8 SURVEILLANCE ET L'ENTRETIEN COURANT DES ADDUCTIONS ET DES RESEAUX	118
IX.8.1 Conduites d'adduction	118
IX.8.2 Surveillance et entretien du réseau de distribution	118
IX.9 RENDEMENT DU RESEAU.....	118
IX.10 LA LUTE CONTRE LE VIEILLISSEMENT DES CONDUITES.....	119
IX.11 CONCLUSION.....	119

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de la ville

Tableau I.1: précipitations moyennes mensuelles (station de Teleghma).....	3
Tableau I.2: Températures annuelles minimales (m), maximales (M) et moyennes près de Teleghma (station de Constantine).....	3
Tableau I.3: Fréquences moyennes annuelles des vents par direction.....	3
Tableau I.4: caractéristiques des forages	4

CHAPITRE II: Etude des besoins en eau

Tableau II.1: Répartition de la population.....	6
Tableau II.2 : Evaluation de la population pour les différents horizons de calculs.	7
Tableau II.3: Choix de la dotation.....	8
Tableau II.4: Besoins domestiques en eau de la ville de Teleghma.....	8
Tableau II.5: Besoins des équipements de la zone 01.....	9
Tableau II.6: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 01.	9
Tableau II.7: Besoins des équipements de la zone 02 (centre-ville).....	10
Tableau II.8: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 02 (centre ville).....	11
Tableau II.9: Besoins des équipements de la zone 02 (Zhun et EN- Nassim)	11
Tableau II.10: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 02 (Zhun et EN- Nassim).....	12
Tableau II.11: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 02.	12
Tableau II.12: Récapitulation de la consommation en eau total.	12

CHAPITRE III: Etude de la variation de la consommation

Tableau III.1 : Consommation maximale journalière de la zone 01.	14
Tableau III.2 : Consommation maximale journalière de la zone 02.	14
Tableau III.3 : Consommation maximale journalière.	15
Tableau III.4 : Débits moyens horaires.	15
Tableau III.5 : valeur de β_{\max} En Fonction du nombre d'habitants.....	16

Tableau III.6 : valeur de β_{\max} des différentes zones	16
Tableau III.7 : Valeurs de $Q_{\max, h}$ pour les deux zones.	16
Tableau III.8 : Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.	17
Tableau III.9 : Valeurs β_{\min} pour les deux zones.....	17
Tableau III.10 : Valeurs de $Q_{\min h}$ pour les deux zones.....	17
Tableau III.11: Variation horaire de la consommation totale dans les diverses zones d'agglomérations.....	ANNEXE(4)
Tableau III.12: Répartition horaire du débit pour la zone 01.....	18
Tableau III.13 : Répartition horaire du débit pour LA ZONE 02.	19

CHAPITRE IV: Les réservoirs

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité de réservoir $5000m^3$	25
Tableau IV.2 : Détermination de ΔV^+ et ΔV^-	26
Tableau IV.3 : Caractéristique de réservoir R.....	28
Tableau IV.4 : Caractéristique de réservoir R_1	29
Tableau IV.5 : caractéristique de réservoir R_2	29
Tableau IV.6 : caractéristique de réservoir R_3	29

CHAPITRE V : Le réseau de distribution

Tableau V.1 : Détermination des débits de calcul.....	39
Tableau V.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	39
Tableau V.3 : Détermination des débits de calcul.....	43
Tableau V.4: Calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie).....	43
Tableau V.5: données nécessaire pour la simulation de logiciel EPANET	48
Tableau V.6: Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe).....	ANNEXE(5)
Tableau V.7: Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe) ...	ANNEXE(5)
Tableau V.8: Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie).....	ANNEXE(5)
Tableau V.9: Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie).....	ANNEXE(5)
Tableau V.10: Détermination des débits de calcul.....	51
Tableau V.11: Calcul des débits nodaux (cas de pointe)	52

Tableau V.12 : Détermination des débits de calcul.....	58
Tableau V.13: Calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie).....	58
Tableau V.14: Données nécessaire pour la simulation de logiciel EPANET.....	64
Tableau V.15: Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe).....	ANNEXE(5)
Tableau V.16: Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe)...	ANNEXE(5)
Tableau V.17 : Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie).....	ANNEXE(5)
Tableau V.18 : Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie).....	ANNEXE(5)

CHAPITRE VI : Etude d'adduction

Tableau VI.1 : Calcul des Pertes de charge.....	82
Tableau VI.2 : Calcul de la hauteur manométrique.....	82
Tableau VI.3 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	83
Tableau VI.4: Frais d'exploitation.....	83
Tableau VI.5: Frais d'amortissement.....	84
Tableau VI.6: Bilan global des frais.....	84
Tableau VI.7 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	85
Tableau VI.8 : Débit entrant chaque réservoir.....	86
Tableau VI.9 : diamètre avantageuse calculé.....	86
Tableau VI.10 : diamètre normalisé.....	86
Tableau VI.11: Caractéristiques des pompes de la station de pompage l en fonction de leur nombre.....	88

CHAPITRE VII: Protection des conduites

Tableau VII.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	97
Tableau VII.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	97
Tableau VII.3: Calcul de volume de réservoir d'air.....	98
Tableau VII.4: Les dimensions du réservoir d'air.....	98

CHAPITRE VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus.....	79
Tableau VIII.2 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau.....	102
Tableau VIII.3 : calcul du volume de déblai pour le réseau.....	103
Tableau VIII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	104
Tableau VIII.5 : Coefficient de foisonnement.....	104
Tableau VIII.6 : calcul du volume de sable pour le réseau	109
Tableau VIII.7 : calcul du volume de remblai.....	110
Tableau VIII.8 : calcul du volume excédentaire	111
Tableau VIII.9 : Devis des différents travaux de pose de conduite.	111

CHAPITRE IX: Gestion de réseau

Tableau IX.1 : Equipements des réseaux de distribution	116
Tableau IX.2 : éléments du coût d'entretien	118

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de la ville

Figure I.1 : Plan communal de la wilaya de Mila	1
---	---

CHAPITRE IV: Les réservoirs

Figure IV.1 : graphe de consommation	24
Figure IV.2 : graphique du cumul de consommation et pompage	26

CHAPITRE V: Le réseau de distribution

Figure V.1 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau potable.....	35
Figure V.2 : Robinets vanne.....	71
Figure V.3 : Robinets vanne papillon.....	71
Figure V.4: bouche d'incendie	72
Figure V.5 : Ventouse simple.....	73

CHAPITRE VI: Etude d'adduction

Figure VI.1 : Adduction de la ville Teleghma partie refoulement	79
Figure VI.2 : Adduction de la ville Teleghma partie gravitaire	79
Figure VI.3 : courbe caractéristique de la pompe	89
Figure VI.4 : schéma de groupe électropompe sur socle	90

CHAPITRE VII: Protection des conduits

Figure VII.1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	98
Figure VII.2: Schéma d'installation du réservoir d'air.....	70

CHAPITRE VIII: Organisation de chantier

Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée	101
Figure VIII.2 : Pelle équipée en rétro.....	105
Figure VIII.3 : Pose de conduite dans mauvais terrain	106
Figure VIII.4 : Pose de canalisation en galerie	107
Figure VIII.5 : la traversé d'une rivière ou oued.....	107

LISTES DES PLANCHES

Planche 01 : Plan de mass

Planche 02 : Trace de réseau

Planche 03 : Profile en long d'adduction gravitaire R-A-R1

Planche 04 : Les accessoires dans un réseau d'AEP

Planche 05 : Regard de vanne

INTRODUCTION GENERALE

L'eau c'est la vie, il est donc impératif de prendre soin de cette ressource. Dans ce contexte même l'homme conscient du caractère vital de cette durée précieuse, n'a cessé de s'organiser depuis des millénaires.

La démographie constamment en augmentation, l'extension rapide des villes, l'activité économique qui s'y développe les facteurs engendrés par l'être humain, obligent le recours à la conception, à la réalisation et à la construction de plusieurs, réseaux, complexes et ouvrages hydrauliques qui sont indispensable pour arriver à une distribution, à une consommation et à une utilisation rationnelle en eau potable. Donc il est nécessaire de maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, on assiste actuellement à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Dans ce cadre, notre étude porte sur «l'alimentation en eau potable de la ville de Teleghma» situé dans la wilaya de Mila.

Cette étude est faite pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans de développement national et aux souhaits tant des populations que de wilaya ; de doter «Teleghma» d'un réseau capable de satisfaire non seulement actuellement mais aussi dans un horizon futur de la demande de cette ville.

I.1 INTRODUCTION

Ce chapitre comporte une description générale de notre zone d'étude, c.-à-d. la ville de Teleghma, notamment sa situation géographique, géologique, climatique et hydraulique.

I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune de Teleghma est située à 60 km au Sud-Est du chef-lieu de la wilaya de Mila et à 40 km au Sud-Ouest de Constantine. Elle s'étend sur une superficie de 196 km² et comme elle représente dans la figure (I.1) elle est limitée :

- Au Nord- Est par la commune d'Oued Seguin ;
- Au Nord- Ouest par la commune de Chelghoum Laid ;
- Au Sud par la wilaya d'Oum el Bouaghi ;
- Au Sud- Ouest par la commune de M'chira.

La commune de Teleghma est située entre la longitude 6.24° et 6.41° Est et entre les latitudes 35.97° et 36.17° Ouest avec une longueur maximale du Nord au Sud d'environ 22.13 km et de l'Est à l'Ouest d'environ 16.60 km.



Figure I.1 : Plan communal de la wilaya de Mila

I.3 SITUATION TOPOGRAPHIQUE

Du point de vue géographique, le territoire de la commune de Teleghma appartient au domaine des hauts plateaux constantinois. Néanmoins au Sud nous trouvons les premiers contreforts des chaînes montagneuses.

Sur le plan topo-morphologique, la région de Teleghma est caractérisée par la présence d'au moins deux paliers de reliefs bien distincts :

- le domaine des plateaux et de plaines où le relief varie de 700 à 850 m d'altitude. Ce niveau concerne toute la partie centrale du territoire communal et se matérialise par une série de petits oueds qui lui donne des légères discontinuités topographiques. Notons aussi qu'au niveau de ce système les pentes sont généralement faibles et ne dépassent

- pas 5%. Il faut souligner que la zone centrale de ce territoire est une plaine traversée par oued Ghedir, ce qui est considéré comme un grand risque pour les habitants ;
- les massifs collinaires et le relief à caractère montagneux qui occupent plus précisément les parties sud et ouest de la commune tels que :
 - Djebel Taioualt au sud-est, avec un sommet de 1265 m ;
 - Djebel Tadjerout au sud-ouest, avec un sommet 1011 m de hauteur ;
 - Djebel Maziout à l'ouest avec un sommet 1127 m de hauteur ;
 - Djebel Takout au nord-ouest, avec un sommet 1083 m de hauteur.

I.4 SITUATION GEOLOGIQUE ET SISMIQUE

La géologie de la région de Teleghma est décrite par des ensembles de roches superposées d'âges successifs mais de formation paléo géographiquement différentes.

A la base on trouve des terrains du secondaire caractérisés par une sédimentation carbonatée de mer, peu profonde, qui constitue le domaine néritique. Les affleurements représentatifs sont variables aux Djebels de Taioualt, Tadjerout et Maziout.

Le quaternaire dans cette zone est représenté par des alluvions et des éboulis de pente.

Enfin, il reste à souligner que les massifs montagneux sont prédominés par des bancs calcaires et marno-calcaires composant des escarpements rocheux importants.

Par ailleurs, la plaine de Teleghma est prédominée par une cuvette d'effondrement constituée de dépôts du quaternaire couvrant presque ceux du pliocène. Cette accumulation de matériaux fins (marnes, argiles, limons et sables) est drainée par les différents oueds qui descendent des montagnes et se déversent dans l'Oued Seguin.

La sismicité de cette zone est moyenne, l'application des mesures parasismiques est prise en compte dans les futures constructions.

I.5 SITUATION CLIMATOLOGIQUE

Les données climatologiques sont très importantes pour un projet d'AEP, elles nous aident à se renseigner sur le climat, la pluviométrie, les températures, les vents.

I.5.1 Le climat

Le climat de la commune de Teleghma appartient à un étage bioclimatique semi aride, il est caractérisé par un été chaud et sec et un hiver froid. La rudesse du climat se caractérise par des hivers rigoureux due à la continentalité de la région et à son altitude relativement élevée, qui varie de 725 m en plaine à 1265 m sur les sommets de Djebel Taioualt.

I.5.2 La pluviométrie

La commune de Teleghma reçoit annuellement une moyenne de 450 mm de pluies. Les précipitations dans cette région sont généralement sous forme d'averses, elles sont courtes et irrégulières. Concernant la répartition annuelle de cette pluviométrie, on constate que les mois de janvier et de février sont les mois les plus arrosés, avec une pluviométrie de 77 et 63 mm, respectivement (Tableau I.1). Tandis que le mois d'août enregistre la valeur la plus faible, avec 10 mm (période sèche).

A partir des quantités de pluie enregistrées annuellement au niveau de la station de Teleghma, nous pouvons dire que cette région est moyennement arrosée.

Tableau I.1: précipitations moyennes mensuelles (station de Teleghma)

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Aoû.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Pluie (mm)	77	63	51	37	41	33	17	10	13	30	39	35	446

SOURCE : DRE subdivision Teleghma ,2008

I.5.3 Les températures

L'analyse des moyennes mensuelles de températures, de la région de Teleghma, montre que les mois de décembre et janvier sont les mois les plus froids de l'année, avec des températures de 7.7°C et 7.1°C, respectivement (Tableau I.2). Cependant, le mois d'août est le mois le plus chaud de l'année avec une moyenne de 25.4°C.

Tableau I.2: Températures annuelles minimales (m), maximales (M) et moyennes près de Teleghma (station de Constantine)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Année
m	2.9	3.8	5.4	7.3	10.5	15.1	17.9	18.1	16.4	11.3	6.9	3.4	9.9
M	11.3	13.3	15.8	18.9	23.1	28	32.8	32.8	29.2	22.7	17	12.1	21.4
moy	7.1	8.55	10.6	13.1	16.8	21.55	25.35	25.45	22.8	17	11.95	7.75	15.65

SOURCE : DRE subdivision Teleghma ,2008

I.5.4 Les vents

Les vents soufflants dans la région d'étude sont principalement orientés du Nord Est, avec une valeur de 26.3% et une direction secondaire orientée du Sud Est, avec une valeur de 14.33% (Tableau I.3).

Les vents du Nord sont des vents régionaux froids accompagnés par des pluies alors que les vents du sud souvent chauds et secs avec des sables.

Tableau I.3: Pourcentage moyennes annuelles des vents par direction

Direction	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
7h	13	15	7	16	17	14	5	13
13h	13	31	8	14	7	13	5	9
18h	11	33	10	13	7	13	6	7
Pourcentage	12.33	26.33	8.33	14.33	10.33	13.33	5.33	9.67

SOURCE : DRE subdivision Teleghma ,2008

I.6 SITUATION DEMOGRAPHIQUE

La commune de Teleghma est structurée par une agglomération constituée des habitations collectives et individuelles, et elle est aussi à vocation agricole.

Grace à sa situation stratégique, elle constitue un pôle d'organisation pour la partie Sud Est de la wilaya de Mila, conduisant à un mouvement important de la population et induisant un développement de l'habitat et d'activités au sein de cette zone, cela peut influencer l'évolution de la dynamique urbaine de cette commune.

I.7 LE RESEAU HYDRAUGRAPHIQUE

Le territoire de la commune de Teleghma est traversé par un ensemble d'oueds plus ou moins importants, à savoir :

- L'oued Seguin, qui constitue le plus important oued dans la région, traverse le territoire communal du Sud-ouest au Nord-est.
- L'Oued Tadjerout, traverse le territoire de la commune dans sa partie ouest pour rejoindre l'Oued Seguin.
- L'oued El Ouni, venant du Djebel Taioualt, il traverse la commune dans sa partie Est pour rejoindre aussi l'Oued Seguin.

Quant aux eaux souterraines, elles sont représentées par les nappes néritiques constantinoises qui dépassent les 100m de profondeur.

I.8 ACTIVITES ECONOMIQUES

Les activités économiques qui règnent dans la vie quotidienne des habitants de Teleghma sont généralement les suivantes :

- Au centre-ville, plus de 70% des postes de travail sont au secteur des services généraux, le reste dans le secteur du commerce.
- A Ouled-Smail, la majorité des activités se focalise dans le domaine artisanal, par contre dans les zones rurales plus de 67% des habitants travaillent dans le domaine d'agriculture, la céréaliculture et l'élevage.
- L'industrie est en évolution progressive (zone d'activité).

I.9 SITUATION HYDRAULIQUE

I.9.1 Ressources en eau

Actuellement, l'agglomération de Teleghma est alimentée à partir des ressources souterraines et des ressources superficielles.

➤ *Ressources souterraines*

La commune de Teleghma est alimentée à partir de six forages. Le tableau (I-4) présente les sources principales de l'alimentation en eau potable de cette commune et leurs caractéristiques.

Tableau I.4: caractéristiques des forages .

NOM DE FORAGE	Débit disponible	Débit d'exploitation	Profondeur (m)
AIN- CHADDI 1	En arrêt	/	80
AIN- CHADDI 2	30 L/S	12 L/S	84
KEBBABA	7 L/S	7 L/S	65
BOUGHEDDA	12L/S	12L/S	83
MOSQUEE EN- NOUR	6L/S	6L/S	65
MOSQUEE IBN- HADDAD	7L/S	7L/S	60

SOURCE : DRE subdivision Teleghma,2008

➤ *Ressources superficielles*

La commune de Teleghma est alimentée par des eaux souterraines mais pour améliorer et renforcer AEP de cette commune, elle a été programmée dans le projet de Beni Haroun pour l'obtention des eaux superficielles du barrage Beni Haroun.

I.9.2 Qualité de l'eau

D'après le service des eaux (service ADE) de la commune de Teleghma, l'eau des forages et des puits individuels est de bonne qualité (douce).

I.9.3 Capacité de stockage

Les moyens de stockage existant dans la commune de Teleghma et leurs capacités sont :

- le réservoir du centre de ville (1000m³) ;
- le réservoir de la ZHUN (Zone Habitation Urbanisé Nouvelle) (1000 m³) ;
- le réservoir de la mosquée ibn Haddad (350m³) ;
- le réservoir de stockage (5000m³).

I.10 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons fait une présentation détaillée de la commune de Teleghma en considérant sa situation géographique, géologique, climatologique, économique et en particulier ses ressources en eau. Les données recensées seront prises en considération pour la conception de notre projet. Nous avons recensé les différentes caractéristiques de notre zone d'étude, ce qui nous servira de base pour le calcul des besoins en eau ainsi que le réseau d'adduction.

II.1 INTRODUCTION

Une bonne conception d'un projet d'alimentation en eau potable commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme 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 tels que : l'évolution de la population, les équipements existants et le niveau de vie de la population. Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

Classiquement les consommateurs potentiels en eau dans un tissu urbain sont classés comme suit :

- Besoins domestiques.
- Besoins des services publics : scolaires, administratifs, sanitaires, culturels et sportifs, commerciaux, sociaux et arrosage.

Les informations nécessaires pour l'élaboration de ce chapitre ont été recueillies au niveau des organismes suivants :

- * A.P.C de Teleghma.
- * Subdivision de l'Hydraulique de Teleghma.
- * Algérienne Des Eaux (A.D.E) de Teleghma.

II.2 EVALUATION DE LA POPULATION

Partant de la situation de l'agglomération (topographique et urbanistique) qui nous impose de prendre en considération deux zones d'alimentation avec des densités de population différente.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2010, la population de la commune de Teleghma (chef-lieu) était de 27283 habitants. L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable d'ici jusqu'au l'an 2035.

Tableau II.1: Répartition de la population

Agglomération		Population résidente en 2010(habitants)	Taux d'accroissement (%)
Zone 01	Z'mala	6548	2,7
Zone 02	Chef-lieu (centre-ville)	11732	2,7
	Zhun	6275	2,7
	EN Nassim	2728	2,7
Total		27283	2,7

II.3 ESTIMATION DE LA POPULATION FUTURE [1]

L'étude de ce projet, tient compte d'un horizon d'étude éloigné de 25 ans à partir de l'année 2010.

Par l'application de la formule (II.1), nous avons évalué la population future de Teleghma à plusieurs horizons : court terme (2015), moyen terme (2025) et long terme (2035). Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (II-2).

$$P_n = P_o (1 + \tau)^n \quad (\text{II.1})$$

Où

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon considéré ($n = 25$ ans).

P_o : population de l'année de référence (2010) (hab).

P_n : population à l'horizon n (hab).

τ : Taux d'accroissement de la population exprimé en %, il dépend avec plusieurs facteurs:

- ❖ le mode de vie ;
- ❖ l'éducation (planning familial) ;
- ❖ le développement socioculturel ;
- ❖ le degré général de l'instruction.

Dans notre travail, et selon l'APC de Telegma, $\tau = 2.7\%$.

Tableau II.2 : Evaluation de la population pour les différents horizons de calculs.

Agglomération	2010	Nombre d'habitants / Horizons d'études (hab)		
		2015	2025	2035
Zone 01	6548	7481	9765	12746
Zone 02	20735	23690	30922	40361
Total	27283	31171	40686	53107

Source d'information : P.D.A.U (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme) 2010.

II.4 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Le régime de la consommation en eau se forme sous l'influence de nombreux facteurs :

- naturel (température, précipitation) ;
- vie économique (agricole, industries) ;
- politique ;
- ethnographie (ménage,...) ;
- biologique (assortiment alimentaire) ;
- technique.

Pour assurer la demande en eau potable, nous devons examiner quels sont les besoins à satisfaire et l'évaluation de la consommation pour chaque catégorie.

II.4.1 Choix de la dotation

La dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :

Pour les communes rurales, considérées comme étant des agglomérations de moins de 2000 hab., la dotation est estimée à 125 l/j /hab.

Pour les Communes dont la population est supérieure à 2000 hab., on distingue :

- Ville de moins de 20000 hab : une dotation de 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab : une dotation de 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab : une dotation de 300 à 350 l/j/hab.

Donc pour le calcul des besoins domestiques futurs de la ville de Teleghma, on recommande de prendre la dotation pour l’horizon d’étude comme montre dans le tableau II.3

Tableau II.3: Choix de la dotation

Agglomération	Nombre d’Habitation	Dotation (l/j/hab).
Zone 01(Z’mala)	12746	150
Zone 02 (centre-ville)+(Zhun et EN-Nassim)	40362	200

II.4.2 Evaluation des besoins en eau [1]

a) Les besoins domestiques

Le débit de consommation moyen journalier correspondant aux besoins domestiques pour l’horizon 2035 est donné par la formule (II.2) :

$$Q_{moyj} = d_i \cdot N_i / 1000 \tag{II.2}$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m3 /j).
- d_i : Dotation journalière (l/j/hab).
- N_i : Nombre de consommateurs (hab).

Les besoins domestiques, pour les différentes zones de Teleghma à l’horizon 2035, sont indiqués dans le tableau (II.4) :

Tableau II.4: Besoins domestiques en eau de la ville de Teleghma.

Agglomération	Nombre d’Habitation	Dotation (l/j/hab).	Débit m3/j
Zone 01(Z’mala)	12746	150	1911.88
Zone 02	(centre-ville)	22837	4567.34
	(Zhun et EN-Nassim)	17525	3504.92

b) besoins en eau des équipements

Les besoins en eau des équipements regroupent tous les besoins tels que administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels...

Tous les besoins sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau II.5: Besoins des équipements de la zone 01.

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy _j (m ³ /j)
Scolaires				
3 écoles	1146	élèves	30	34,38
sanitaire				
Salle de soin	30	patients	20	0,6
commerciaux				
abattoir	1	1	2500	2,5
sociaux				
mosquée	2000	fidèle	20	40

Tableau II.6: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 01.

Type des besoins	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Domestiques	1911,88
Scolaires	34,38
Sanitaires	0,6
Commerciaux	2,5
Sociaux	40
TOTAL	1989,36

Tableau II.7: Besoins des équipements de la zone 02 (centre-ville).

Equipements	Nombre	surface	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy _j (m ³ /j)
administratifs					
Siège de daïra	1	1566	m2	5	7.83
APC	1	3744	m2	5	18.72
Agence PTT	1	490.5	m2	5	2.453
CNAS	1	1352	m2	5	6.76
Gendarmerie	1	4034	m2	5	20.17
	1	38363	m2	5	191.815
Police	1	2947	m2	5	14.735
Protection civile	1	959	m2	5	4.795
Parc communal	1	1910	m2	5	9.55
	1	996	m2	5	4.98
	1	3930	m2	5	19.65
La sûreté nationale	40	/	agents	25	1
Totale01					302.458
commerciaux					
marché	1	1258	m2	5	6.29
scolaires					
6 Ecoles	229	/	élèves	30	68.73
3 CEM	2408	/	élèves	30	72.24
2 Lycée	1212	/	élèves	30	36.36
Totale02					177.33
Sanitaires					
Salle de soin	30	/	patients	20	0.6
Centre de Santé	50	/	patients	20	1
Totale03					1.6
Socioculturels et sportifs					
Institut de religion	1	14456	m2	4	57.824
Maison de jeune	1	10210	m2	4	40.84
Centre de formation	1	27080	m2	4	108.320
Stade	1	3941	m2	5	19.705
mosquée	6000	/	fidèles	20	120
	10000	/	fidèles	50	500
Totale 04					846.689
Arrosage					
Jardin public	/	1318	m2	15	19.77

Tableau II.8: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 02 (centre ville)

Type des besoins	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Domestiques	4567.34
administratifs	302.46
Scolaires	177.3
Sanitaires	1.6
commerciaux	6.29
Socioculturelles et sportifs	846.69
Arrosage	19.77
TOTAL	5921.44

Tableau II.9: Besoins des équipements de la zone 02 (Zhun et EN- Nassim)

Equipements	Nombre	surface	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q moy _i (m3/j)
Scolaires					
2 Ecoles	764	/	élèves	30	22.92
CEM	802	/	élèves	30	24.06
Lycée	606	/	élèves	30	18.18
Totale01					65.16
Sanitaires					
Salle de soin	30	/	Patients	20	0.6
polyclinique	/	2579	m2	5	12.895
Totale02					13.495
Socioculturels et sportifs					
Complexe de jeunes	1	5187	m2	4	20.748
stade	1	26005.43	m2	5	130.027
Totale03					150.775

Tableau II.10: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 02 (Zhun et EN-Nassim)

Type des besoins	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Domestiques	3504.92
Scolaires	65.16
Sanitaires	13.50
Socioculturelles et sportifs	150.78
TOTAL	3734.35

Tableau II.11: Récapitulation de la consommation en eau de la zone 02.

Type des besoins	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Domestiques	8072.26
administratifs	302.46
Scolaires	242.46
Sanitaires	15.10
commerciaux	6.29
Socioculturelles et sportifs	997.46
Arrosage	19.77
TOTAL	9655.80

Tableau II.12: Récapitulation de la consommation en eau total.

zones	Consommation moyenne journalière [m3/j]
Zone (1)	1989.36
Zone (2)	9655.80
total	11645.16

II.5 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 journalier total (des deux zones) est de **11645.16** m3/j, ce débit est celui qui sera consommé moyennement par la commune de Teleghma à l'horizon 2035. Et ceci nous a permis de calculer le débit maximal journalier de la consommation, qui sera détaillé dans le chapitre suivant.

III.1 INTRODUCTION

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population et présente un maximum, appelé débit de pointe.

Le réseau doit prendre en considération toute demande exceptionnelle et il faut affecter le débit moyen d'un coefficient qui correspond à la concentration de toute consommation sur une durée de la journée.

III.2 ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS [1]

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations, nous avons des :

- variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération ;
- variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- variations journalières qui dépendent du jour de la semaine ou la consommation est plus importante ;
- variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

III.2.1 Variation journalière

Il existe deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

a) Coefficient d'irrégularité maximum journalière

En raison de l'irrégularité dans la consommation et en tenant compte des fuites qui peuvent avoir lieu, le débit exigé par les consommateurs est déterminé en affectant au débit moyen journalier un coefficient qui tient compte des pertes dans le réseau et des gaspillages. Ce dernier représente le coefficient d'irrégularité de la consommation journalière, qui est définie comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) et la consommation moyenne journalière ($Q_{\text{moy}j}$) (Eq.III.1).

$$K_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy}j}} \quad (\text{III.1})$$

$K_{\max j}$ variant entre 1.1 et 1.3, on prend $K_{\max j} = 1,3$.

b) Coefficient d'irrégularité minimale journalière

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière (III.2). Il nous permet de déterminer le débit minimum journalier en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Généralement, il varie entre 0.7 et 0.9.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy}j}} \quad (\text{III.2})$$

On prend $K_{\min j}=0,9$.

c) Consommation maximale journalière

Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs pour le dimensionnement du volume de réservoir et d'adduction. Ce débit est donné par la formule:

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy}} \cdot K_{\max j} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- Q_{moy} : débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière. Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen Q_{moy} de 10 à 30%.

d) Consommation minimale journalier

Ce débit relatif au jour de la faible consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs.

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy}} \cdot K_{\min j} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- $Q_{\min j}$: débit minimum journalier en m^3/j ;
- Q_{moy} : débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière.

Les débits journaliers, maximum et minimum, des différentes zones sont représentés dans les tableaux (III.1), (III.2) et (III.3).

Tableau III.1 : Consommation maximale journalière de la zone 01.

zone	Débit moyen journalier (m^3/j)	Coefficient D'irrégularité maximale	Débit maximal journalier (m^3/j)
01	1989,36	1,3	2586,17

Tableau III.2 : Consommation maximale journalière de la zone 02.

Nature de consommation	Débit moyen journalier (m^3/j)	Coefficient D'irrégularité maximal	Débit maximal journalier (m^3/j)
Domestiques	8072.26	1.3	10493.94
administratifs	302.46	1.3	393.19
Scolaires	242.46	1.3	315.20
Sanitaires	15.10	1.3	19.62
commerciaux	6.29	1.3	8.18
Socioculturelles et sportifs	997.46	1.3	1296.70
Arrosage	19.77	1.1	21.75
TOTAL			12548.58

Tableau III.3 : Consommation maximale journalière.

zones	Consommation maximale journalière [m ³ /j]
Zone (1)	2586.17
Zone (2)	12548.58
total	15134.75

III.2.2 Variation horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières ou saisonnières mais aussi des variations horaires.

a) Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation (III.5) :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (III.5)$$

Avec :

- Q_{moyh} : débit moyen horaire en m³/h.
- Q_{maxj} : débit maximum journalier en m³/j.

Les débits moyens horaires pour les deux zones sont reportés dans le tableau (III.4) :

Tableau III.4 : Débits moyens horaires.

ZONES	Q_{maxj} (m ³ /j)	Q_{moyh} (m ³ /h)
1	2586.17	107.76
2	12548.58	522.86

b) 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 :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} \cdot Q_{moyh} \quad (III.6)$$

Avec :

- Q_{moyh} : débit moyen horaire en m³/h ;
- K_{maxh} : coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule (III.7).

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \beta_{\max} \quad (\text{III.7})$$

Où

α_{\max} : un coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local. il est compris entre 1.2 et 1.5.

β_{\max} : un coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau (III.5).

Tableau III.5 : valeur de β_{\max} En Fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

A partir du tableau (III.5) et des populations des deux zones, nous avons fait les estimations de β_{\min} pour chaque zone, les valeurs retenues sont présentées dans le tableau (III.6) et les débits maximums horaires calculés sont regroupés dans le tableau (III.7).

Tableau III.6 : valeur de β_{\max} des différentes zones

ZONES	Nombre d'Habitation.	β_{\max}
1	12746	1.27
2	40361	1.14

Tableau III.7 : Valeurs de $Q_{\max, h}$ pour les deux zones.

ZONES	Q_{moyh} (m ³ /h)	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
1	107.76	1.2	1.27	1.524	164.22
2	522.86	1.3	1.14	1.482	774.87

c) Débit minimum horaire

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

$$Q_{\min.h} = K_{\min h} Q_{\text{moyh}} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- Q_{moyh} : débit moyen horaire en m³/h ;

- K_{minh} : coefficient d'irrégularité minimale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la relation (III.9).

$$K_{minh} = \alpha_{min} \beta_{min} \quad (III.9)$$

Avec :

α_{min} : un coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local. α_{min} varie entre 0.4 et 0.6, dans nos calculs, nous avons pris une valeur de 0.5.

β_{min} : un coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau III.8.

Tableau III.8 : Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<10 ³	1500	2500	4000	6000	10 ⁴	20000	30000	10 ⁵
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

A partir du tableau (III.8) et des populations des deux zones, nous avons fait les estimations de β_{min} pour chaque zone, les valeurs retenues sont présentées dans le tableau (III.9) et les débits minimums horaires calculés sont regroupés dans le tableau (III.10).

Tableau III.9 : Valeurs β_{min} pour les deux zones.

ZONES	Nombre d'Habitation.	β_{min}
1	12746	0,43
2	40361	0,61

Tableau III.10 : Valeurs de Q_{minh} pour les deux zones.

ZONES	Qmoyh (m3/h)	α_{min}	β_{min}	Kminh	Qminh (m3/h)
1	107.76	0.5	0.43	0.22	23.17
2	522.86	0.5	0.61	0.31	159.47

III.2.3 Détermination du débit de pointe

La détermination du débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation. La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'alimentation en eau potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heures de pointe), afin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération.

III.2.4 Calcul de la consommation horaire en fonction du coefficient maximum horaire :

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante:

$$Q_h = \frac{P\% Q_{\max.j}}{100} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- Q_h : débit horaire nécessaire [m^3/h] ;
- P% : pourcentage horaire.

Les variations horaires de la consommation totale dans les divers centres d'agglomérations sont représentées dans le tableau (III.11) voir annexe (4).

Notre répartition est entre 10001 à 50000 habitants pour les deux zones, par l'utilisation des pourcentages horaire de cette colonne, la répartition horaire des débits de consommation journalière a été calculée et est reportée dans les tableaux (III.12) et (III.13) respectivement pour les deux zones

Tableau III.12: Répartition horaire du débit pour la zone 01.

Heure	Consommation domestique $Q_{\max.j}=2586,17\text{m}^3/\text{j}$		Courbe Intégrale (cumulé)	
	(%)	m^3/h	(%)	m^3/h
0-1	1,5	38,79	1,5	38,79
1-2	1,5	38,79	3	77,59
2-3	1,5	38,79	4,5	116,38
3-4	1,5	38,79	6	155,17
4-5	2,5	64,65	8,5	219,82
5-6	3,5	90,52	12	310,34
6-7	4,5	116,38	16,5	426,72
7-8	5,5	142,24	22	568,96
8-9	6,25	161,64	28,25	730,59
9-10	6,25	161,64	34,5	892,23
10-11	6,25	161,64	40,75	1053,86
11-12	6,25	161,64	47	1215,50
12-13	5	129,31	52	1344,81
13-14	5	129,31	57	1474,12
14-15	5,5	142,24	62,5	1616,36
15-16	6	155,17	68,5	1771,53
16-17	6	155,17	74,5	1926,70
17-18	5,5	142,24	80	2068,94
18-19	5	129,31	85	2198,24
19-20	4,5	116,38	89,5	2314,62
20-21	4	103,45	93,5	2418,07
21-22	3	77,59	96,5	2495,65
22-23	2	51,72	98,5	2547,38
23-24	1,5	38,79	100	2586,17
TOTAL	100	2586,17		

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la zone 01 est de **161.64 m³/h**, il survient entre 8h et midi.
 $Q_p = 44.9 \text{ L/s}$

Tableau III.13 : Répartition horaire du débit pour LA ZONE 02.

Heure	Consommation domestique $Q_{\max,j} = 12526.83 \text{ m}^3/\text{j}$		Arrosage $Q_{\max,j} = 21,75 \text{ m}^3/\text{j}$		Q_{\max} journalier Total = 12548.58 m ³ /j		Ordonnées de la courbe intégrale
	%	(m ³ /h)	%	(m ³ /h)	%	(m ³ /h)	
0-1	1.5	187.90			1.50	187.90	1.50
1--2	1.5	187.90			1.50	187.90	2.99
2--3	1.5	187.90			1.50	187.90	4.49
3--4	1.5	187.90			1.50	187.90	5.99
4--5	2.5	313.17			2.50	313.17	8.49
5--6	3.5	438.44			3.49	438.44	11.98
6--7	4.5	563.71	20	4.35	4.53	568.06	16.51
7--8	5.5	688.98	20	4.35	5.53	693.33	22.03
8--9	6.25	782.93			6.24	782.93	28.27
9--10	6.25	782.93			6.24	782.93	34.51
10--11	6.25	782.93			6.24	782.93	40.75
11--12	6.25	782.93			6.24	782.93	46.99
12--13	5	626.34			4.99	626.34	51.98
13--14	5	626.34			4.99	626.34	56.97
14--15	5.5	688.98			5.49	688.98	62.46
15--16	6	751.61	20	4.35	6.02	755.96	68.49
16--17	6	751.61	20	4.35	6.02	755.96	74.51
17--18	5.5	688.98	20	4.35	5.53	693.33	80.03
18--19	5	626.34			4.99	626.34	85.03
19--20	4.5	563.71			4.49	563.71	89.52
20--21	4	501.07			3.99	501.07	93.51
21--22	3	375.81			2.99	375.81	96.51
22--23	2	250.54			2.00	250.54	98.50
23--24	1.5	187.90			1.50	187.90	100.00
total	100	12526.83	100	21.75	100.00	12548.58	

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la zone 02 est de **782.93 m³/h** et survient entre 8h et midi.
 $Q_p = 217.48 \text{ L/s}$

III.3. COMPARAISON ENTRE LES RESSOURCES ET LES BESOINS

Dans le but de connaître si notre débit, qui est fourni par les forages existant, satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer les besoins en eau et ce débit pour vérifier s'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà mentionné dans le premier chapitre, la ville de Teleghma dispose de six (06) forages qui donnent un débit global de **62 l/s** c.-à-d. **223.2m³/j** alors que les besoins totaux de la ville sont de **15134.75m³/j** donc il y a un déficit en débit de **14911.55 m³/j**.

➤ **Remarque :**

D'après le résultat obtenue il faut renforcer l'alimentation en potable de la ville de Teleghma par les eaux du barrage Beni Haroun. Alors que le débit qu'il faut appeler est **Q_{max,j} =15134.75m³/j**

IV. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons fait les variations de consommation en eau de chaque zone à l'horizon 2035.

Ces variations seront présent en considération dans le dimensionnement des réservoirs et des conduites d'adduction.

Les débits maxima journaliers ont été calculés pour toutes les zones et le débit maximal journalier de la zone d'étude est la somme de ces débits.

IV.1 INTRODUCTION

Pour tout système d'AEP une autonome de distribution d'eau aux populations est nécessaire, cette autonomie est assurée par différents réservoirs de stockage.

Le réservoir est un ouvrage hydraulique intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée.

IV.2 ROLE DES RESRVOIRS

Le rôle des réservoirs peut être présenté comme :

- Apportant une contribution à l'économie générale du pays par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe et utilisation du maximum d'énergie pendant les heures creuses ;
- Assurer un fonctionnement uniforme et constant de la station grâce à un approvisionnement constant en eau brute ;
- Fournir au moins une partie des quantités d'eau nécessaire en cas d'incendie ;
- Assurer les besoins en eau du moins une partie en cas de panne d'électricité ou de bris de conduites principales ou secondaires ;
- Stockage de l'eau de la saison humide pour une saison sèche ;
- Régularisation de l'apport d'eau de la consommation variable dans les différentes heures de la journée, ainsi que la pression dans le réseau de distribution ;
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée. Et le rôle d'un relais qu'ils sont appelés dans ce cas des réservoirs tompans ;
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que des faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'équilibre ;
- La continuité de la distribution doit être assurée pendant l'arrêt de la pompe ;
- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

IV.3 TYPES DES RESERVOIRS

Les réservoirs se distinguent en fonction :

- de leur disposition par rapport au sol (réservoirs enterrés, semi enterrés, surélevé (château d'eau)) ;
- Des matériaux de construction utilisés (réservoirs en béton armé, métalliques, acier, maçonnerie) ;
- De leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoir préfabriqués) ;
- De leur forme (parallélépipédique, cylindrique, conique, sphérique, circulaire, carré) ;
- De leur situation par rapport à la distribution (réservoir en charge sur le réseau, nécessitant une surpression) ;
- De la pression d'air au-dessus du plan d'eau (pression atmosphérique, contre pression d'air) ;
- De leur fonction (rôle joué) : (stockage, reprise pour hauteur de refoulement importante, brise charge pour distribution étagée, réservoir d'équilibre pour les faibles pressions).

Pour l'alimentation des réservoirs de distribution de quelque importance il est surtout fait appel à des réservoirs en béton armé implantés au sol, semi enterrés ou enterrés qui alimentent gravitairement le réseau de distribution ainsi que les réservoirs surélevés qui sont constitués par une cuve généralement cylindrique, montée sur une tour en maçonnerie ou en béton armé, ils sont de plus en plus abandonnés pour des raisons de coût de construction et de difficultés d'intégration.

Lorsque les réservoirs ne peuvent être implantés en un point haut du site pour assurer la mise en pression du réseau de distribution, il est fait appel à des stations de pompage dont les moteurs des pompes sont équipés de variateurs de vitesse électronique afin de maintenir constante la pression de l'eau en tête de distribution quel que soit la demande, fonction qui est assurée gravitairement par les châteaux d'eau.

IV.3.1 Les facteurs interviennent dans la détermination de réservoir

- conditions topographiques de la région à desservir ;
- conditions hydrauliques de la distribution volume du réservoir, pression à assurer ;
- type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitant.

IV.3.2 Choix de type des réservoirs

Vu l'importance du volume d'eau du réservoir et en raison des avantages qu'ils présentent, les réservoirs du type : circulaires et semi – enterrés sont choisis.

Avantage

- l'économie sur les frais de construction ;
- étude architecturale très simplifiée ;
- étanchéité plus facile à réaliser ;
- conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée ;
- les possibilités d'adaptation au réseau ;
- la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.

IV.4 FONCTIONS GENERALES DES RESERVOIRS

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

Fonctions techniques :

- régularisation des débits (demande et apport) ;
- sécurité d'approvisionnement ;
- régulation de la pression ;
- simplification de l'exploitation ;
- réacteur participant au traitement ;
- la distribution de l'eau vers les abonnés.

Fonctions économiques :

- réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- réduction des investissements sur le réseau de distribution ;
- réduction des dépenses d'énergie.

IV.5 EMBLACEMENT DES RESERVOIRS

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants :

- il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau ;
- pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage de réservoir se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- l'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;

L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante au moment de la pointe.

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation. Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- ◆ Le point le plus bas à alimenter ;
- ◆ La hauteur maximale des immeubles (bâtiments) ;
- ◆ Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point la plus défavorable de la ville.

L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivants :

- simplicité de réalisation du coffrage ;
- étanchéité plus facile à réaliser ;
- maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

IV.6 CAPACITE DES RESERVOIRS

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.

Réservoirs

- Un réservoir ($R_1=350 \text{ m}^3$) calé à la côte 768.86 m.
- Un réservoir ($R_2 =1000 \text{ m}^3$) de centre-ville calé à la côte 773.02 m.
- Un réservoir ($R_3=1000 \text{ m}^3$) de la Zhun calé à la côte 781.92 m.
- Un réservoir ($R=5000 \text{ m}^3$) calé à la côte 823.31m.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir de stockage on utilise la méthode graphique. En faisant la durée de fonctionnement des pompes 15/24 heures au bout de ce temps, les pompes doivent refouler 100% le débit maximum journalier.

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_R = (\Delta V^+ + \Delta V^-) \cdot Q_{\max,j} \tag{IV.1}$$

ΔV^- : la plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (m³).

ΔV^+ : la plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (m³).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 17l/s, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m³. Le volume du réservoir serait donc :

$$V_{RT} = V_R + V_{inc} \qquad V_{inc} = 120 \text{ m}^3 \text{ c'est pour la zone (01)}$$

Lorsque le nombre d'habitants total à l'horizon de 2035 est de 53107 hab et d'après le tableau III.11, on a vu que notre répartition est entre 50001 à 100000 et elle est représentée dans l'histogramme suivant :

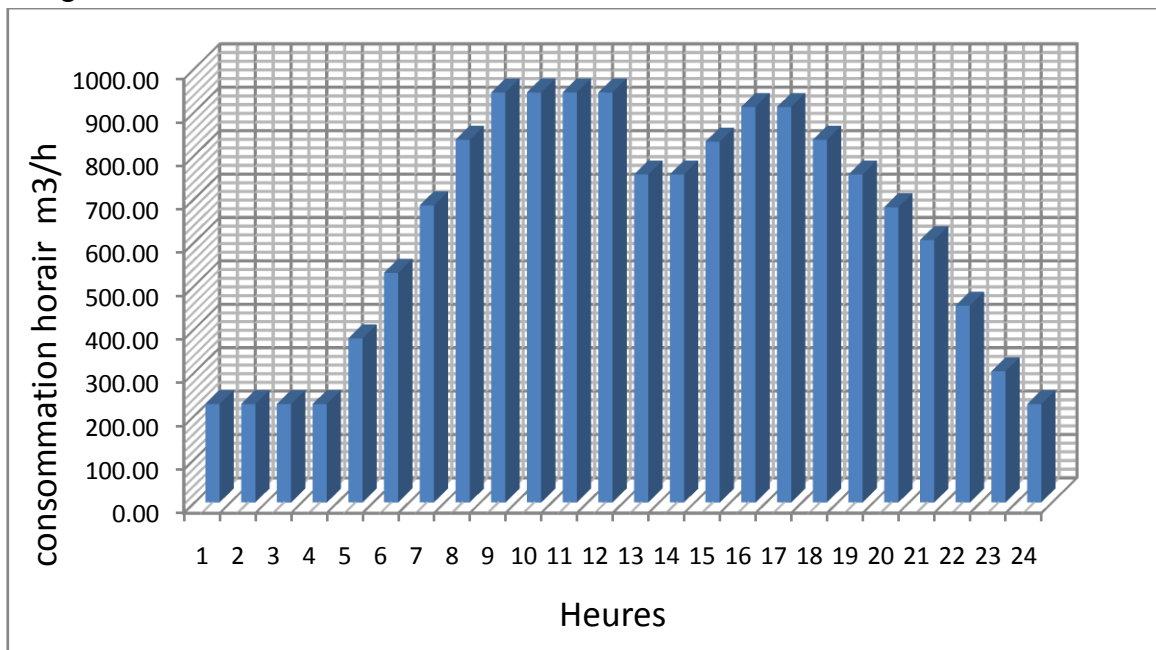


Figure IV.1 : graphe de consommation

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité de réservoir 5000m³

Heure	Consommation horaire	pompage	Cumul consommation	Cumul pompage
	%	%	%	%
0--1	3	0	3	0
1--2	3.2	0	6.2	0
2--3	2.5	0	8.7	0
3--4	2.6	0	11.3	0
4--5	3.5	0	14.8	0
5--6	4.1	6.67	18.9	6.67
6--7	4.5	6.67	23.4	13.34
7--8	4.9	6.67	28.3	20.01
8--9	4.9	6.67	33.2	26.68
9--10	5.6	6.67	38.8	33.35
10--11	4.8	6.67	43.6	40.02
11--12	4.7	6.67	48.3	46.69
12--13	4.4	6.67	52.7	53.36
13--14	4.1	6.67	56.8	60.03
14--15	4.2	6.67	61	66.70
15--16	4.4	6.67	65.4	73.37
16--17	4.3	6.67	69.7	80.04
17--18	4.1	6.67	73.8	86.71
18--19	4.5	6.67	78.3	93.38
19--20	4.5	6.67	82.8	100.05
20--21	4.5	0	87.3	100.05
21--22	4.8	0	92.1	100.05
22--23	4.6	0	96.7	100.05
23--24	3.3	0	100	100.05
Somme	100	100		

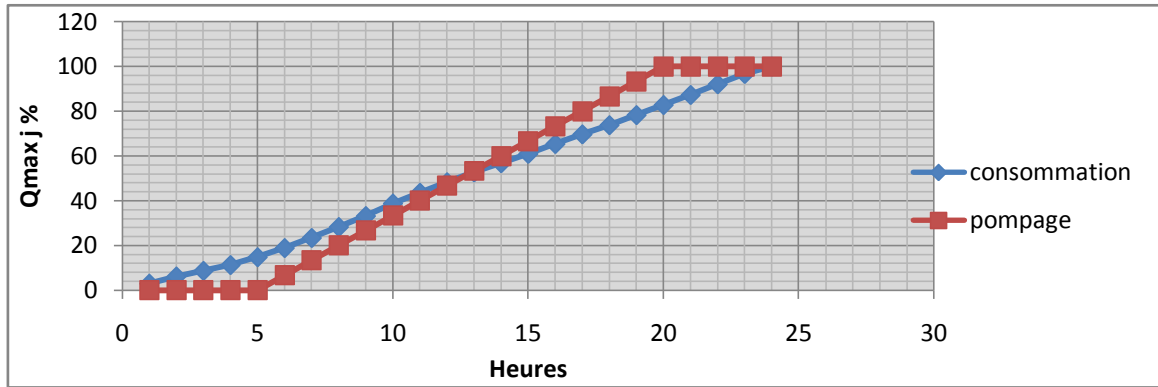


Figure IV.2 : graphique du cumul de consommation et pompage

D’après le graphe on peut déterminer ΔV^+ et ΔV^-

Tableau IV.2 : Détermination de ΔV^+ et ΔV^-

heures	ΔV^+	ΔV^-
	%	%
0--1	0	3.00
1--2	0	6.20
2--3	0	8.70
3--4	0	11.30
4--5	0	14.80
5--6	0	12.23
6--7	0	10.06
7--8	0	8.29
8--9	0	6.52
9--10	0	5.45
10--11	0	3.58
11--12	0	1.61
12--13	0.66	0
13--14	3.23	0
14--15	5.70	0
15--16	7.97	0
16--17	10.34	0
17--18	12.91	0
18--19	15.08	0
19--20	17.25	0
20--21	12.75	0
21--22	7.95	0
22--23	3.35	0
23--24	0.05	0

➤ **Le volume du réservoir de stockage**

D'après le Tableau IV.2 on a :

Le volume du réservoir R se détermine par la formule suivante :

$$V_R = (\Delta V^+ \% + \Delta V^- \%). Q_{\max.j} \quad (IV.2)$$

$$V_R = (17.25\% + 14.80\%) 15134.75 = 4850.69 \text{ m}^3$$

Où :

$$V_{RT} = V_R + V_{INC} = 4850.96 + 120 = 4970.69 \text{ m}^3.$$

Nous optons pour un réservoir d'une capacité de **5000 m³**

IV.7 DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

IV.7.1 Vérification la capacité des réservoirs (R1 ; R2 ; R3)

Les trois réservoirs sont alimenté gravitairement donc on a le cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant, car la cote du la source amont (réservoir R) est supérieur a les cotes des trois réservoirs.

Pour calculer le volume nécessaire qui satisfaire la demande de l'agglomération on utilise la relation suivante (cas d'une conduite gravitaire à débit limité) :

$$V = T * (K_p * Q_{\text{moyh}} - Q_a) \quad (IV.3)$$

Tel que :

V : volume d'eau.

T : la durée de pointe.

K_p : coefficient de pointe.

Q_{moyh} : débit moyen horaire.

Q_a : débit d'alimentation.

La vérification du volume total de trois réservoirs est en fonction de la valeur du Q_a et dans notre cas la valeur de Q_a = Q_{moyh}.

On a le débit maximale journalier de la zone II est Q_{maxj} = 12548.58m³/j donc le débit moyen horaire Q_{moyh} = 522.86m³/h

La durée de pointe T= 4 heure

Le coefficient de pointe K_p= 1,3*1,48.

Donc :

V=T*(K_p-1)Q_{moyh} alors :

$$V=4*(1,3*1,48-1)*522.86 \quad \longrightarrow \quad V = 1932.49 \text{ m}^3 \quad \text{avec un volume d'incendie}$$

$$V_{\text{inc}}=360\text{m}^3 \quad \text{donc le volume total est : } V_T = V+V_{\text{inc}} \quad \longrightarrow \quad V_T=1932.49+360$$

Alors **V_T = 2292.49 m³**. Et que la capacité des trois réservoirs existants est V= 2360m³

Donc V>V_T on conclue que la capacité est suffisant.

IV.7.2 Réservoir (R=5000 m³)

a) Section du réservoir

Pour une hauteur d'eau de 4 m, on détermine la section qui est :

$$V = S.H \quad S = V/H$$

Où :

V : Volume total du réservoir ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

$$S = 5000/4 \quad S = 1250 \text{ m}^2$$

b) Diamètre du réservoir

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{D'où } D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1250}{\pi}} \quad D = 39.9 \text{ m}$$

c) Hauteur de la réserve d'incendie

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S}$$

$$H_{\text{inc}} = 120/1250 = 0,10 \text{ m} \quad H_{\text{inc}} = 0,10 \text{ m}$$

Tableau IV.3 : Caractéristique de réservoir R

Le volume(m ³)	La hauteur (m)	Le diameter(m)	Hauteur incendie(m)
5000	4	39.9	0.10

IV.7.3 Réservoir (R₁= 350m³)

a) Le volume du réservoir

Le volume réservoir (R₁) est de : $V_{R_1} = 350 \text{ m}^3$

b) Section du réservoir

H=3 m

$$S_1 = V_{R_1}/H \quad S_1 = 350/3 = 116.67 \text{ m}^2$$

c) Diamètre du réservoir

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 116.67}{\pi}}$$

$$D_1 = 12.19 \text{ m}$$

d) Hauteur de la réserve d'incendie

$$H_{\text{inc}} = 120/116.67 = 1.03 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = 1 \text{ m}$$

Tableau IV.4 : Caractéristique de réservoir R₁

Cr(m)	Le volume(m ³)	Le diamètre(m)	Hauteur d'incendie(m)
768.86	350	12.19	1

IV.7.4 Réservoir (R₂=1000m³) de centre-ville et (R₃=1000m³) de la Z'hun

a) Le volume du réservoir

Le volume réservoir (R₂) et (R₃) est de : $V=V_2=V_3=1000 \text{ m}^3$

b) Section du réservoir :

$$H=5 \text{ m}$$

$$S=S_2=S_3 = V/H \quad S=1000/5=200 \text{ m}^2$$

c) Diamètre du réservoir:

$$D = D_1 = D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot 200}{\pi}} \quad \mathbf{D = 15.96 \text{ m}}$$

d) Hauteur de la réserve d'incendie

$$H_{\text{inc}} = 120/200 = 0.6 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_{\text{inc}} = 0.6 \text{ m}}$$

Tableau IV.5 : caractéristique de réservoir R₂

Cr(m)	Le volume(m ³)	Le diameter(m)	Hauteur d'incendie(m)
773.02	1000	15.96	0.6

Tableau IV.6 : caractéristique de réservoir R₃

Cr(m)	Le volume(m ³)	Le diameter(m)	Hauteur d'incendie(m)
781.92	1000	15.96	0.6

IV.8 EQUIPEMENT DES RESERVOIRS

Un réservoir doit être équipé :

- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation (adduction).
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop-plein.
- Du système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- D'une conduite by-pass.

Tous ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leurs permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

- la cuve sera exécutée en béton armé ;
- la cuve doit être visitable et ventilée ;
- la ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages ;
- l'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois.

Noter que les traversées des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide de 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.8.1 Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la canalisation des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve. Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter la pénétration d'air dans la conduite. La conduite de distribution est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.8.2 Conduite d'arrivée ou d'alimentation (adduction)

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir.

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau. A son débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum. L'obturation est assurée par un robinet flotteur.

Robinet flotteur

Le réservoir équipé d'un robinet flotteur qui obture la conduite d'arriver lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau descend.

IV.8.3 Conduite de trop plein

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer le surplus du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, on aménage un joint hydraulique, constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite.

IV.8.4 Conduite de vidange (de décharge)

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 cette conduite 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.8.5 Conduite by-pass

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

IV.8.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Il importe que les dispositions soient prises afin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse puiser dans la distribution. Ainsi on opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorcé quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment.

IV.9 HYGIENE ET SECURITE

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité les réservoirs d'eau potable doivent être :

- couvert pour les protéger contre les variations de température et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- aérés ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;
- contient des orifices, grillagés pour éviter l'introduction des animaux.

Recommandations diverses:

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues ;
- Eviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique (talutage, pare soleil), et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations ;

IV.10 ENTRETIEN DES RESERVOIRS

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 et élimination des dépôts sur les parois ;
- examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- désinfection à l'aide des produits chlorés et remise en service.

IV11. CONCLUSION

La commune de Teleghma a des ouvrages de stockage d'eau suffisants jusqu'à l'an 2035 assurant les besoins de l'agglomération. A cet effet il est inutile de réaliser un autre réservoir de stockage qui ne sera que gaspillage du fait que dans les calculs et par mesure de sécurité les paramètres ont été largement surdimensionnés (taux d'accroissement, débit d'incendie,...).

V.1 INTRODUCTION

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de la ville.

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles qui permet de distribuer l'eau en quantité suffisante. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimaux et ils seront dimensionnés en conséquence.

Un réseau de distribution d'eau comporte divers types de conduites, qu'on classe selon leur fonction et leur diamètre : les conduites principales, les conduites secondaires et les conduites locales.

V.2 METHODE D'ALIMENTATION DU RESEAU [1]

Il existe plusieurs façons de réaliser cette alimentation ; dans les principales sont :

V.2 .1 Distribution gravitaire

Réseau branché sur un réservoir suffisamment élevé pour assurer les débits et les pressions ;

V.2 .2 Pompage combiné

- Pompage lors de période de basse consommation vers des réservoirs élevés ;
- Méthode économique si le pompage est fait à rendement maximum ;

V.2 .3 Pompage direct

- Pompage direct dans le réseau ;
- Méthode la moins avantageuse en raison des possibilités de panne de puissance, d'une variation et d'une distribution de la pression plus difficile et des coûts d'énergie surtout en pointe ;
- Bon débit d'incendie.

Dans notre étude nous nous optons pour la première possibilité d'alimentation (distribution gravitaire) car elle présente d'avantage par rapport aux autres méthodes citées.

V.3 CLASSIFICATION DES RESEAUX D'A.E.P [1]

Les deux principales classifications des réseaux sont :

V.3.1 La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

a) Réseau unique

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

b) Réseau en zones étagées

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

V.3.2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :**a) réseau ramifié**

Un réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale. Ces conduites ne sont alimentées que par une seule source située à l'amont et ne comportent aucune alimentation en retour.

Cette disposition a l'avantage d'être économique mais elle manque de sécurité et de souplesse. En cas de rupture d'une branche, tous les clients situés à l'aval sont manqué d'eau, il n'est utilisé que pour les zones dont l'agglomération est éparpillée (les agglomérations rurales) et le système d'alimentation ne peut être qu'à réservoir de tête.

b) Réseau maillé

Pour une bonne couverture et une distribution meilleure, on a un réseau maillé qui englobera la ville, il est constitué de plusieurs conduites disposées de telle manière qu'il est possible de décrire un polygone fermé appelé maille.

Ce réseau présente l'inconvénient d'être plus onéreux par rapport au ramifié mais il est toujours le préféré entre les deux vu les avantages qu'il présente à savoir :

- Assurer une meilleure répartition des débits, des pressions et surtout une plus grande sécurité dans la distribution ;
- Possibilité d'alimentation en retour ;
- Une Simple manœuvre des robinets permet d'isoler un tronçon en cas de risque d'épidémie (pollution) ;
- En cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval ;

Le réseau maillé s'impose surtout pour les moyennes et grandes agglomérations.

c) Réseau combine :

C'est la combinaison entre le réseau maille et le réseau ramifier.

Dans notre cas on a choisir le réseau combine pour notre ville.

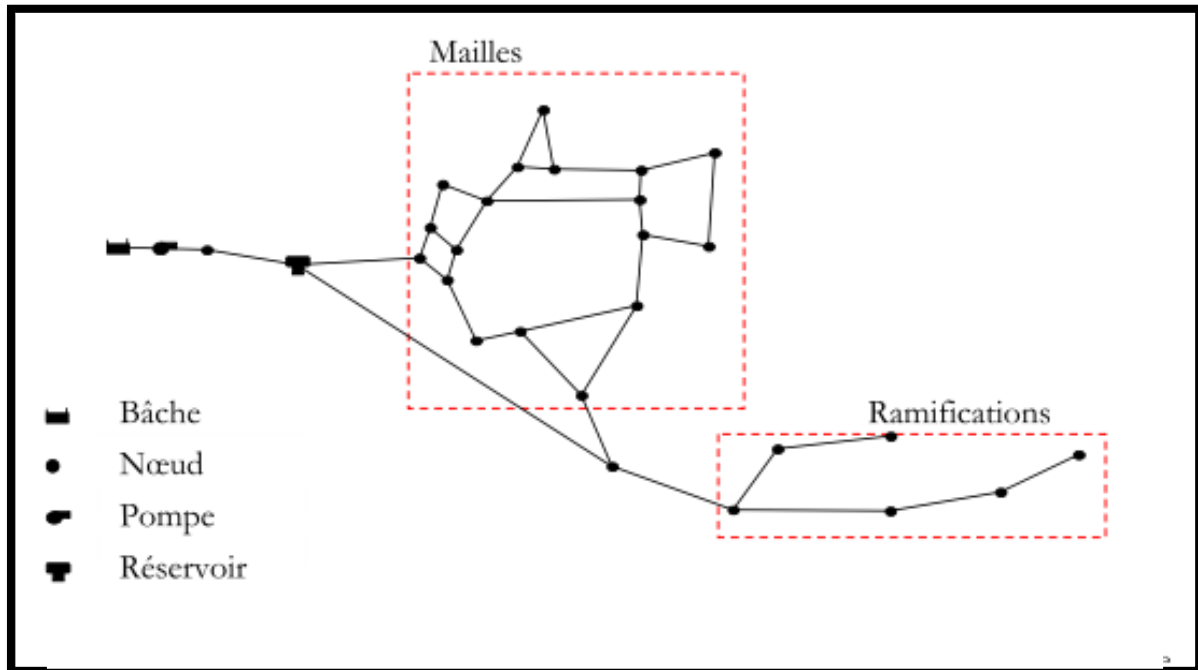


Figure V.1 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau potable

V.4 CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU COMBINE

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

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

V. 5 PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU

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

- Choisir le lieu des consommateurs principaux ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau ;
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses ;
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- Pour avoir les mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par les conduites secondaire;
- Il faut tracer les conduites principales à travers les quartiers entre lesquelles, il faut prévoir les lignes secondaires.

V.5.1 Choix du type de réseau

Le choix du type de réseau dépend principalement de la configuration de la ville ainsi que la distribution des habitants.

En se basons sur ces conditions, le réseau projeté sera de type maillé avec quelque ramification (réseau combine). Nous avons choisir ce type de réseau vu les avantages qu'il présente :

- L'occupation uniforme du sol ;
- La possibilité d'alimentation de retour ;
- Une simple manœuvre des robinets permet d'isoler le tronçon et de poursuivre l'alimentation des abonnées en aval.

V.5.2 Choix du tracé

Le tracé du réseau de distribution est dépend de certains conditions telle que :

- Le tracé le plus court possible est souhaité ;
- La disposition des rues ;
- La configuration de la ville à desservir.

V. 6 CONCEPTION D'UN RESEAU

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers ;
- L'emplacement des consommateurs ;
- Le relief ;

V.7 CHOIX DU TYPE DES MATERIAUX

Parmi les matériaux utilisés pour les conduites de distribution de l'eau potable, les conduite en fonte ductile, les conduites en béton de pression et les conduites en polyvinyle de chlorure. Mais notre choix s'est porté sur les conduites polyéthylène à haute Densité avec une pression nominal de 10bars (PEHDPN 10) (cote radier 823.13– cote minimale736=8.7bar), le choix de ce type de matériau est basés sur des critères d'ordre techniques, économiques et les avantages qu'il présente par rapport aux autres matériaux tels que :

- Disponibilité sur le marché ;
- Une parfaite résistance à la pression et à la dépression ;
- Une mise en œuvre aisée grâce à la légèreté du matériau ;
- Une excellence résistance aux agressions des produits chimiques ;
- Un produit qui s'adapte à tous les sols et à toutes les surfaces ;
- Une durée de vie plus de 50 ans ;
- La canalisation facilité d'emploi pour la coupe le façonnage et la pose ;
- Les pertes de changes sont minimums grâce à ces parois lisses.

V.8 PARAMETRES DU RESEAU

V.8.1 Les paramètres

a) Débit

Les conduites doivent assurer le transit des débits pendant les heures de pointes.

b) Choix du diamètre

Avant de pouvoir simuler le comportement d'un réseau de distribution dans divers situation de consommation en eau. On doit effectuer un premier choix en qui concerne le diamètre et l'emplacement des conduites pour ce faire, il doit se fonder sur l'expérience qui est ici un grand secours en appliquant toute fois un certain nombre de principes et des nommes qui lui facilitent la tâche

c) Vitesse d'écoulement

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0.50 à 1.50m/s. On évitera, sans que cette condition soit impérative, les vitesses supérieures à 1.50m/s, de même que celles inférieures à 0.50m/s. les faibles vitesses inférieures à 0.50m/s favorisent la formation de dépôts qu'il est parfois difficile d'évacuer. Des vitesses maximales de l'ordre de 1.50m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'usager n'en souffre trop.

d) Pressions adéquates

Le réseau de distribution d'eau potable assurant ou non la protection d'incendie, la pression résiduelle doit au moins 1 bar soit 10 m d'eau.

La pression maximale en tout point du réseau de distribution ne devrait pas excéder 6 bars, soit 60 m d'eau.

$$1 \text{ bar} < P < 6 \text{ bars}$$

V.8.2 Calcul du réseau maillé

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

Loi des nœuds

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

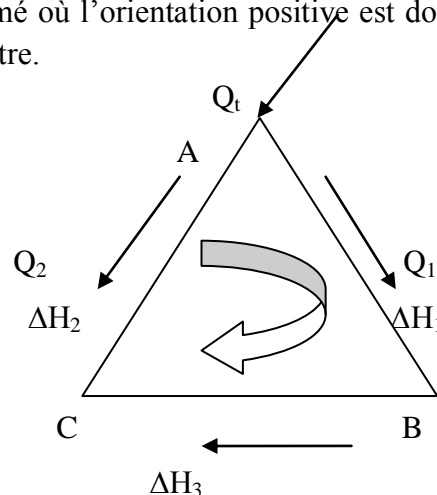
Loi des mailles :

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

Dans cet exemple :

$$Q_t = Q_1 + Q_2$$

$$\Delta H_1 + \Delta H_3 - \Delta H_2 = 0$$



Principe de la méthode de **Hardy- Gross** :

A partir de ces deux lois de KIRCHOF, HARDY GROSS a procédé à un calcul par approximation successive.

Dans chaque maille, on fixe une répartition arbitraire des débits selon un sens d'écoulement choisi de manière à ce que la première loi de KIRCHOF soit satisfaite.

On choisit un diamètre provisoire, puis on calcul perte de charge correspondante.

On détermine la correction à apporter à chaque maille et ainsi que la correction totale de chaque tronçon.

V.9 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectuent de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, et l'heure d'incendie) ;
- On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route ;
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

V.9.1 Calcul des débits

a) Le débit en route

Il se définit comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, le débit en route est donné par la relation suivante :

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

Avec

$\sum Q_r$: Le débit en route global

Q_{cons} : le débit consommé

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

b) Le débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs de tous les tronçons

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad (V.2)$$

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)

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

c) Le débit aux nœuds

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \quad (V.3)$$

Avec

Q_{ni} : débit au nœud i

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

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

Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

V.9.2 Calcul du réseau de la zone 01

a) Cas de pointe

D’après le tableau III.11 de la consommation horaire de cette zone nous avons en cas de pointe (8h-12h), un débit de pointe égale à 161.64 m³/h (44.9L/s).

Le tableau suivant nous résume les débits de calcul pour ce cas de pointe.

Tableau V.1 : Détermination des débits de calcul

HEURE DE POINTE	Q_{cons} (l/s)	44.9
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	44.9
	$\sum Li$ (m)	8044.84
	Q_{sp} (l/s/m)	0.005581

Ces données nous permettent de calculer le débit au chaque nœud du réseau et le débit de route de chaque tronçon.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe)

N° de nœuds	N° de tronçons	Longueur (m)	spécifique Débit (l/s.ml) Q_{sp}	routes Débit en (l/s) Q_{ri-k}	nœuds Débit de (l/s) Q_{ni}
1	3--1	327.73	0.005581	1.83	2.07
	8--1	414.33		2.31	
3	1--3	327.73		1.83	1.22
	4--3	110.42		0.62	
4	3--4	110.42		0.62	1.45
	5--4	409.61		2.29	
5	4--5	409.61		2.29	1.69
	6--5	91.79		0.51	

	7--5	103.85		0.58	
6	5--6	91.79		0.51	0.26
7	5--7	103.85		0.58	1.35
	8--7	92.65		0.52	
	9--7	100.77		0.56	
	11--7	95.78		0.53	
8	1--8	414.33		2.31	1.79
	7--8	92.65		0.52	
	9--8	134.14		0.75	
9	7--9	100.77		0.56	1.30
	8--9	134.14		0.75	
	10--9	91.78		0.51	
	42--9	139.1		0.78	
10	9--10	91.78		0.51	0.26
11	7--11	95.78		0.53	0.84
	12--11	118.8		0.66	
	13--11	84.75		0.47	
12	11--12	118.8		0.66	0.33
13	11--13	84.75		0.47	1.54
	14-13	93.72		0.52	
	35-13	107.48		0.60	
	41-13	266.43		1.49	
14	13-14	93.72	0.005581	0.52	0.58
	15-14	58.71		0.33	
	16-14	54.92		0.31	
15	15-14	58.71		0.33	0.16
16	14-16	54.92		0.31	0.51
	17-16	70.68		0.39	
	22-16	56.74		0.32	
17	16-17	70.68		0.39	0.54
	18-17	42.65		0.24	
	19-17	81.4		0.45	
18	17-18	42.65		0.24	0.12
19	17-19	81.4		0.45	1.14
	20-19	85.08		0.47	
	21-19	241.35		1.35	
20	19-20	85.08		0.47	0.24
21	19-21	241.35		1.35	0.67
22	16-22	56.74		0.32	0.20
	23-22	15.83		0.09	
23	22-23	15.83		0.09	0.27
	24-23	82.1		0.46	

24	23-24	82.1	0.005581	0.46	0.89
	25-24	81.9		0.46	
	26-24	153.82		0.86	
25	24-25	81.9		0.46	0.23
26	24-26	153.82		0.86	0.84
	27-26	52.08		0.29	
	35-26	95.16		0.53	
27	26-27	52.08		0.29	0.87
	28-27	130.49		0.73	
	29-27	127.81		0.71	
28	27-28	130.49		0.73	0.36
29	27-29	127.81		0.71	1.05
	30-29	197		1.10	
	31-29	49.69		0.28	
30	29-30	197		1.10	0.55
31	29-31	49.69		0.28	1.59
	32-31	72.14		0.40	
	47-31	150.45		0.84	
	49-31	297.07		1.66	
32	31-32	72.14		0.40	0.85
	33-32	91.4		0.51	
	36-32	142.84		0.80	
33	32-33	91.4		0.51	0.67
	34-33	79.28		0.44	
	35-33	70.98		0.40	
34	33-34	79.28		0.44	0.22
35	13-35	107.48		0.60	0.76
	26-35	95.16		0.53	
	33-35	70.98		0.40	
36	32-36	142.84		0.80	0.78
	37-36	99.4		0.55	
	38-36	38.09		0.21	
37	36-37	99.4		0.55	0.28
38	36-38	38.09		0.21	0.81
	39-38	31.32		0.17	
	44-38	220.85		1.23	
39	38-39	31.32		0.17	0.64
	40-39	108		0.60	
	41-39	90.08		0.50	
40	39-40	108		0.60	0.30
41	13-41	266.43	1.49	1.03	
	39-41	90.08	0.50		

	42-41	14.25		0.08		
42	9-42	139.1		0.78	1.14	
	41-42	14.25		0.08		
	43-42	256.75		1.43		
43	42-43	256.75		1.43	1.77	
	44-43	140.02		0.78		
	46-43	237.74		1.33		
44	38-44	220.85		1.23	1.08	
	43-44	140.02		0.78		
	45-44	26.13		0.15		
45	44-45	26.13		0.15	0.89	
	46-45	179.78		1.00		
	47-45	112.12		0.63		
46	43-46	237.74		1.33	1.55	
	45-46	179.78		1.00		
	54-46	136.69		0.76		
47	45-47	112.12		0.63	0.96	
	31-47	150.45		0.84		
	48-47	82.94		0.46		
48	47-48	82.94		0.46	0.98	
	49-48	165.22		0.92		
	50-48	102.38		0.57		
49	48-49	165.22		0.92	1.29	
	31-49	297.07		1.66		
50	48-50	102.38	0.005581	0.57	0.74	
	51-50	56.88		0.32		
	52-50	105.04		0.59		
51	50-51	56.88		0.32	0.16	
52	50-52	105.04		0.59	0.69	
	53-52	69.49		0.39		
	56-52	73.39		0.41		
53	52-53	69.49		0.39	0.19	
54	46-54	136.69		0.76	0.86	
	55-54	91.55		0.51		
	56-54	81.55		0.46		
55	54-55	91.55		0.51	0.26	
56	52-56	73.39		0.41	0.88	
	54-56	81.55		0.46		
	57-56	160.48		0.90		
57	56-57	160.48		0.90	0.45	
TOTALE		8044.84			44.90	

b) Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit assurer le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s).

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 43. Alors que :

$$Q_{cons} = Q_p + Q_{incendie}$$

Le tableau suivant nous résume les débits de calcul pour ce cas

Tableau V.3 : Détermination des débits de calcul

HEURE DE POINTE+INCENDIE	Q_{cons} (l/s)	61.9
	Q_{conc} (l/s)	0
	$Q_{incendie}$ (l/s)	17
	$\sum Li$ (m)	8044.84
	Q_{sp} (l/s/m)	0.00527046

Ces données nous permettent de calculer le débit au chaque nœud du réseau et le débit de route de chaque tronçon.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.4.

Tableau V.4 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie)

de °N nœuds	N° de tronçons	Longueur (m)	Débit spécifique Q_{sp} (l/s/m)	Débit en routes $Q_{ri,k}$ (l/s)	Débit de nœuds Q_{ni} (l/s)	Débit inc $Q_{incendie}$	Débit de nœuds Q_{ni} (l/s)
1	1--3	327.73	0.005581	1.83	2.07		2.07
	1--8	414.33		2.31			
3	3--1	327.73		1.83	1.22		1.22
	3--4	110.42		0.62			
4	4--3	110.42		0.62	1.45		1.45
	4--5	409.61		2.29			
5	5--4	409.61		2.29	1.69		1.69
	5--6	91.79		0.51			
	5--7	103.85		0.58			
6	6--5	91.79		0.51	0.26		0.26
7	7--5	103.85		0.58	1.35		1.35
	7--8	92.65		0.52			
	7--9	100.77	0.56				
	7--11	95.78	0.53				
8	8--1	414.33	2.31	1.79		1.79	
	8--7	92.65	0.52				
	8--9	134.14	0.75				
9	9--7	100.77	0.56	1.30		1.30	

	9--8	134.14		0.75			
	9--10	91.78		0.51			
	9--42	139.1		0.78			
10	10--9	91.78		0.51	0.26		0.26
11	11--7	95.78		0.53	0.84		0.84
	11--12	118.8		0.66			
	11--13	84.75		0.47			
12	12--11	118.8		0.66	0.33		0.33
13	13--11	84.75		0.47	1.54		1.54
	13-14	93.72		0.52			
	13-35	107.48		0.60			
	13-41	266.43		1.49			
14	14-13	93.72		0.52	0.58		0.58
	14-15	58.71		0.33			
	14-16	54.92		0.31			
15	15-14	58.71		0.33	0.16		0.16
16	16-14	54.92		0.31	0.51		0.51
	16-17	70.68		0.39			
	16-22	56.74		0.32			
17	17-16	70.68		0.39	0.54		0.54
	17-18	42.65		0.24			
	17-19	81.4		0.45			
18	18-17	42.65		0.24	0.12		0.12
19	19-17	81.4		0.45	1.14		1.14
	19-20	85.08		0.47			
	19-21	241.35		1.35			
20	20-19	85.08		0.47	0.24		0.24
21	21-19	241.35		1.35	0.67		0.67
22	22-16	56.74	0.005581	0.32	0.20		0.20
	22-23	15.83		0.09			
23	23-22	15.83		0.09	0.27		0.27
	23-24	82.1		0.46			
24	24-23	82.1		0.46	0.89		0.89
	24-25	81.9		0.46			
	24-26	153.82		0.86			
25	25-24	81.9		0.46	0.23		0.23
26	26-24	153.82		0.86	0.84		0.84
	26-27	52.08		0.29			
	26-35	95.16		0.53			
27	27-26	52.08		0.29	0.87		0.87
	27-28	130.49		0.73			

	27-29	127.81		0.71			
28	28-27	130.49		0.73	0.36		0.36
29	29-27	127.81		0.71	1.05		1.05
	29-30	197		1.10			
	29-31	49.69		0.28			
30	30-29	197		1.10	0.55		0.55
31	31-29	49.69		0.28	1.59		1.59
	31-32	72.14		0.40			
	31-47	150.45		0.84			
	31-49	297.07		1.66			
32	32-31	72.14		0.40	0.85		0.85
	32-33	91.4		0.51			
	32-36	142.84		0.80			
33	33-32	91.4		0.51	0.67		0.67
	33-34	79.28		0.44			
	33-35	70.98		0.40			
34	34-33	79.28		0.44	0.22		0.22
35	35-13	107.48	0.005581	0.60	0.76		0.76
	35-26	95.16		0.53			
	35-33	70.98		0.40			
36	36-32	142.84		0.80	0.78		0.78
	36-37	99.4		0.55			
	36-38	38.09		0.21			
37	37-36	99.4		0.55	0.28		0.28
38	38-36	38.09		0.21	0.81		0.81
	38-39	31.32		0.17			
	38-44	220.85		1.23			
39	39-38	31.32		0.17	0.64		0.64
	39-40	108		0.60			
	39-41	90.08		0.50			
40	40-39	108		0.60	0.30		0.30
41	41-13	266.43		1.49	1.03		1.03
	41-39	90.08		0.50			
	41-42	14.25		0.08			
42	42-9	139.1		0.78	1.14		1.14
	42-41	14.25		0.08			
	42-43	256.75		1.43			
43	43-42	256.75		1.43	1.77	17	18.77
	43-44	140.02		0.78			
	43-46	237.74		1.33			
44	44-38	220.85		1.23	1.08		1.08

	44-43	140.02		0.78				
	44-45	26.13		0.15				
45	45-44	26.13		0.15	0.89		0.89	
	45-46	179.78		1.00				
	45-47	112.12		0.63				
46	46-43	237.74		1.33	1.55		1.55	
	46-45	179.78		1.00				
	46-54	136.69		0.76				
47	47-45	112.12		0.63	0.96		0.96	
	47-31	150.45		0.84				
	47-48	82.94		0.46				
48	48-47	82.94		0.46	0.98		0.98	
	48-49	165.22		0.92				
	48-50	102.38		0.57				
49	49-48	165.22		0.92	1.29		1.29	
	49-31	297.07		1.66				
50	50-48	102.38		0.57	0.74		0.74	
	50-51	56.88		0.32				
	50-52	105.04		0.59				
51	51-50	56.88	0.005581	0.32	0.16		0.16	
52	52-50	105.04		0.59	0.69		0.69	
	52-53	69.49		0.39				
	52-56	73.39		0.41				
53	53-52	69.49		0.39	0.19		0.19	
54	54-46	136.69		0.76	0.86		0.86	
	54-55	91.55		0.51				
	54-56	81.55		0.46				
55	55-54	91.55		0.51	0.26		0.26	
56	56-52	73.39		0.41	0.88		0.88	
	56-54	81.55		0.46				
	56-57	160.48		0.90				
57	57-56	160.48		0.90	0.45		0.45	
TOTALE	0	8044.84			44.90	0.00		

V.9.3 Simulation du réseau par le logiciel (EPANET) pour la zone 01

Description

EPANET est un programme de Windows 95/98 NT qui effectue la simulation prolongée de période du comportement hydraulique et de qualité aquatique dans les réseaux pressurisés de pipe. Un réseau peut se composer des pipes des nœuds (jonction de pipe), des pompes des valves et des réservoirs ou des réservoirs des stockages.

EPANET dépiste l'écoulement de l'eau dans chaque pipe, la pression à chaque nœud la taille de l'eau dans chaque réservoir ; et la concentration des espèces chimiques dans tout le réseau pendant une période de simulation consistée en des étapes multiples de temps.

En plus des espèces chimiques, le traçage d'âge de l'eau et de source peut également être simulé.

La version de Windows d'EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition des données d'entrée de réseau, la courbe hydraulique et les simulations de qualité de l'eau et le visionnement des résultats dans une variété de formats. Ceux-ci incluent les cartes de réseau, les tableaux de données, les graphiques de série chronologique et les parcelles de terrain de code à couleurs de découpe.

EPANET a été développé par la division d'approvisionnement en eau et des ressources d'eau (autrefois la division de recherches d'eau potable) du laboratoire national de recherche de gestion des risques d'agence de protection de l'environnement des Etats-Unis. C'est un logiciel de public domaine qui peut être librement copié.

Possibilités :

EPANET fournit un paquet hydraulique d'analyse de période fully-equipped et prolongée qui peut :

- Systèmes de poignée de toute taille.
- Perte de charge de frottement de calcul en utilisant Hazan – Williams, Darcy-Wiesbach, ou Chezy-Equiper des formules.
- Inclure les pertes principales mineures pour des courbures des garnitures, etc....
- Modeler les pompes constantes ou variables de vitesse.
- Calculer l'énergie et le coût de pompage.
- Modeler les divers types de valves comprenant des pompes de commande de régulation de pression, et d'écoulement d'interruption de contrôle ;
- Permettre aux réservoirs de stockage d'avoir n'importe quelle forme (c.-à-d., le diamètre peut changer avec la taille)
- Considérer les catégories multiples de demande aux nœuds, chacun avec son propre modèle de variation de temps.
- Modeler l'écoulement dépendant de la pression publiant des émetteurs (les têtes arroseuses).
- Basé l'exploitation du système sur des commandes simples de niveau ou de temporisateur de réservoirs aussi bien que sur des commandes basées sur les règles complexes.

Les données nécessaires pour la simulation de logiciel EPANET pour la zone 01 voir le tableau V.5.

Tableau V.5 : Données nécessaire pour la simulation de logiciel EPANET

N° de nœuds	Débit de nœuds Q_{ni} (l/s)	Altitude (m)	N° de tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)
1	2.07	757.73	1--3	327.73	53.6
			1--8	414.33	277.6
2	0	762.87	R--2	1231.97	277.6
			2--1	1716.78	277.6
3	1.22	759.96	3--1	327.73	53.6
			3--4	110.42	42.6
4	1.45	759.3	4--3	110.42	42.6
			4--5	409.61	27.2
5	1.69	758.48	5--4	409.61	27.2
			5--6	91.79	21
			5--7	103.85	63.8
6	0.26	758.57	6--5	91.79	21
7	1.35	758.13	7--5	103.85	63.8
			7--8	92.65	79.2
			7--9	100.77	53.6
			7--11	95.78	63.8
8	1.79	757.57	8--1	414.33	277.6
			8--7	92.65	79.2
			8--9	134.14	220.4
9	1.3	757.89	9--7	100.77	53.6
			9--8	134.14	220.4
			9--10	91.78	21
			9--42	139.1	220.4
10	0.26	758.41	10--9	91.78	21
11	0.84	758.07	11--7	95.78	63.8
			11--12	118.8	27.2
			11--13	84.75	53.6
12	0.33	758.58	12--11	118.8	27.2
13	1.54	757.72	13--11	84.75	53.6
			13-14	93.72	79.2
			13-35	107.48	34
			13-41	266.43	79.2
14	0.58	759.04	14-13	93.72	79.2
			14-15	58.71	16
			14-16	54.92	79.2
15	0.16	758.46	15-14	58.71	16

16	0.51	759.19	16-14	54.92	79.2
			16-17	70.68	79.2
			16-22	56.74	34
17	0.54	758.95	17-16	70.68	79.2
			17-18	42.65	16
			17-19	81.4	63.8
18	0.12	759.24	18-17	42.65	16
19	1.14	758.49	19-17	81.4	63.8
			19-20	85.08	21
			19-21	241.35	34
20	0.24	758.76	20-19	85.08	21
21	0.67	759.64	21-19	241.35	34
22	0.2	759.66	22-16	56.74	34
			22-23	15.83	34
23	0.27	759.51	23-22	15.83	34
			23-24	82.1	27.2
24	0.89	759.71	24-23	82.1	27.2
			24-25	81.9	21
			24-26	153.82	34
25	0.23	760.29	25-24	81.9	21
26	0.84	758.72	26-24	153.82	34
			26-27	52.08	63.8
			26-35	95.16	34
27	0.87	758.29	27-26	52.08	63.8
			27-28	130.49	27.2
			27-29	127.81	79.2
28	0.36	758.99	28-27	130.49	27.2
29	1.05	757.65	29-27	127.81	79.2
			29-30	197	34
			29-31	49.69	96.8
30	0.55	757.37	30-29	197	34
31	1.59	757.38	31-29	49.69	96.8
			31-32	72.14	34
			31-47	150.45	110.2
			31-49	297.07	34
32	0.85	758.03	32-31	72.14	34
			32-33	91.4	34
			32-36	142.84	34
33	0.67	758.77	33-32	91.4	34
			33-34	79.28	21

			33-35	70.98	27.2
34	0.22	757.73	34-33	79.28	21
35	0.76	758.83	35-13	107.48	34
			35-26	95.16	34
			35-33	70.98	27.2
36	0.78	756.46	36-32	142.84	34
			36-37	99.4	21
			36-38	38.09	53.6
37	0.28	757.21	37-36	99.4	21
38	0.81	756.57	38-36	38.09	53.6
			38-39	31.32	42.6
			38-44	220.85	53.6
39	0.64	756.54	39-38	31.32	42.6
			39-40	108	27.2
			39-41	90.08	53.6
40	0.3	756.31	40-39	108	27.2
41	1.03	759.49	41-13	266.43	79.2
			41-39	90.08	53.6
			41-42	14.25	110.2
42	1.14	757.3	42-9	139.1	220.4
			42-41	14.25	110.2
			42-43	256.75	220.4
43	1.77	757.37	43-42	256.75	220.4
			43-44	140.02	176.2
			43-46	237.74	63.8
44	1.08	755.49	44-38	220.85	53.6
			44-43	140.02	176.2
			44-45	26.13	176.2
45	0.89	755.33	45-44	26.13	176.2
			45-46	179.78	63.8
			45-47	112.12	141
46	1.55	754.45	46-43	237.74	63.8
			46-45	179.78	63.8
			46-54	136.69	63.8
47	0.96	756.94	47-45	112.12	141
			47-31	150.45	110.2
			47-48	82.94	63.8
48	0.98	756.24	48-47	82.94	63.8
			48-49	165.22	34

			48-50	102.38	42.6
49	1.29	755.99	49-48	165.22	34
			49-31	297.07	34
50	0.74	755.41	50-48	102.38	42.6
			50-51	56.88	16
			50-52	105.04	34
51	0.16	755.16	51-50	56.88	16
52	0.69	754.44	52-50	105.04	34
			52-53	69.49	21
			52-56	73.39	27.2
53	0.19	754.76	53-52	69.49	21
54	0.86	754.92	54-46	136.69	63.8
			54-55	91.55	21
			54-56	81.55	53.6
55	0.26	755.34	55-54	91.55	21
56	0.88	753.58	56-52	73.39	27.2
			56-54	81.55	53.6
			56-57	160.48	27.2
57	0.45	754.62	57-56	160.48	27.2
Réservoir	44.9	823.31	R-2	1231.97	277.6

Les résultats de la simulation pour les deux cas pointe et pointe plus incendie sont récapitulés dans les tableaux V.6, V.7, V.8, V.9 de l'annexe (5)

V.9.4. Calcul du réseau de la zone 02

a) Cas de pointe

D'après le tableau III.12 de la consommation horaire de cette zone nous avons en cas de pointe (8h), un débit de pointe égale à 782.93 m³/h (217.48 L/s).

Le tableau suivant nous résume les débits de calcul pour ce cas de pointe.

Tableau V.10: Détermination des débits de calcul

HEURE DE POINTE	Q_{cons} (l/s)	217.48
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	217.48
	$\sum L_i$ (m)	21330.22
	Q_{sp} (l/s/m)	0.0101959

Ces données nous permettent de calculer le débit au chaque nœud du réseau et le débit de route de chaque tronçon.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau V.11.

Tableau V.11 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe)

N° de nœuds	N° de tronçons	Longueur ((m	Débit spécifique (l/s.ml) Q_{sp}	Débit en routes Q_{ri-k} (l/s)	Débit de nœuds (l/s) Q_{ni}
1	2--1	269.48	0.0101959	2.75	4.46
	19--1	345.17	0.0101959	3.52	
	20--1	260.69	0.0101959	2.66	
2	1--2	269.48	0.0101959	2.75	6.25
	3--2	337.39	0.0101959	3.44	
	17--2	618.75	0.0101959	6.31	
3	2--3	337.39	0.0101959	3.44	2.28
	4--3	109	0.0101959	1.11	
4	3--4	109	0.0101959	1.11	2.37
	5--4	355.61	0.0101959	3.63	
5	4--5	355.61	0.0101959	3.63	3.88
	6--5	103.33	0.0101959	1.05	
	15--5	302.55	0.0101959	3.08	
6	5--6	103.33	0.0101959	1.05	1.89
	7--6	190.61	0.0101959	1.94	
	8--6	77	0.0101959	0.79	
7	6--7	190.61	0.0101959	1.94	0.97
8	6--8	77	0.0101959	0.79	1.64
	9--8	147.97	0.0101959	1.51	
	10--8	96.54	0.0101959	0.98	
9	8--9	147.97	0.0101959	1.51	0.75
10	8--10	96.54	0.0101959	0.98	1.84
	11--10	120.87	0.0101959	1.23	
	14--10	144.27	0.0101959	1.47	
11	10--11	120.87	0.0101959	1.23	1.07
	12--11	88.24	0.0101959	0.90	
12	11--12	88.24	0.0101959	0.90	1.67
	13--12	238.68	0.0101959	2.43	
13	12--13	238.68	0.0101959	2.43	2.14
	14--13	77.02	0.0101959	0.79	
	22--13	103.77	0.0101959	1.06	
14	10--14	144.27	0.0101959	1.47	1.13
	13--14	77.02	0.0101959	0.79	
15	5--15	302.55	0.0101959	3.08	2.84
	16-15	99.1	0.0101959	1.01	
	21-15	156.37	0.0101959	1.59	

16	15-16	99.1	0.0101959	1.01	3.15
	17-16	96.72	0.0101959	0.99	
	26-16	168.88	0.0101959	1.72	
	43-16	252.75	0.0101959	2.58	
17	16-17	96.72	0.0101959	0.99	3.05
	18-17	413.59	0.0101959	4.22	
	19-17	87.59	0.0101959	0.89	
18	17-18	413.59	0.0101959	4.22	2.11
19	1--19	345.17	0.0101959	3.52	3.61
	17-19	87.59	0.0101959	0.89	
	20-19	274.4	0.0101959	2.80	
20	1--20	260.69	0.0101959	2.66	2.73
	19-20	274.4	0.0101959	2.80	
21	15-21	156.37	0.0101959	1.59	1.58
	22-21	153.54	0.0101959	1.57	
22	21-22	153.54	0.0101959	1.57	1.79
	23-22	94.08	0.0101959	0.96	
	13-22	103.77	0.0101959	1.06	
23	22-23	94.08	0.0101959	0.96	1.45
	24-23	91.23	0.0101959	0.93	
	26-23	98.82	0.0101959	1.01	
24	23-24	91.23	0.0101959	0.93	1.02
	25-24	109.23	0.0101959	1.11	
25	24-25	109.23	0.0101959	1.11	1.13
	29-25	112.73	0.0101959	1.15	
26	16-26	168.88	0.0101959	1.72	1.77
	23-26	98.82	0.0101959	1.01	
	27-26	79.2	0.0101959	0.81	
27	26-27	79.2	0.0101959	0.81	1.41
	28-27	117.67	0.0101959	1.20	
	34-27	79.63	0.0101959	0.81	
28	27-28	117.67	0.0101959	1.20	2.50
	29-28	105.56	0.0101959	1.08	
	31-28	266.59	0.0101959	2.72	
29	25-29	112.73	0.0101959	1.15	2.40
	28-29	105.56	0.0101959	1.08	
	30-29	252.75	0.0101959	2.58	
30	29-30	252.75	0.0101959	2.58	2.87
	31-30	173.51	0.0101959	1.77	
	48-30	137.55	0.0101959	1.40	
31	28-31	266.59	0.0101959	2.72	2.45
	30-31	173.51	0.0101959	1.77	

	32-31	41.27	0.0101959	0.42	
32	31-32	41.27	0.0101959	0.42	1.73
	33-32	144.15	0.0101959	1.47	
	46-32	154.69	0.0101959	1.58	
33	32-33	144.15	0.0101959	1.47	1.79
	34-33	116.15	0.0101959	1.18	
	39-33	90.07	0.0101959	0.92	
34	27-34	79.63	0.0101959	0.81	1.87
	33-34	116.15	0.0101959	1.18	
	35-34	170.35	0.0101959	1.74	
35	16-35	166.62	0.0101959	1.70	2.12
	34-35	170.35	0.0101959	1.74	
	36-35	78.27	0.0101959	0.80	
36	35-36	78.27	0.0101959	0.80	1.28
	37-36	62.93	0.0101959	0.64	
	38-36	110.74	0.0101959	1.13	
37	36-37	62.93	0.0101959	0.64	0.32
38	36-38	110.74	0.0101959	1.13	1.28
	39-38	139.75	0.0101959	1.42	
39	33-39	90.07	0.0101959	0.92	1.86
	38-39	139.75	0.0101959	1.42	
	40-39	134.77	0.0101959	1.37	
40	39-40	134.77	0.0101959	1.37	1.25
	41-40	73.06	0.0101959	0.74	
	44-40	36.84	0.0101959	0.38	
41	40-41	73.06	0.0101959	0.74	1.93
	42-41	138.11	0.0101959	1.41	
	43-41	167.74	0.0101959	1.71	
42	41-42	138.11	0.0101959	1.41	0.70
43	41-43	167.74	0.0101959	1.71	0.86
44	40-44	36.84	0.0101959	0.38	1.80
	45-44	154.81	0.0101959	1.58	
	52-44	160.77	0.0101959	1.64	
45	44-45	154.81	0.0101959	1.58	2.08
	46-45	39.55	0.0101959	0.40	
	51-45	213.12	0.0101959	2.17	
46	32-46	154.69	0.0101959	1.58	1.35
	45-46	39.55	0.0101959	0.40	
	47-46	70.72	0.0101959	0.72	
47	46-47	70.72	0.0101959	0.72	2.39
	50-47	241.8	0.0101959	2.47	
	48-47	155.98	0.0101959	1.59	

48	30-48	137.55	0.0101959	1.40	2.73
	47-48	155.98	0.0101959	1.59	
	49-48	241.13	0.0101959	2.46	
49	48-49	241.13	0.0101959	2.46	1.80
	50-49	112.09	0.0101959	1.14	
50	47-50	241.8	0.0101959	2.47	2.49
	49-50	112.09	0.0101959	1.14	
	59-50	134.65	0.0101959	1.37	
51	45-51	213.12	0.0101959	2.17	1.64
	52-51	108.46	0.0101959	1.11	
52	44-52	160.77	0.0101959	1.64	1.44
	51-52	108.46	0.0101959	1.11	
	53-52	13.37	0.0101959	0.14	
53	52-53	13.37	0.0101959	0.14	2.32
	54-53	153.72	0.0101959	1.57	
	55-53	287.35	0.0101959	2.93	
54	53-54	153.72	0.0101959	1.57	0.78
55	53-55	287.35	0.0101959	2.93	3.27
	56-55	205.22	0.0101959	2.09	
	58-55	148.52	0.0101959	1.51	
56	55-56	205.22	0.0101959	2.09	2.23
	57-56	233.06	0.0101959	2.38	
57	56-57	148.52	0.0101959	1.51	2.36
	58-57	197.56	0.0101959	2.01	
	60-57	117.18	0.0101959	1.19	
58	59-58	177.44	0.0101959	1.81	2.67
	55-58	148.52	0.0101959	1.51	
	57-58	197.56	0.0101959	2.01	
59	50-59	134.65	0.0101959	1.37	2.65
	58-59	177.44	0.0101959	1.81	
	60-59	207.87	0.0101959	2.12	
60	57-60	177.18	0.0101959	1.81	2.67
	59-60	207.87	0.0101959	2.12	
	61-60	138.66	0.0101959	1.41	
61	60-61	138.66	0.0101959	1.41	1.88
	62-61	117.92	0.0101959	1.20	
	63-61	113.05	0.0101959	1.15	
62	61-62	177.92	0.0101959	1.81	0.91
63	61-63	113.05	0.0101959	1.15	4.26
	64-63	162.83	0.0101959	1.66	
	65-63	280.36	0.0101959	2.86	
	96-63	279	0.0101959	2.84	

64	63-64	162.83	0.0101959	1.66	1.25
	77-64	83.18	0.0101959	0.85	
65	63-65	185.6	0.0101959	1.89	3.71
	66-65	280.36	0.0101959	2.86	
	69-65	261.44	0.0101959	2.67	
66	65-66	185.6	0.0101959	1.89	1.91
	67-66	188.13	0.0101959	1.92	
67	66-67	188.13	0.0101959	1.92	4.68
	68-67	144.1	0.0101959	1.47	
	70-67	586.72	0.0101959	5.98	
68	67-68	144.1	0.0101959	1.47	3.95
	69-68	186.7	0.0101959	1.90	
	71-68	443.43	0.0101959	4.52	
69	65-69	261.44	0.0101959	2.67	4.53
	68-69	186.7	0.0101959	1.90	
	72-69	139.46	0.0101959	1.42	
	77-69	301.03	0.0101959	3.07	
70	67-70	586.72	0.0101959	5.98	5.20
	71-70	173.65	0.0101959	1.77	
	73-70	258.67	0.0101959	2.64	
71	68-71	443.43	0.0101959	4.52	3.60
	70-71	173.65	0.0101959	1.77	
	72-71	88.89	0.0101959	0.91	
72	69-72	139.46	0.0101959	1.42	1.62
	71-72	88.89	0.0101959	0.91	
	75-72	88.89	0.0101959	0.91	
73	70-73	258.67	0.0101959	2.64	2.53
	74-73	237.94	0.0101959	2.43	
74	73-74	237.94	0.0101959	2.43	2.13
	75-74	178.92	0.0101959	1.82	
75	72-75	88.89	0.0101959	0.91	2.92
	74-75	178.92	0.0101959	1.82	
	76-75	305.09	0.0101959	3.11	
76	75-76	305.09	0.0101959	3.11	3.81
	77-76	174.99	0.0101959	1.78	
	79-76	267.51	0.0101959	2.73	
77	64-77	83.18	0.0101959	0.85	2.85
	69-77	301.03	0.0101959	3.07	
	76-77	174.99	0.0101959	1.78	
79	76-79	267.51	0.0101959	2.73	4.29
	80-79	100.45	0.0101959	1.02	
	87-79	96.62	0.0101959	0.99	

	96-79	377.5	0.0101959	3.85	
80	79-80	100.45	0.0101959	1.02	1.66
	81-80	93.08	0.0101959	0.95	
	84-80	131.36	0.0101959	1.34	
81	80-81	93.08	0.0101959	0.95	1.39
	82-81	179.64	0.0101959	1.83	
82	81-82	179.64	0.0101959	1.83	1.59
	84-82	132.2	0.0101959	1.35	
84	80-84	131.36	0.0101959	1.34	2.14
	82-84	132.2	0.0101959	1.35	
	86-84	156.49	0.0101959	1.60	
86	84-86	156.49	0.0101959	1.60	2.77
	87-86	176.73	0.0101959	1.80	
	88-86	210.9	0.0101959	2.15	
87	79-87	96.62	0.0101959	0.99	4.23
	86-87	176.73	0.0101959	1.80	
	89-87	191.54	0.0101959	1.95	
	94-87	364.46	0.0101959	3.72	
88	86-88	210.9	0.0101959	2.15	2.73
	89-88	325.5	0.0101959	3.32	
89	87-89	191.54	0.0101959	1.95	2.94
	88-89	325.5	0.0101959	3.32	
	90-89	60.64	0.0101959	0.62	
90	89-90	60.64	0.0101959	0.62	2.19
	91-90	182.51	0.0101959	1.86	
	93-90	186	0.0101959	1.90	
91	90-91	182.51	0.0101959	1.86	1.72
	92-91	155.24	0.0101959	1.58	
92	91-92	155.24	0.0101959	1.58	2.60
	93-92	354.92	0.0101959	3.62	
93	90-93	186	0.0101959	1.90	4.05
	92-93	354.92	0.0101959	3.62	
	94-93	253.69	0.0101959	2.59	
94	87-94	364.49	0.0101959	3.72	3.70
	93-94	253.69	0.0101959	2.59	
	96-94	107.59	0.0101959	1.10	
96	63-96	279	0.0101959	2.84	3.90
	79-96	377.5	0.0101959	3.85	
	94-96	107.59	0.0101959	1.10	

b) Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit assurer le débit d’incendie donné par le réservoir (17l/s).

Pour ce cas, nous avons considéré que l’incendie aura lieu au nœud 27. Alors que :

$$Q_{\text{cons}} = Q_p + Q_{\text{incendie}}$$

Le tableau suivant nous résume les débits de calcul pour ce cas.

Tableau V.12 : Détermination des débits de calcul

HEURE DE POINTE+INCENDIE	Q_{cons} (l/s)	217.48
	Q_{incendie} (l/s)	17
	Q_{route} (l/s)	217.48
	$\sum L_i$ (m)	21330.22
	Q_{sp} (l/s/m)	0.0101959

Ces données nous permettent de calculer le débit au chaque nœud du réseau et le débit de route de chaque tronçon.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (V.13).

Tableau V.13 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe + incendie)

N° de nœuds	N° de tronçons	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s.ml) Q_{sp}	Débit en routes $Q_{\text{ri-k}}$ (l/s)	Débit de nœuds (l/s) Q_{ni}	Débit inc Q_{incendie} (l/s)	Débit de nœuds (l/s) Q_{ni}
1	2--1	269.48	0.0101959	2.75	4.46		4.46
	19--1	345.17	0.0101959	3.52			
	20--1	260.69	0.0101959	2.66			
2	1--2	269.48	0.0101959	2.75	6.25		6.25
	3--2	337.39	0.0101959	3.44			
	17--2	618.75	0.0101959	6.31			
3	2--3	337.39	0.0101959	3.44	2.28		2.28
	4--3	109	0.0101959	1.11			
4	3--4	109	0.0101959	1.11	2.37		2.37
	5--4	355.61	0.0101959	3.63			
5	4--5	355.61	0.0101959	3.63	3.88		3.88
	6--5	103.33	0.0101959	1.05			
	15--5	302.55	0.0101959	3.08			
6	5--6	103.33	0.0101959	1.05	1.89		1.89
	7--6	190.61	0.0101959	1.94			
	8--6	77	0.0101959	0.79			
7	6--7	190.61	0.0101959	1.94	0.97		0.97
8	6--8	77	0.0101959	0.79	1.64		1.64
	9--8	147.97	0.0101959	1.51			

	10--8	96.54	0.0101959	0.98			
9	8--9	147.97	0.0101959	1.51	0.75		0.75
10	8--10	96.54	0.0101959	0.98	1.84		1.84
	11--10	120.87	0.0101959	1.23			
	14--10	144.27	0.0101959	1.47			
11	10--11	120.87	0.0101959	1.23	1.07		1.07
	12--11	88.24	0.0101959	0.90			
12	11--12	88.24	0.0101959	0.90	1.67		1.67
	13--12	238.68	0.0101959	2.43			
13	12--13	238.68	0.0101959	2.43	2.14		2.14
	14--13	77.02	0.0101959	0.79			
	22--13	103.77	0.0101959	1.06			
14	10--14	144.27	0.0101959	1.47	1.13		1.13
	13--14	77.02	0.0101959	0.79			
15	5--15	302.55	0.0101959	3.08	2.84		2.84
	16-15	99.1	0.0101959	1.01			
	21-15	156.37	0.0101959	1.59			
16	15-16	99.1	0.0101959	1.01	3.15		3.15
	17-16	96.72	0.0101959	0.99			
	26-16	168.88	0.0101959	1.72			
	43-16	252.75	0.0101959	2.58			
17	16-17	96.72	0.0101959	0.99	3.05		3.05
	18-17	413.59	0.0101959	4.22			
	19-17	87.59	0.0101959	0.89			
18	17-18	413.59	0.0101959	4.22	2.11		2.11
19	1--19	345.17	0.0101959	3.52	3.61		3.61
	17-19	87.59	0.0101959	0.89			
	20-19	274.4	0.0101959	2.80			
20	1--20	260.69	0.0101959	2.66	2.73		2.73
	19-20	274.4	0.0101959	2.80			
21	15-21	156.37	0.0101959	1.59	1.58		1.58
	22-21	153.54	0.0101959	1.57			
22	21-22	153.54	0.0101959	1.57	1.79		1.79
	23-22	94.08	0.0101959	0.96			
	13-22	103.77	0.0101959	1.06			
23	22-23	94.08	0.0101959	0.96	1.45		1.45
	24-23	91.23	0.0101959	0.93			
	26-23	98.82	0.0101959	1.01			
24	23-24	91.23	0.0101959	0.93	1.02		1.02
	25-24	109.23	0.0101959	1.11			
25	24-25	109.23	0.0101959	1.11	1.13		1.13
	29-25	112.73	0.0101959	1.15			

26	16-26	168.88	0.0101959	1.72	1.77	17	1.77
	23-26	98.82	0.0101959	1.01			
	27-26	79.2	0.0101959	0.81			
27	26-27	79.2	0.0101959	0.81	1.41	17	18.41
	28-27	117.67	0.0101959	1.20			
	34-27	79.63	0.0101959	0.81			
28	27-28	117.67	0.0101959	1.20	2.50		2.50
	29-28	105.56	0.0101959	1.08			
	31-28	266.59	0.0101959	2.72			
29	25-29	112.73	0.0101959	1.15	2.40		2.40
	28-29	105.56	0.0101959	1.08			
	30-29	252.75	0.0101959	2.58			
30	29-30	252.75	0.0101959	2.58	2.87		2.87
	31-30	173.51	0.0101959	1.77			
	48-30	137.55	0.0101959	1.40			
31	28-31	266.59	0.0101959	2.72	2.45		2.45
	30-31	173.51	0.0101959	1.77			
	32-31	41.27	0.0101959	0.42			
32	31-32	41.27	0.0101959	0.42	1.73		1.73
	33-32	144.15	0.0101959	1.47			
	46-32	154.69	0.0101959	1.58			
33	32-33	144.15	0.0101959	1.47	1.79		1.79
	34-33	116.15	0.0101959	1.18			
	39-33	90.07	0.0101959	0.92			
34	27-34	79.63	0.0101959	0.81	1.87		1.87
	33-34	116.15	0.0101959	1.18			
	35-34	170.35	0.0101959	1.74			
35	16-35	166.62	0.0101959	1.70	2.12		2.12
	34-35	170.35	0.0101959	1.74			
	36-35	78.27	0.0101959	0.80			
36	35-36	78.27	0.0101959	0.80	1.28		1.28
	37-36	62.93	0.0101959	0.64			
	38-36	110.74	0.0101959	1.13			
37	36-37	62.93	0.0101959	0.64	0.32		0.32
38	36-38	110.74	0.0101959	1.13	1.28		1.28
	39-38	139.75	0.0101959	1.42			
39	33-39	90.07	0.0101959	0.92	1.86		1.86
	38-39	139.75	0.0101959	1.42			
	40-39	134.77	0.0101959	1.37			
40	39-40	134.77	0.0101959	1.37	1.25		1.25
	41-40	73.06	0.0101959	0.74			
	44-40	36.84	0.0101959	0.38			

41	40-41	73.06	0.0101959	0.74	1.93		1.93
	42-41	138.11	0.0101959	1.41			
	43-41	167.74	0.0101959	1.71			
42	41-42	138.11	0.0101959	1.41	0.70		0.70
43	41-43	167.74	0.0101959	1.71	0.86		0.86
44	40-44	36.84	0.0101959	0.38	1.80		1.80
	45-44	154.81	0.0101959	1.58			
	52-44	160.77	0.0101959	1.64			
45	44-45	154.81	0.0101959	1.58	2.08		2.08
	46-45	39.55	0.0101959	0.40			
	51-45	213.12	0.0101959	2.17			
46	32-46	154.69	0.0101959	1.58	1.35		1.35
	45-46	39.55	0.0101959	0.40			
	47-46	70.72	0.0101959	0.72			
47	46-47	70.72	0.0101959	0.72	2.39		2.39
	50-47	241.8	0.0101959	2.47			
	48-47	155.98	0.0101959	1.59			
48	30-48	137.55	0.0101959	1.40	2.73		2.73
	47-48	155.98	0.0101959	1.59			
	49-48	241.13	0.0101959	2.46			
49	48-49	241.13	0.0101959	2.46	1.80		1.80
	50-49	112.09	0.0101959	1.14			
50	47-50	241.8	0.0101959	2.47	2.49		2.49
	49-50	112.09	0.0101959	1.14			
	59-50	134.65	0.0101959	1.37			
51	45-51	213.12	0.0101959	2.17	1.64		1.64
	52-51	108.46	0.0101959	1.11			
52	44-52	160.77	0.0101959	1.64	1.44		1.44
	51-52	108.46	0.0101959	1.11			
	53-52	13.37	0.0101959	0.14			
53	52-53	13.37	0.0101959	0.14	2.32		2.32
	54-53	153.72	0.0101959	1.57			
	55-53	287.35	0.0101959	2.93			
54	53-54	153.72	0.0101959	1.57	0.78		0.78
55	53-55	287.35	0.0101959	2.93	3.27		3.27
	56-55	205.22	0.0101959	2.09			
	58-55	148.52	0.0101959	1.51			
56	55-56	205.22	0.0101959	2.09	2.23		2.23
	57-56	233.06	0.0101959	2.38			
57	56-57	148.52	0.0101959	1.51	2.36		2.36
	58-57	197.56	0.0101959	2.01			
	60-57	117.18	0.0101959	1.19			

58	59-58	177.44	0.0101959	1.81	2.67	2.67
	55-58	148.52	0.0101959	1.51		
	57-58	197.56	0.0101959	2.01		
59	50-59	134.65	0.0101959	1.37	2.65	2.65
	58-59	177.44	0.0101959	1.81		
	60-59	207.87	0.0101959	2.12		
60	57-60	177.18	0.0101959	1.81	2.67	2.67
	59-60	207.87	0.0101959	2.12		
	61-60	138.66	0.0101959	1.41		
61	60-61	138.66	0.0101959	1.41	1.88	1.88
	62-61	117.92	0.0101959	1.20		
	63-61	113.05	0.0101959	1.15		
62	61-62	177.92	0.0101959	1.81	0.91	0.91
63	61-63	113.05	0.0101959	1.15	4.26	4.26
	64-63	162.83	0.0101959	1.66		
	65-63	280.36	0.0101959	2.86		
	96-63	279	0.0101959	2.84		
64	63-64	162.83	0.0101959	1.66	1.25	1.25
	77-64	83.18	0.0101959	0.85		
65	63-65	185.6	0.0101959	1.89	3.71	3.71
	66-65	280.36	0.0101959	2.86		
	69-65	261.44	0.0101959	2.67		
66	65-66	185.6	0.0101959	1.89	1.91	1.91
	67-66	188.13	0.0101959	1.92		
67	66-67	188.13	0.0101959	1.92	4.68	4.68
	68-67	144.1	0.0101959	1.47		
	70-67	586.72	0.0101959	5.98		
68	67-68	144.1	0.0101959	1.47	3.95	3.95
	69-68	186.7	0.0101959	1.90		
	71-68	443.43	0.0101959	4.52		
69	65-69	261.44	0.0101959	2.67	4.53	4.53
	68-69	186.7	0.0101959	1.90		
	72-69	139.46	0.0101959	1.42		
	77-69	301.03	0.0101959	3.07		
70	67-70	586.72	0.0101959	5.98	5.20	5.20
	71-70	173.65	0.0101959	1.77		
	73-70	258.67	0.0101959	2.64		
71	68-71	443.43	0.0101959	4.52	3.60	3.60
	70-71	173.65	0.0101959	1.77		
	72-71	88.89	0.0101959	0.91		
72	69-72	139.46	0.0101959	1.42	1.62	1.62
	71-72	88.89	0.0101959	0.91		

	75-72	88.89	0.0101959	0.91			
73	70-73	258.67	0.0101959	2.64	2.53		2.53
	74-73	237.94	0.0101959	2.43			
74	73-74	237.94	0.0101959	2.43	2.13		2.13
	75-74	178.92	0.0101959	1.82			
75	72-75	88.89	0.0101959	0.91	2.92		2.92
	74-75	178.92	0.0101959	1.82			
	76-75	305.09	0.0101959	3.11			
76	75-76	305.09	0.0101959	3.11	3.81		3.81
	77-76	174.99	0.0101959	1.78			
	79-76	267.51	0.0101959	2.73			
77	64-77	83.18	0.0101959	0.85	2.85		2.85
	69-77	301.03	0.0101959	3.07			
	76-77	174.99	0.0101959	1.78			
79	76-79	267.51	0.0101959	2.73	4.29		4.29
	80-79	100.45	0.0101959	1.02			
	87-79	96.62	0.0101959	0.99			
	96-79	377.5	0.0101959	3.85			
80	79-80	100.45	0.0101959	1.02	1.66		1.66
	81-80	93.08	0.0101959	0.95			
	84-80	131.36	0.0101959	1.34			
81	80-81	93.08	0.0101959	0.95	1.39		1.39
	82-81	179.64	0.0101959	1.83			
82	81-82	179.64	0.0101959	1.83	1.59		1.59
	84-82	132.2	0.0101959	1.35			
84	80-84	131.36	0.0101959	1.34	2.14		2.14
	82-84	132.2	0.0101959	1.35			
	86-84	156.49	0.0101959	1.60			
86	84-86	156.49	0.0101959	1.60	2.77		2.77
	87-86	176.73	0.0101959	1.80			
	88-86	210.9	0.0101959	2.15			
87	79-87	96.62	0.0101959	0.99	4.23		4.23
	86-87	176.73	0.0101959	1.80			
	89-87	191.54	0.0101959	1.95			
	94-87	364.46	0.0101959	3.72			
88	86-88	210.9	0.0101959	2.15	2.73		2.73
	89-88	325.5	0.0101959	3.32			
89	87-89	191.54	0.0101959	1.95	2.94		2.94
	88-89	325.5	0.0101959	3.32			
	90-89	60.64	0.0101959	0.62			
90	89-90	60.64	0.0101959	0.62	2.19		2.19
	91-90	182.51	0.0101959	1.86			

	93-90	186	0.0101959	1.90		
91	90-91	182.51	0.0101959	1.86	1.72	1.72
	92-91	155.24	0.0101959	1.58		
92	91-92	155.24	0.0101959	1.58	2.60	2.60
	93-92	354.92	0.0101959	3.62		
93	90-93	186	0.0101959	1.90	4.05	4.05
	92-93	354.92	0.0101959	3.62		
	94-93	253.69	0.0101959	2.59		
94	87-94	364.49	0.0101959	3.72	3.70	3.70
	93-94	253.69	0.0101959	2.59		
	96-94	107.59	0.0101959	1.10		
96	63-96	279	0.0101959	2.84	3.90	3.90
	79-96	377.5	0.0101959	3.85		
	94-96	107.59	0.0101959	1.10		

V.9.5 Simulation du réseau par le logiciel (EPANET) pour la zone 02

Les données nécessaires pour la simulation de logiciel EPANET pour la zone 02 voir le tableau V.14.

Tableau V.14 : données nécessaire pour la simulation de logiciel EPANET

N° de nœuds	Débit de nœuds (l/s) Q_{ni}	Altitude (m)	N° de tronçons	Longueur ((m	Diamètre ((mm
1	4.46	750.61	2--1	269.48	42.6
			19--1	345.17	96.8
			20--1	260.69	42.6
2	6.25	752.44	1--2	269.48	42.6
			3--2	337.39	63.8
			17--2	618.75	53.6
3	2.28	755.05	2--3	337.39	63.8
			4--3	109	79.2
4	2.37	754.9	3--4	109	79.2
			5--4	355.61	110.2
5	3.88	752.68	4--5	355.61	110.2
			6--5	103.33	96.8
			15--5	302.55	79.2
6	1.89	752.88	5--6	103.33	96.8
			7--6	190.61	42.6
			8--6	77	110.2
7	0.97	754.15	6--7	190.61	42.6

8	1.64	752.63	6--8	77	110.2
			9--8	147.97	34
			10--8	96.54	110.2
9	0.75	753.76	8--9	147.97	34
10	1.84	752.45	8--10	96.54	110.2
			11--10	120.87	79.2
			14--10	144.27	79.2
11	1.07	753.27	10--11	120.87	79.2
			12--11	88.24	96.8
12	1.67	755.86	11--12	88.24	96.8
			13--12	238.68	110.2
13	2.14	754.9	12--13	238.68	110.2
			14-13	77.02	96.8
			22-13	103.77	176.2
14	1.13	752.79	10--14	144.27	79.2
			13-14	77.02	96.8
15	2.84	749.83	5--15	302.55	79.2
			16-15	99.1	141
			21-15	156.37	176.2
16	3.15	747.73	15-16	99.1	141
			17-16	96.72	176.2
			26-16	168.88	110.2
			35-16	252.75	63.8
17	3.05	746.2	16-17	96.72	176.2
			18-17	413.59	53.6
			19-17	87.59	110.2
18	2.11	745.96	17-18	413.59	53.6
19	3.61	746.5	1--19	345.17	96.8
			17-19	87.59	110.2
			20-19	274.4	42.6
20	2.73	748.38	1--20	260.69	42.6
			19-20	274.4	42.6
21	1.58	750.4	15-21	156.37	176.2
			22-21	153.54	176.2
22	1.79	753.53	21-22	153.54	176.2
			23-22	94.08	176.2
			13-22	103.77	176.2
23	1.45	752.77	22-23	94.08	176.2
			24-23	91.23	277.6
			26-23	98.82	220.4

24	1.02	754.37	23-24	91.23	277.6
			25-24	109.23	176.2
25	1.13	754.88	24-25	109.23	176.2
			29-25	112.73	220.4
26	1.77	751.7	16-26	168.88	110.2
			23-26	98.82	220.4
			27-26	79.2	176.2
27	1.41	750.9	26-27	79.2	176.2
			28-27	117.67	96.8
			34-27	79.63	96.8
28	2.50	752.9	27-28	117.67	96.8
			29-28	105.56	63.8
			31-28	266.59	110.2
29	2.40	753.8	25-29	112.73	220.4
			28-29	105.56	63.8
			30-29	252.75	79.2
30	2.87	754.3	29-30	252.75	79.2
			31-30	173.51	53.6
			48-30	137.55	96.8
31	2.45	752.23	28-31	266.59	110.2
			30-31	173.51	53.6
			32-31	41.27	63.8
32	1.73	751.2	31-32	41.27	63.8
			33-32	144.15	79.2
			46-32	154.69	96.8
33	1.79	749.97	32-33	144.15	79.2
			34-33	116.15	96.8
			39-33	90.07	42.6
34	1.87	750.6	27-34	79.63	96.8
			33-34	116.15	96.8
			35-34	170.35	53.6
35	2.12	744.92	16-35	166.62	63.8
			34-35	170.35	53.6
			36-35	78.27	53.6
36	1.28	743.47	35-36	78.27	53.6
			37-36	62.93	27.2
			38-36	110.74	34
37	0.32	742.07	36-37	62.93	27.2
38	1.28	743.78	36-38	110.74	34
			39-38	139.75	27.2

39	1.86	749.85	33-39	90.07	42.6
			38-39	139.75	27.2
			40-39	134.77	34
40	1.25	751	39-40	134.77	34
			41-40	73.06	63.8
			44-40	36.84	96.8
41	1.93	747.28	40-41	73.06	63.8
			42-41	138.11	34
			43-41	167.74	34
42	0.70	742.73	41-42	138.11	34
43	0.86	745.32	41-43	167.74	34
44	1.80	750.8	40-44	36.84	96.8
			45-44	154.81	79.2
			52-44	160.77	141
45	2.08	754.38	44-45	154.81	79.2
			46-45	39.55	176.2
			51-45	213.12	141
46	1.35	754.43	32-46	154.69	96.8
			45-46	39.55	176.2
			47-46	70.72	220.4
47	2.39	754.22	46-47	70.72	220.4
			50-47	241.8	141
			48-47	155.98	63.8
48	2.73	754.59	30-48	137.55	96.8
			47-48	155.98	63.8
			49-48	241.13	96.8
49	1.80	753.1	48-49	241.13	96.8
			50-49	112.09	63.8
			47-50	241.8	141
50	2.49	753.19	49-50	112.09	63.8
			59-50	134.65	220.4
			45-51	213.12	141
51	1.64	753.8	52-51	108.46	220.4
			44-52	160.77	141
			51-52	108.46	220.4
52	1.44	749.72	53-52	13.37	220.4
			52-53	13.37	220.4
			54-53	153.72	34
53	2.32	749.92	55-53	287.35	176.2
			53-54	153.72	34
			54	0.78	741.05

55	3.27	745.9	53-55	287.35	176.2
			56-55	205.22	110.2
			58-55	148.52	110.2
56	2.23	744.53	55-56	205.22	110.2
			57-56	233.06	110.2
57	2.36	753.1	56-57	148.52	110.2
			58-57	197.56	110.2
			60-57	177.44	176.2
58	2.67	748.8	55-58	148.52	110.2
			57-58	197.56	110.2
			59-58	177.44	79.2
59	2.65	750.01	50-59	134.65	220.4
			58-59	177.44	79.2
			60-59	207.87	176.2
60	2.67	753.28	57-60	177.18	176.2
			59-60	207.87	176.2
			61-60	138.66	220.4
61	1.88	751.35	60-61	138.66	220.4
			62-61	117.92	34
			63-61	113.05	277.6
62	0.91	753.5	61-62	177.92	34
63	4.26	753.31	61-63	113.05	277.6
			64-63	162.83	53.6
			65-63	280.36	141
			96-63	279	141
64	1.25	752.96	63-64	162.83	53.6
			77-64	83.18	220.4
65	3.71	745.69	63-65	185.6	141
			66-65	280.36	110.2
			69-65	261.44	96.8
66	1.91	744.21	65-66	185.6	110.2
			67-66	188.13	110.2
67	4.68	742.47	66-67	188.13	110.2
			68-67	144.1	42.6
			70-67	586.72	53.6
68	3.95	748.34	67-68	144.1	42.6
			69-68	186.7	96.8
			71-68	443.43	79.2
69	4.53	750.82	65-69	261.44	96.8
			68-69	186.7	96.8

			72-69	139.46	96.8
			77-69	301.03	110.2
70	5.20	737.78	67-70	586.72	53.6
			71-70	173.65	79.2
			73-70	258.67	42.6
71	3.60	752.95	68-71	443.43	79.2
			70-71	173.65	79.2
			72-71	88.89	63.8
72	1.62	752.52	69-72	139.46	96.8
			71-72	88.89	63.8
			75-72	88.89	63.8
73	2.53	737.89	70-73	258.67	42.6
			74-73	237.94	42.6
74	2.13	748.16	73-74	237.94	42.6
			75-74	178.92	63.8
75	2.92	752.35	72-75	89-88	63.8
			74-75	178.92	63.8
			76-75	305.09	53.6
76	3.81	752.16	75-76	305.09	53.6
			77-76	174.99	176.2
			79-76	267.51	141
77	2.85	752.75	64-77	83.18	220.4
			69-77	301.03	110.2
			76-77	174.99	176.2
79	4.29	751.81	76-79	267.51	141
			80-79	100.45	96.8
			87-79	96.62	96.8
			96-79	377.5	63.8
80	1.66	750.38	79-80	100.45	96.8
			81-80	93.08	53.6
			84-80	131.36	79.2
81	1.39	748.98	80-81	93.08	53.6
			82-81	179.64	34
82	1.59	745.53	81-82	179.64	34
			84-82	132.2	34
84	2.14	748.31	80-84	131.36	79.2
			82-84	132.2	34
			86-84	156.49	42.6
86	2.77	748.09	84-86	156.49	42.6
			87-86	176.73	63.8

			88-86	210.9	42.6
87	4.23	751.48	79-87	96.62	96.8
			86-87	176.73	63.8
			89-87	191.54	79.2
			94-87	364.46	53.6
88	2.73	748.1	86-88	210.9	42.6
			89-88	325.5	42.6
89	2.94	750.72	87-89	191.54	79.2
			88-89	325.5	42.6
			90-89	60.64	34
90	2.19	752.98	89-90	60.64	34
			91-90	182.51	34
			93-90	186	53.6
91	1.72	751.46	90-91	182.51	34
			92-91	155.24	34
92	2.60	751.19	91-92	155.24	34
			93-92	354.92	63.8
93	4.05	754.8	90-93	186	53.6
			92-93	354.92	63.8
			94-93	253.69	96.8
94	3.70	753.97	87-94	364.49	53.6
			93-94	253.69	96.8
			96-94	107.59	141
96	3.90	754.02	63-96	279	141
			79-96	377.5	63.8
			94-96	107.59	141

Les résultats de la simulation pour les deux cas pointe et pointe plus incendie sont récapitulés dans les tableaux V.15, V.16, V.17, V.18 de l'annexe (5)

✓ **Remarque :**

Les diamètres qu'est utiliser dans le calcul c'est des diamètres intérieurs voir annexe (1) pour les diamètres extérieurs.

V.10 APPAREILS ET ACCESSOIRES DU RESEAU [4]

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations;
- Changer la direction ;

- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

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

V.10.1 Robinets vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. 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 »

a) Robinet vanne

Les robinets vannes sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.



Figure V.2 : Robinets vanne à opercule

b) Les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au 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.

Pour la régulation, la manœuvre de l'obturation est limitée à 60° , car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° , ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Robinet vanne papillon

Robinet à papillon de survitesse

Figure V.3 : Robinets vanne papillon

c) Vanne stop

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

d) Manœuvre des robinets

- * manuellement par une clé (tête de bouche à clé, tube) ;
- * électriquement pour des robinets de grande dimension ;
- * commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

V.10. 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 poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm.

Les poteaux d'incendie seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

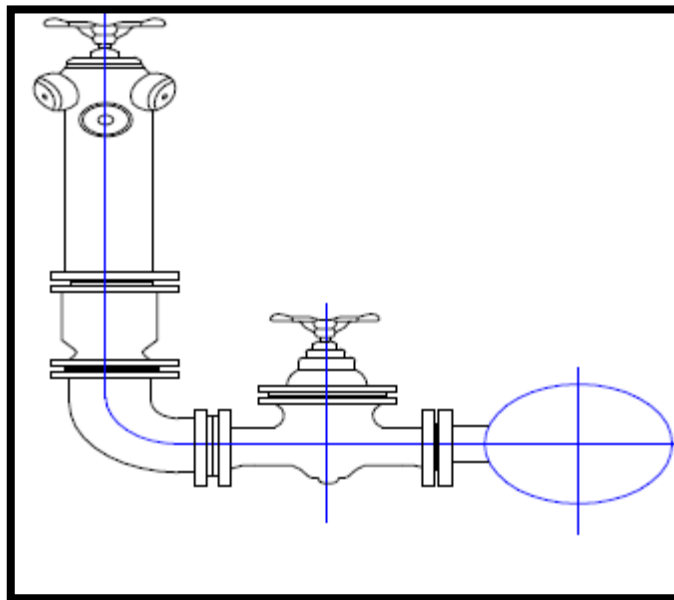


Figure V.4: bouche d'incendie

V.10.3 Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

Il existe deux types de clapets :

- * Clapets 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.
- * Clapets 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.

V.10.4 Ventouses

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

On trouve deux types de ventouses :

- **Ventouse simple** : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.
- **Ventouse à deux orifices** : elle est 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.

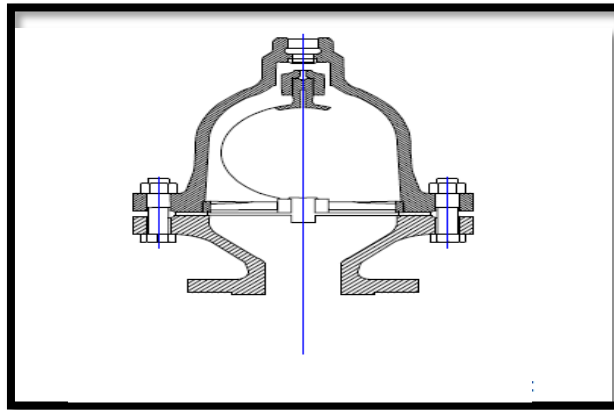


Figure V.5 : Ventouse simple

V.10.5 Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

V.10.6 Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V.10.7 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.

V.10.8 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

A. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

B. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue:

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

C. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

D. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

V.11 CONCLUSION

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique (voir figure V.1.a), étant donné que nous

avons une distribution à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de distribution, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent ;
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

VI.1 INTRODUCTION

L'adduction est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, ...) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

VI.2 TYPES D'ADDUCTION [1]

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

VI.2.1 Adduction gravitaire

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

VI.2.2 Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

VI.2.3 Adduction mixte

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte.

VI.3 ADDUCTION ET TYPES D'ÉCOULEMENT

On distingue deux types d'écoulement :

VI.3.1 Écoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre sur un tronçon d'adduction est un cas fréquent, la conduite fonctionne comme un canal ouvert, l'eau n'atteint pas la partie supérieure des tuyaux (à l'intérieur). Le débit est fonction de la pente au point donné de la hauteur d'eau dans la tuyauterie et des frictions sur les parois.

VI.3.2 Écoulement en charge

L'écoulement en charge correspond au fonctionnement d'une adduction dont les tuyaux sont pleins et où les tronçons en amont et en aval interviennent sur l'écoulement. Le débit est alors fonction de la pente générale et des frictions sur la tuyauterie.

VI.4 CHOIX DE TRACE

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se

forcera dans la mesure du possible de respecter.

1. le tracé doit être le plus court possible entre la source et ouvrage de stockage ;
2. Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
3. Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
4. Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel ;
5. L'examen des conditions dans lesquelles, devrait être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.

VI.4 CHOIX DE TYPE DE CONDUITE

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation ;
- Le revêtement ;
- La disponibilité ;
- Du prix unitaire,
- Du type de sol ;
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé ;

Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

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 PEBD bas, densité.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est la fonte ductile vu les avantages qu'elle présente :

- Longévité et résistance aux pressions très élevées (jusqu'aux 25 bars) ;
- Les tuyaux en fontes sont très robustes ;
- Jonction facile ;
- Il résiste à la corrosion ;
- Bonne adaptation aux mouvements du sol.

VI.5 TYPE DE JOINT DE TUYAU EN FONTE DUCTILE

Les tuyaux en fonte ils différentient suivante les types de joint destinée à les assemble les principaux joints sont :

a) Joint standard

Le bout uni est introduit dans l'emboîtement avec un jeu de 1cm, et annulaire est rempli avec la corde imprégné et de plomb coulé, maté soigneusement après solidification, c'est joint

rigide qui ne s'accommode pas de mouvement de terrain.

b) joint express

Le bout uni ne change pas, l'étanchéité est obtenue est par la compression d'une rondelle élastique logée dans l'emboîtement au moyen de contre bride serré par des boulons prenant appui sur la collerette externe de l'emboîtement.

c) Joint rapide

C'est un joint qui permet des montages très rapide, le seul accessoire consiste en une rondelle en caoutchouc de forme spécial, mise en place avant l'assemblage, les lèvres de rondelle de caoutchouc sont conçues de façon telle que la pression exerce par l'eau applique fortement l'une de lèvres contre le fut de bout male.

d) joint à bride



Est utilisés pour les canalisations posées en surface, les brides sont supporté par visage sur les tuyaux centrifuge, elles sont dressées et ensuit percées suivant un gabarit standard.

VI.6 LES PIECES SPECIALES DE RACCORDEMENT POUR LES TUYAUX EN FONTE DUCTILE [4]

Les pièces permettent de réaliser toutes les dispositions on distingue :

- Dans les raccords à un emboîtement : Les coudes a deux emboîtement au (angle de raccord 90 %), au (angle de raccord 45 %) qui permettent d'effectué les changements de direction ;
- Les tés à trois emboîtements ;
- Les croix à quatre emboîtements ;
- Les connes a deux emboîtements pour raccordes les tuyaux de diamètre défèrent ;
- Les manchous droite pour raccord deux tuyaux, coupée ou constitué une joint de démontage ;
- Les bouts d'extrémité brident emboîtement ou bride – uni ;
- Dans les raccordes a bride, les coudes a deux brides, les tés a trois brides, les connes a deux brides, les croix a quatre brides.

Dans notre cas, l'étude de transport de l'eau se fera par une conduite en fonte :

- Station de pompage  Réservoir stockage (Adduction par refoulement)
- Réservoir de stockage  Trois réservoirs de distribution (Adduction gravitaire)

VI.7 SCHEMA GENERALE DE L'ADDUCTION

La zone d'étude s'étale de la source qui est la station de pompage du Teleghma situé à une cote de 724.60m (D'après la subdivision de Teleghma) au réservoir 5000 m³ de cote 823.31m

Le schéma d'adduction est représenté sur la Figure VI.1

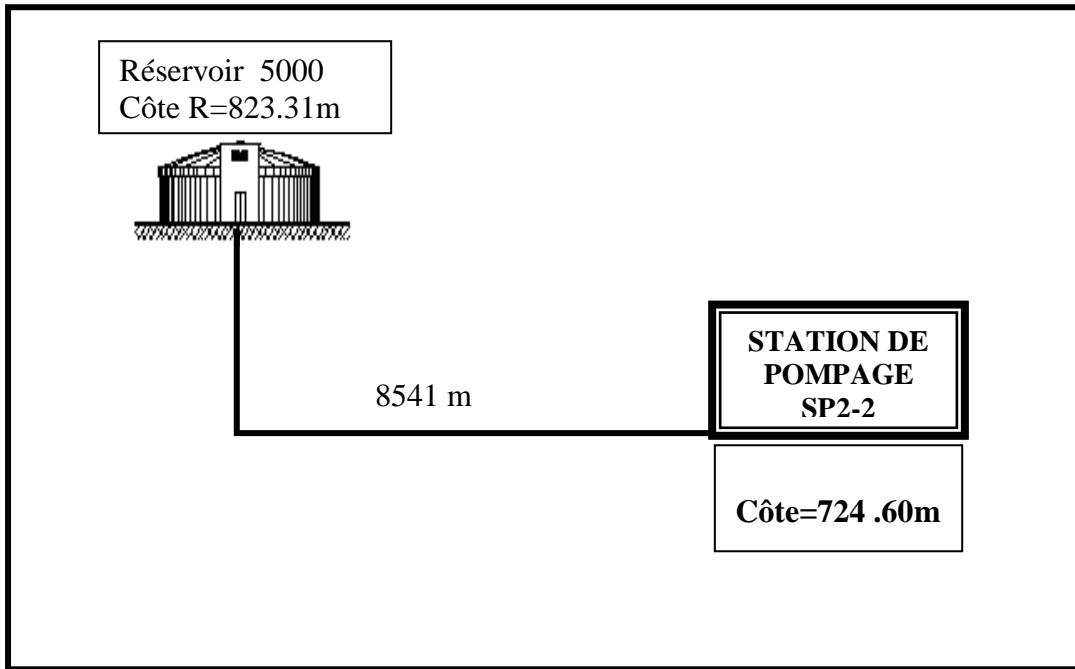


Figure VI.1 : Adduction de la ville Teleghma partie refoulement

Pour l'adduction gravitaire est le schéma est présenter dans la figure VI.2

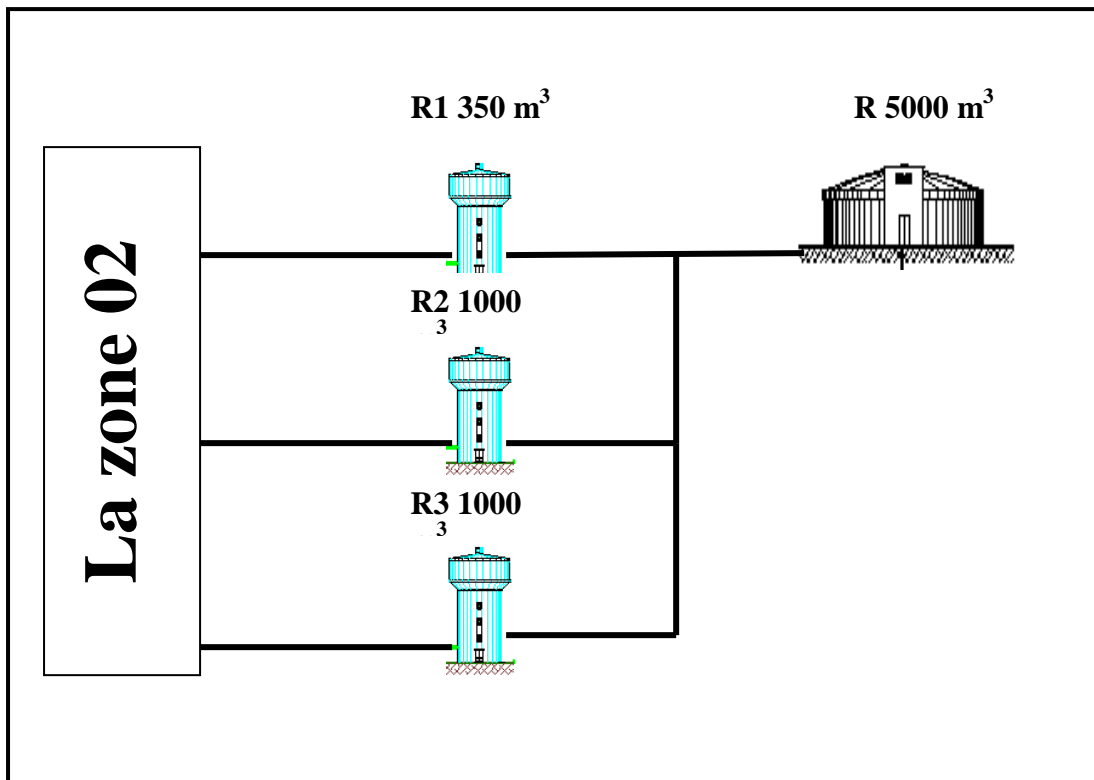


Figure VI.2 : Adduction de la ville Teleghma partie gravitaire

VI.8 DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION [2]

VI.8.1 Partie refoulement

A. Diamètre économique :

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 ($0.5 < V < 1.5$); ce diamètre est déterminé approximativement par les formules suivantes :

Formule de BRESSE :

$$D_{éc} = 1.5 \sqrt{Q} \quad D \text{ en (mm) et } Q \text{ en (m}^3/\text{s)} \quad (\text{VI.1})$$

Formule de BONNIN :

$$D_{éc} = \sqrt{Q} \quad (\text{VI.2})$$

Formule de MUNIER :

$$D_{éc} = (1+0.02n) \sqrt{Q} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

n : nombre des heures de pompage ;

Q : débit en m^3/s ;

D : diamètre de la canalisation.

Formule de VIBERT (conduites en fonte) :

$$D_{cc} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu)} \quad (\text{VI.4})$$

$$D_{cc} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de } 10^{\text{h}}/24^{\text{h}}) \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

e= prix du kWh d'énergie ;

f= prix de 1kg de fonte en DA.

Remarque :

Puisque la formules de BRESSE ne prennent que le débit et un coefficient économique 1,5 comme paramètre influant sur le diamètre, on ne peut pas le utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation en plus la formule de BRESSE n'est pas valable que pour les conduite de longueur inférieur à 1 Km.

Et les deux formules (MUNIER, VIBERT) ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que la station de pompage ou le groupe Électropompe fonctionne 24h/24h.

On utilise la formule de BONNIN pour trouvé un diamètre calculé.

$$D_{cal} = \sqrt{Q} \quad \text{Avec } D_{cal} \text{ en mm et } Q=Q_{maxj} \text{ donc } Q=630.61\text{m}^3/\text{h}$$

$$\text{Alors } D_{cal} = (630.61/3600)^{0.5} = 0.419\text{m}$$

La formule de BONNIN est donne $D_{cal} = 419\text{mm}$ c'est un diamètre calculer n'est pas normalisé. La question qui se pose : quel diamètre doit-on opter? Pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètre au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

B. Calcul de la hauteur manométrique :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg) et des pertes de charges totales (ΔH_T)

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \quad (VI.6)$$

Avec :

Hg : Hauteur géométrique (m)

ΔH_T : La somme des pertes de charge sur toute la longueur de refoulement

➤ **Hauteur géométrique (Hg) :**

$$H_g = (C_{T.P} - C_{ST.P}) \quad (VI.7)$$

Ou:

$C_{T.P}$: Cote trop plein (m) ;

$C_{ST.P}$: cote de station de pompage ;

$$H_g = (827.31 - 724.60) ; H_g = 102.71 \text{ m}$$

➤ **pertes de charges:**

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

$$\Delta H = \Delta H_L + \Delta H_s$$

❖ **Pertes de charge linéaires : ΔH_L**

Sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH suivante :

$$\Delta H_L = \frac{8\lambda L Q^2}{g\pi^2 D^5} \quad (VI.8)$$

Q : Débit en (m^3/s) ;

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$;

D : diamètre en (m) ;

L : La longueur de la conduite de refoulement ;

$$L = H_{\text{eau}} + L_{ST.P,R} \quad \text{Donc } L = 4 + 8541 = 8545 \text{ m}$$

λ : coefficient de frottement adimensionnel qui dépend de la nature du régime d'écoulement.

Pour cela nous déterminerons la valeur de (λ) en première approche par la formule de Nikuradsé :

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \text{Ln} \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2} \quad (VI.9)$$

❖ **Pertes de charge singulières : ΔH_S**

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ...etc. Sont estimées à 10% de pertes charges linéaires.

$$\Delta H_S = 10\% \Delta H_L = 0.10 \Delta H_L$$

Donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_S = 1.10 \Delta H_L$$

Le calcul des pertes de charge sont représentés sous forme de tableau :

Tableau VI.1 : Calcul des Pertes de charge

\varnothing (mm)	Q (m ³ /s)	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)
300	0.1752	8545	0.015526	0.01622	0.001622	152.47
400	0.1752	8545	0.014611	0.00362	0.000362	34.05
500	0.1752	8545	0.013956	0.00113	0.000113	10.66
600	0.1752	8545	0.013453	0.00044	0.000044	4.13
700	0.1752	8545	0.013049	0.00020	0.000020	1.85

Le calcul de la hauteur manométrique est représenté sous forme de tableau :

Tableau VI.2 : Calcul de la hauteur manométrique

\varnothing (mm)	Q (m ³ /s)	L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt(m)
300	0.1752	8545	152.47	102.71	255.18
400	0.1752	8545	34.05	102.71	136.76
500	0.1752	8545	10.66	102.71	113.37
600	0.1752	8545	4.13	102.71	106.84
700	0.1752	8545	1.85	102.71	104.56

C. Etude économique

➤ Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (VI.10)$$

Avec : E: énergie consommée par la pompe en (KwH)
e: prix unitaire d'un KwH imposé par la Sonelgaz.

Tableau VI.3 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure (H)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,615
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

- **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho * g * Q * Hmt}{\eta} \quad (VI.11)$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

Q: débit refoulé par la pompe en m^3/s)

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)

- **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 365 \text{ [KWH]} \quad (VI.12)$$

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas nous fixons $t = 15h$

P: puissance de la pompe en (KW)

Tableau VI.4: Frais d'exploitation

\emptyset (mm)	Q (m^3/s)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Frais d'exploitation (DA)
300	0.1752	255.18	548.23	2801444.7	6633821.16
400	0.1752	136.76	293.81	1501391.9	3555296.02
500	0.1752	113.37	243.56	1244578.6	2947162.18
600	0.1752	106.84	229.53	1172903.5	2777435.42
700	0.1752	104.56	224.64	1147918.4	2718270.72

➤ **Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ (DA)} \quad (VI.13)$$

Avec : P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{VI.14})$$

Avec : i: Taux d'annuité annuel, $i = 8\%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 25$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,094 = 9.4 \%$$

Les prix du mètre linéaire des conduites de la fonte sont donnés à l'annexe(2).

Tableau VI.5: Frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F _{amortissement} (DA)
300	4022	8545	34367990	3230591.06
400	6126	8545	52346670	4920586.98
500	8215	8545	70197175	6598534.45
600	10569	8545	90312105	8489337.87
700	12769	8545	109111105	10256443.87

➤ **Bilan global des frais :**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau VI.4 :

Tableau VI.6: Bilan global des frais

Ø (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Totaux (DA)
300	6633821.163	3230591.1	9864412.223
400	3555296.024	4920587	8475883.004
500	2947162.182	6598534.5	9545696.632
600	2777435.423	8489337.9	11266773.29
700	2718270.718	10256444	12974714.59

D'après le calcul précédent présenté dans le tableau VI.6, on peut constater que le diamètre économique est **400 mm** parce qu'il nous donne un frais total d'investissement plus économique.

Vérification

Il faut vérifier la condition suivante :

$$0,5 < V \leq 1.5 \text{ m/s}$$

$$\text{Comme } Q = V.S = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{Alors } V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q : 0.1752 en (m³/s) ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement d'eau dans la conduite (m/s) ;

D : 400 Diamètre de la conduite (mm).

AN : $V = (4 \times 0.1752) / (3.14 \times 0.4^2)$, $V = 1.39 \text{ m/s}$ donc la condition est vérifiée.

VI.8.2 Partie gravitaire en charge

Dans le dimensionnement d'une adduction gravitaire en charge nous avons quatre paramètres rentrent dans le calcul : Q, V, ΔH_d.

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{VI.15}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau VI.7

Tableau VI.7 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

L'hypothèse qui nous supposons c'est que la perte de charge total est égale à la charge disponible : $\Delta H_t = \Delta H_d$

On opte pour des conduite en PEHD et on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$

Pour commencer le dimensionnement il faut calculer les débits qui entrant chaque réservoir, pour cela on utilise la relation IV.2 :

$$V = T * (Kp * Q_{moyh} - Qa)$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau VI.8

Tableau VI.8 : Débit entrant chaque réservoir

Volume (m ³)		Q _{moyh} (m ³ /h)	Kp	T (heure)	Q _a (m ³ /h)
R1	350	87.42	1.9	4	78.60
R2	1000	233.16	1.56	4	113.72
R3	1000	202.28	2.07	4	168.11

- **Remarque** on suppose une pression de 4 bar (PEHD PN10) au niveau des points A et B de cette manière on obtient les côtes piézométriques suivant :

$$C_{pA} = C_{TA} + 4\text{bar} = 752.77 + 40 = 792.77\text{m}$$

$$C_{pB} = C_{TB} + 4\text{bar} = 749.72 + 40 = 789.72\text{m}$$

A partir ces données on peut calculer les différentes diamètres de différente tronçon et les résultats sont regroupés dans le tableau VI.9 :

Tableau VI.9 : diamètre avantageuse calculé

tronçon	Lg (m)	Le (m)	Q (m ³ /s)	ΔHd	Dav
R-A	4918	5409.8	0.1001	30.54	268.03
A-B	750	825	0.0783	3.05	264.20
A-R1	108	118.8	0.0218	20.91	68.85
B-R2	116	127.6	0.0316	11.7	92.16
B-R3	1261	1387.1	0.0467	3.1	236.42

Les diamètres qui nous obtiennent sont des diamètres calculés, il faut le normaliser, le résultat et dan le tableau VI.10 :

Tableau VI.10 : diamètre normalisé

Tronçon	R-A	A-B	A-R1	B-R2	B-R3
Ø (mm)	315	315	125	160	250
V (m/s)	1.29	1	1.79	1.57	0.95

Les vitesses obtenue par ces diamètres sont des vitesses vérifier la condition que dans une adduction gravitaire en charge, il faut que les vitesses d'écoulement est inférieur à 2 m/s

VI.9 CHOIX DE POMPE

VI.9.1 Définition

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide.

VI.9.2. Choix du nombre et de type de pompes

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que : $N = n_p + n_{ps}$

Avec :

N : nombre de pompes installées

n_{ps} : nombre de pompe de secours.

n_p : nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

a) Les critères de choix du nombre des pompes :

- Le nombre des pompes doit être minimale ;
- Le meilleur rendement ;
- (NPSH_r) minimum ;
- Puissance absorbé minimale

b) Critère de choix du type de pompe

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.
- Le débit et la hauteur manométrique totale doivent être assures.

On utilise le logiciel 'CAPRARI' pour choisir les pompes

- Les données nécessaires pour utilisation de ce logiciel :

$$Q = 630.61 \text{ m}^3/\text{h} ; H_{mt} = 136.76 \text{ m.}$$

Tableau VI.11: Caractéristiques des pompes de la station de pompage en fonction de leur nombre

Nombre de pompe	Q _{cal} (m ³ /h)	Hmt (m)	Pompe choisie	n (tr/mn)	η(%)	P(KW)	(NPSH) _r (m)
1	631.61	136.76	/	/	/	/	/
2	315.31	136.76	PM 125/2C	2900	73.5	327	9.88
3	210.20	136.76	PM 125/2D	1450	77.5	369	2.35
4	157.65	136.76	PM 125/6A	1450	75.6	322	2.21

➤ Résultats du choix de pompes

Vu les paramètres hydrauliques avantageux qu'elle présente nous optons pour quatre nombres de pompes. Il faut équiper la station par six groupes électropompes à axe horizontal en parallèle (quatre fonctionnent et deux pompes de secours).

Les groupes électropompes sont de séries **PM 125/6A** (pompes à porte à faux) sachant que chaque groupe refoule un débit de **157.65 m³/h**.

➤ Description de la pompe

PM 150/ 6A

Pompe

Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Données techniques / Caractéristiques

Q : 44.78 l/s

H : 138 m

n. poles : 4

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 90 kW

Tension : 400 V

Diamètre refoulement: DN 125 (UNI PN40)

Raccord d'aspiration : DN150 (UNI PN25)

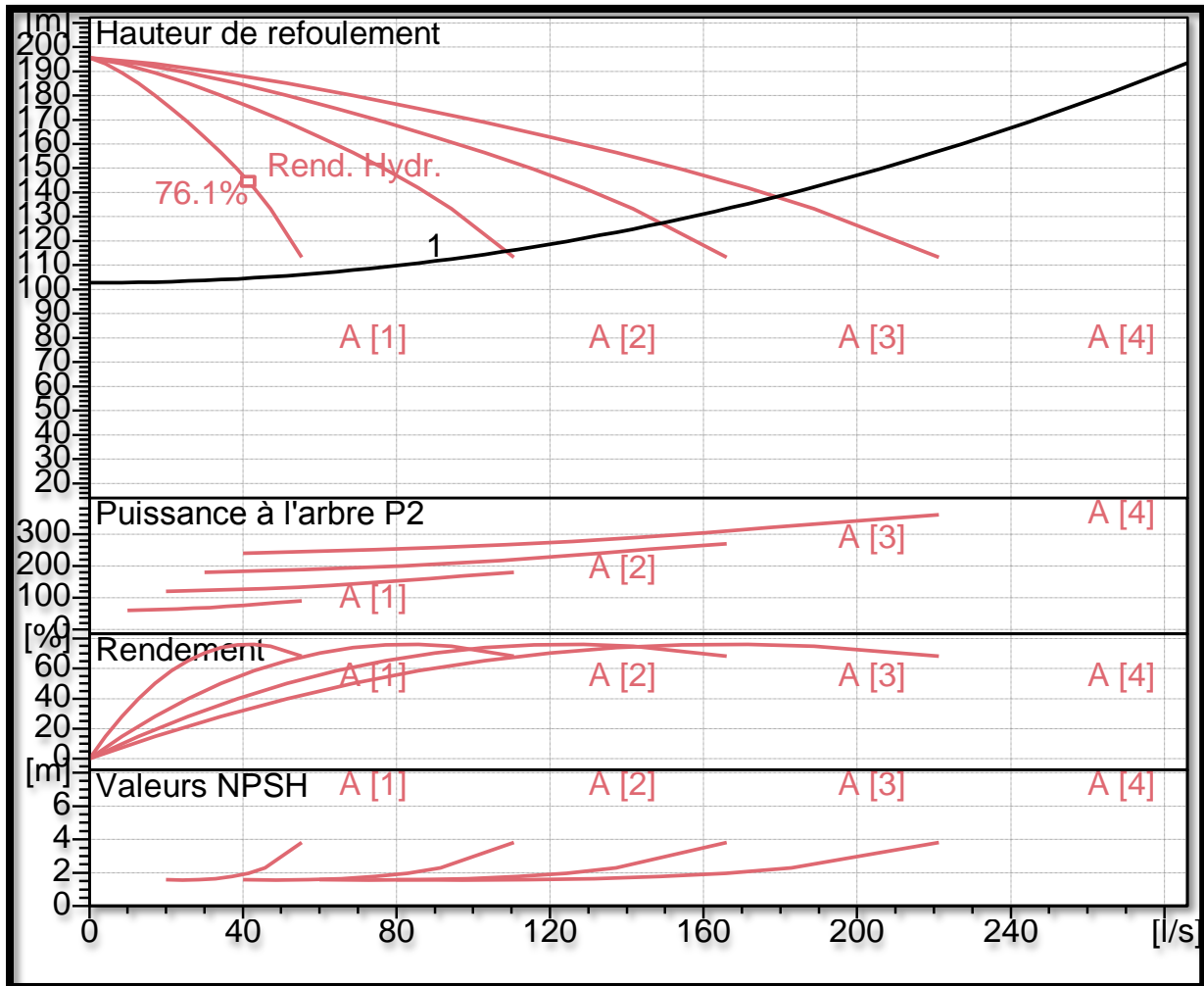


Figure VI.3 : courbe caractéristique de la pompe

➤ **Caractéristiques du moteur**

Fréquence	50HZ
Tension nominale	400V
Vitesse nominale	1450 tr/min
Nombre de pôle	4
Puissance nominale	90
Kw	
Courant nominal	-A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F

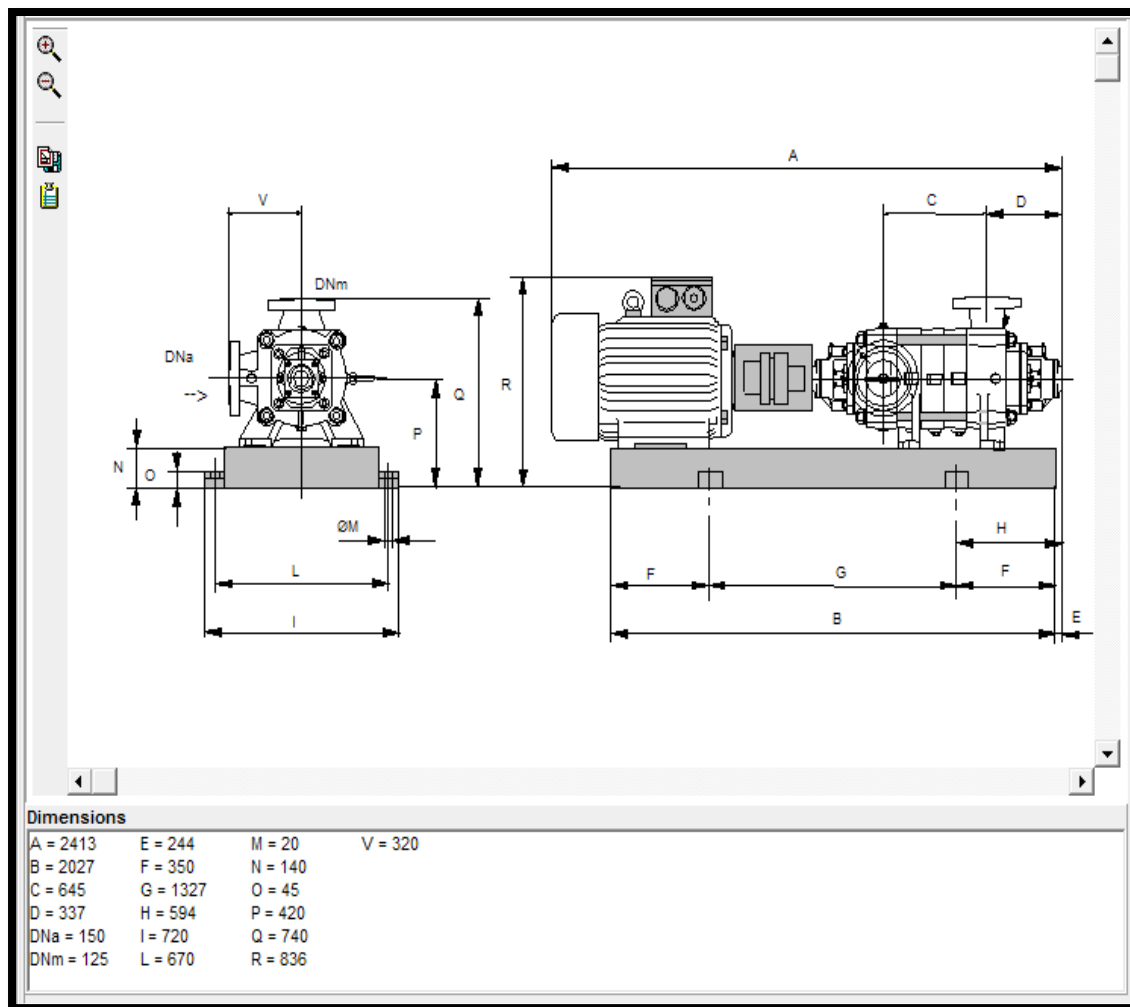


Figure VI.4 : schéma de groupe électropompe sur socle

VI.9.3 Vérification du risque de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide jute à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsque à une température constante, la pression absolue est inférieur ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

$$r = 0.5$$

Pour cela on doit déterminer la hauteur admissible d'aspiration.

Nous avons :

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

$$\sum h_p^{asp} = 1.15 * 0.048 = 0.055 \text{ m}$$

Et :

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4.0,045}{3,14.0,15^2} = 2.55 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{6.50}{2.9,81} = 0,33 \text{ m.}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,2 \quad \text{à } 20^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0.00139 * 724.60 - 0,2 - 0,055 - 0,33 - 2.21 = 6.50 \text{ m.}$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0.00139 * 724.6 - 0,2 - 0,055 - 0,33 - 6.50 = 2.25 \text{ m}$$

NPSH_d = 2.25 m

Donc : $(NPSH)_d = 2.25 \text{ m} > 2.21 = (NPSH)_r$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

VI.10 ACCESSOIRES

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations

Ces accessoires sont :

- Ventouses aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air ;
- Vidanges aux points bas ;
- Vannes de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite ;
- Les robinets vanne et les vannes papillon ;

VI.11 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude ; cette dernière est caractérisée par un tracé :

- Adduction par refoulement à partir du la station (SP2-2) de Teleghma vers le réservoir R (5000m³).
- On a déterminé le diamètre économique pour cette adduction $\varnothing = 400 \text{ mm}$
- À l'aide du logiciel « CAPRARI » qui donne la pompe adéquate à cette adduction.
- Adduction gravitaire en charge à partir du réservoir R vers les trois réservoirs de distribution (R1, R2, R3)

VII.1 INTRODUCTION

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de bélier doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisations de refoulement. Lorsque les dispositifs de protection n'ont pas été prévus, les canalisations en fonte ductile présente une réserve de sécurité souvent utile face aux surpressions accidentelles.

Dans le cadre de ce chapitre, Nous allons étudier d'une manière succincte ce phénomène, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air.

VII.2 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VII.2.1 Définition

Lorsque l'on modifie brutalement la vitesse d'un fluide en écoulement dans une canalisation, il se produit un violent changement de pression. Ce phénomène transitoire, appelé coup de bélier, apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil appartenant au réseau (pompes, vannes...). Des ondes de surpression et de dépression se propagent le long de la canalisation à une vitesse « C » appelée célérité de l'onde.

Les coups de bélier peuvent prendre naissance aussi bien dans les conduites gravitaires que dans les refoulements.

VII.2.2 Les causes du coup de bélier

La perturbation du régime d'écoulement dans un système hydraulique en charge survient lorsqu'il y a modification des conditions aux limites. Il y a différentes conditions aux limites qui peuvent induire le phénomène transitoire, celles qui requièrent le plus souvent une analyse sont :

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- Démarrage ou arrêt de pompes.
- Action des pompes à fonctionnement cyclique.
- Action d'une pompe à vitesse variable.
- Disjonction des pompes à la suite d'une coupure d'électricité.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Mise en service (remplissage) ou vidange d'un système d'A.E.P. (réseau de distribution ou ligne adduction)
- Présence de poches d'air dans une conduite.
- Déséquilibre du régulateur de vitesse des turbines.
- Changement de la demande de puissance des turbines.
- Vibration des roues des pompes.
- Vibration des accessoires déformable tels que les vannes.

VII.2.3 Amplitude des coups de bélier

L'amplitude maximale des coups de bélier, H , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$\Delta h = c \times \Delta V_0 / g \quad (\text{VII.1})$$

Avec c : célérité des ondes, ΔV_0 : variation de vitesse et Δh : surpression en mce.

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

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible, moins important est le coup de bélier.

VII.2.4 Les conséquences du coup de bélier

Lorsque il se produit pour une raison ou pour une autre une variation temporelle et spatiale des caractéristiques hydrauliques, par accélération ou par décélération, d'un écoulement en régime permanent de liquide dans une conduite forcée, cela induirait un transfert d'énergie entre l'énergie cinétique et celle de pression (potentielle) pour chercher à atteindre un nouveau équilibre, en tenant compte des pertes d'énergies et sans enfreindre le principe de conservation de l'énergie, il se produit alors des actions néfastes qui peuvent causer des dégâts conséquents sur le système hydraulique, ces actions se résument en :

a) La surpression :

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

b) La dépression :

Le coup de bélier provoqué à la suite de l'arrêt d'une pompe ou de la fermeture rapide d'une vanne, crée une onde de dépression qui se propage le long de la conduite en donnant des pressions nettement inférieures à la pression de la conduite, et si ces pressions venaient à prendre des valeurs inférieures à la pression atmosphérique ($< 1 \text{ bar}$, le vide) en certaines sections (particulièrement les points hauts), il y aurait cavitation aux endroits correspondants. Ces poches d'air ainsi formées ne constituent pas un grave danger en elles mêmes pour les conduites. Généralement les tuyaux utilisés résistent bien au vide sauf cas exceptionnel, il y

aurait alors un aplatissement de la conduite voire la rupture. Le vide créé posera problème en agissant sur l'étanchéité de la conduite, et ce en aspirant les joints et en détériorant le revêtement intérieur de cette dernière. Dans ce cas il y aurait risque d'entrée d'eau parasitaire qu'elle soit polluée ou non.

c) Fatigue de la canalisation

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

VII.2.5 Analyse physique du phénomène

Nous plaçant dans le cas d'une conduite de refoulement dont le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction.

Supposons la colonne liquide constituée de tranches infiniment rapprochées survient l'arrêt brusque et instantané. Quatre phases peuvent alors être envisagées.

1^{ère} phase

La colonne liquide va poursuivre son chemin ascendant, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter, derrière elle, une dépression ; l'eau se déprime. Chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité (a).

Si la distance entre la pompe et le réservoir est L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est L/a , au bout de ce temps, la conduite est en dépression sur toute la longueur et l'eau est alors immobile.

2^{ème} phase

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif, l'eau revient alors dans la conduite au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire à $2L/a$ depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe, qui entre temps s'est fermé.

3^{ème} phase

La tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimé, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches suivantes vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite. Au bout d'un nouveau temps $3L/a$, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée, immobile.

4^{ème} phase

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci reprend son diamètre initial, les tranches d'eau reprenant leurs dimensions premières. Au bout d'un nouveau temps $4L/a$ et nous retrouverons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné, amorti, par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Ce phénomène, pour le cas d'une conduite de refoulement, est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.

VII.2.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un sur presseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un sur presseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Une protection combinée avec plusieurs dispositifs peut permettre une optimisation des équipements.

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

a) Volant d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

La deuxième famille de solutions se compose principalement de dispositifs tels que les cheminées d'équilibre et les réservoirs à air.

b) Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

Remarque

Parmi tous ces anti béliers, nous avons remarqué que le réservoir d'air anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

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

La conduite de refoulement sera protégée par réservoir d'air anti bélier.

VII.2.7 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 dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VII.2.8 Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de Vibert**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de Bergeron**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

a) Dimensionnement de réservoir d'air

Nous calculerons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par **P_r SALAH.B** pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} \left[\frac{m}{s} \right] \quad (VII.2)$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1 \times 10^{11}$ pour la fonte

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal

v_m : coefficient de poisson du matériau. $v_m = 0,3$ (fonte)

v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $v_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m=0,0237m$ pour la fonte ductile (DN400)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

$$H_g + \frac{C \times V_0}{g} \text{ [m]}$$

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

g : l'accélération de la pesanteur (m/s²).

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue:

$$Z_0 : H_g + 10 \text{ [m]}$$

La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = H_g + \frac{C \times V_0}{g} + 10 \text{ [m]}$$

VII.3

On a:

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$$

} \Rightarrow Abaque de VIBERT $\Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}$ voir (Annexe 5)

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc :

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

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

Application :

➤ **Les données de base :**

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP2-2	Fonte ductile	400	0.126	1.39	8545	102.71

➤ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'c' sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VII.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement

Station de pompage	K (Pa)	P (kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
SP2-2	$2,07 \times 10^9$	1000	0,5	0,3	0,33	2×10^8	1×10^{11}	0.0135	620

➤ *Calcul de la capacité de réservoir d'air :*

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VII.3: Calcul de volume de réservoir d'air

Station de pompage	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (litres)	U_{max} (litres)
SP1	102.71	200.3	1.39	9,81	0.098	9.6×10^{-4}	6×10^{-3}	0.6	6460.74	10766.67

b) Détails du réservoir d'air [3]

L'encombrement du réservoir d'air auquel nous avons opté est donné dans la figure suivante.

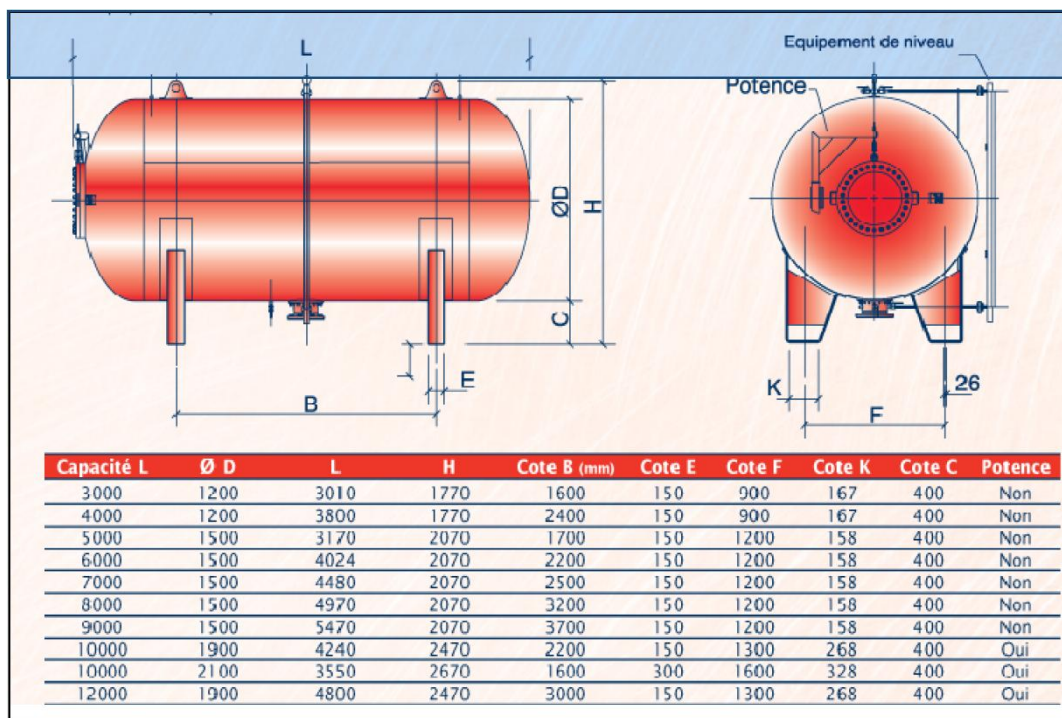


Figure VII.1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

c) Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (VII.2), on prend le volume normalisé de réservoir d'air de 12000 L dont les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau VII.4 suivant :

Tableau VII.4: Les dimensions du réservoir d'air

$V_{normalisé}$ (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400

d) Installation du réservoir d'air

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

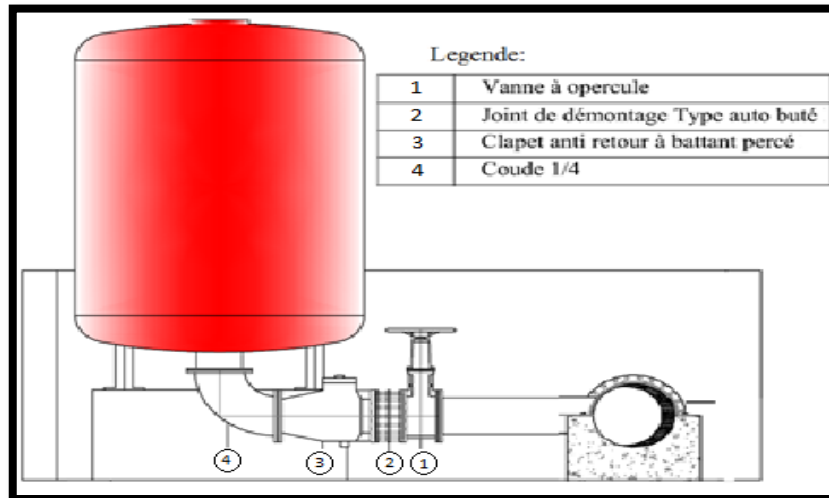


Figure VII.2: Schéma d'installation du réservoir d'air

Pour assurer la protection de la station de pompage contre le coup de bélier nous allons installer le réservoir d'air selon le catalogue hydrofort CHARLATTE [3] à savoir :

SP2-2 : réservoir d'air de capacité 12000 litres,

Les deux réservoirs d'air sont placés l'un à côté de l'autre au pré de la station de pompage.

VII.3 CONCLUSION

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression dans une conduite :

-dimensionner le réservoir d'air par la méthode de Vibert dans une conduite de refoulement.

Nous avons choisi la méthode de Vibert pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.
- Valable pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.

VIII.1 INTRODUCTION

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

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

- Importation 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 DES TRACES DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN**VIII.2.1 Matérialisation de l'axe**

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

VIII.2.2 Le nivellement

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

VIII.3 EXCAVATION DES TRANCHEES

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs ;
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation) ;
- Protéger la canalisation contre le gel.

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) ;
- Le largueur de la tranchée (b) ;
- Distance de la cavalière.

VIII.3.1 Choix du coefficient du talus:

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus

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

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

VIII.3.2 Calcul de la largeur de tranchée

Le largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse $a=30\text{cm}$ d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a.$$

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

a : distance entre la conduite et le fruit de talus (30 cm).

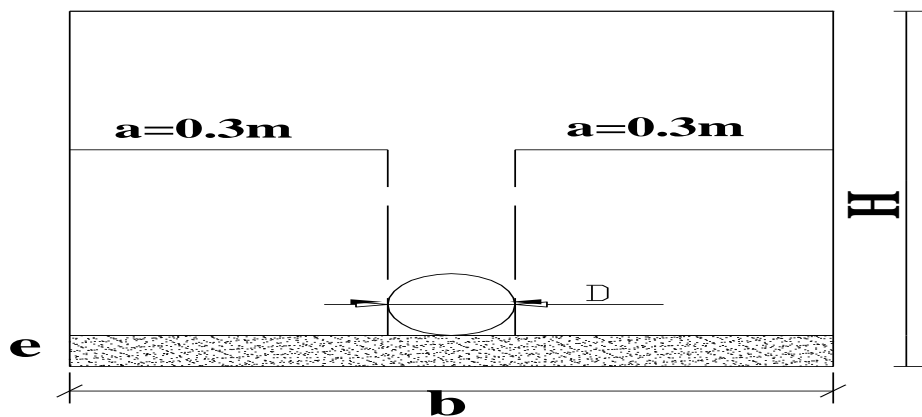


Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée

VIII.3.3 Calcul de la profondeur de tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

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

Profondeur de la tranchée « H »

Largeur de la tranchée « b »

$$H = e + D + h \quad (\text{m}) \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m) ;

- e : hauteur de lit de pose (m) ;
 D: diamètre de la conduite (m) ;
 h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

VIII.4 CALCUL DU VOLUME DE TERRASSEMENT

VIII.4.1 Décapage de la couche de terre végétale ou goudron

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décapier est :

$$V_{cv} = B.h.L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec :

- B : largeur de la couche végétale (m) ;
 h : hauteur de la couche (h=0.1m) ;
 L : longueur totale des tranchées (m).

Tableau VIII.2 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur d'une tranchée b (m)	Volume de la couche végétale (m ³)
20	158.24	0.62	9.81
25	690.81	0.63	43.18
32	1196.05	0.63	75.59
40	3422.29	0.64	219.03
50	2472.36	0.65	160.70
63	4096.47	0.66	271.60
75	3176.33	0.68	214.40
90	3148.75	0.69	217.26
110	2585.47	0.71	183.57
125	2966.96	0.73	215.10
160	2574.21	0.76	195.64
200	3751.35	0.80	300.11
250	1304.74	0.85	110.90
315	8547.77	0.92	782.12
400	8545	1.00	854.50
Total			3853.51

Donc le volume total de la couche végétale ou le goudron est : $V_{cv} = 3853.51 \text{ m}^3$

VIII.4.2 Calcul du volume de déblai

$$V_d = L .b. H \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec :

- V_d : Volume de déblais de la tranchée en (m³) ;
 L : Longueur de la tranchée en (m) ;

H : profondeur de la tranchée (m).

Tableau VIII.3 : calcul du volume de déblai pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur d'une tranchée b (m)	Profondeur de la tranchée (m)	Volume de déblai (m ³)
20	158.24	0.62	1.02	100.07
25	690.81	0.63	1.03	442.55
32	1196.05	0.63	1.03	780.09
40	3422.29	0.64	1.04	2277.88
50	2472.36	0.65	1.05	1687.39
63	4096.47	0.66	1.06	2887.07
75	3176.33	0.68	1.08	2304.82
90	3148.75	0.69	1.09	2368.17
110	2585.47	0.71	1.11	2037.61
125	2966.96	0.73	1.13	2419.93
160	2574.21	0.76	1.16	2269.42
200	3751.35	0.80	1.20	3601.30
250	1304.74	0.85	1.25	1386.29
315	8547.77	0.92	1.32	10284.89
400	8545	1.00	1.40	11963.00
Total				46810.47

Donc le volume total du déblai est : $V_d = 46810.47\text{m}^3$

VIII.5 CHOIX DE L'EXCAVATEUR ET LE PROCEDE 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.

VIII.5.1 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.5.2 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 pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle-ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Rayant de déchargement $R_{dech} \geq A$.
- Hauteur de chargement $H_{ch} \geq H_{tr} \times \max$.
- Hauteur de déchargement $H_{dech} \geq H_c$.
- Largeur du godet $b_g \leq b_{min}$.

Pour notre cas l'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant. :

Tableau VIII.4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m3)	≤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 de déblai est supérieur à 20000 m³ on choisit une pelle de capacité du gobet 1.15 m³.

VIII.5.3 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \tag{VIII.4}$$

Avec :

- q : capacité du gobet 1.15 m³ ;
- K_r : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8-0,9 on prend Kr = 0,85 ;
- 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 dépend de la nature de sol.

Tableau VIII.5 : Coefficient de foisonnement

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

Puisque notre sol est limon argileux on prend K_f = 1,25

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T_c= (15-30) s, on prend T_c = 20 s

$$R_p = \frac{3600 \times 1.15 \times 0,85 \times 0,8}{20 \times 1,25} = 112.608 \text{ m}^3\text{/h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 901 m³/j.

VIII.5.4 La durée d'excavation

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

$$T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{VIII.5})$$

V : volume du sol excavé (volume de déblai) (m³)

$$T = \frac{46810.47}{901} = 52 \text{ jour}$$



Figure VIII.2 : Pelle équipée en rétro

VIII.6 AMENAGEMENT DU LIT DE POSE DES CONDUITES

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

- Éliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée ;
- Niveler soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues ;
- Établir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose avec la terre meuble du sable, ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 10 cm).

VIII.7 POSE DE CANALISATION

VIII.7.1 Principe de pose des canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

VIII.7.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement, soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

VIII.7.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

b) Cas d'un terrain mouillé

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

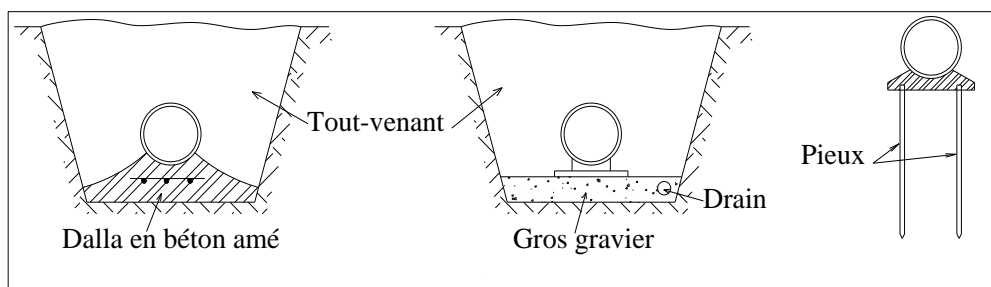


Figure VIII.3 : Pose de conduite dans mauvais terrain

VIII.7.4 Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

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

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

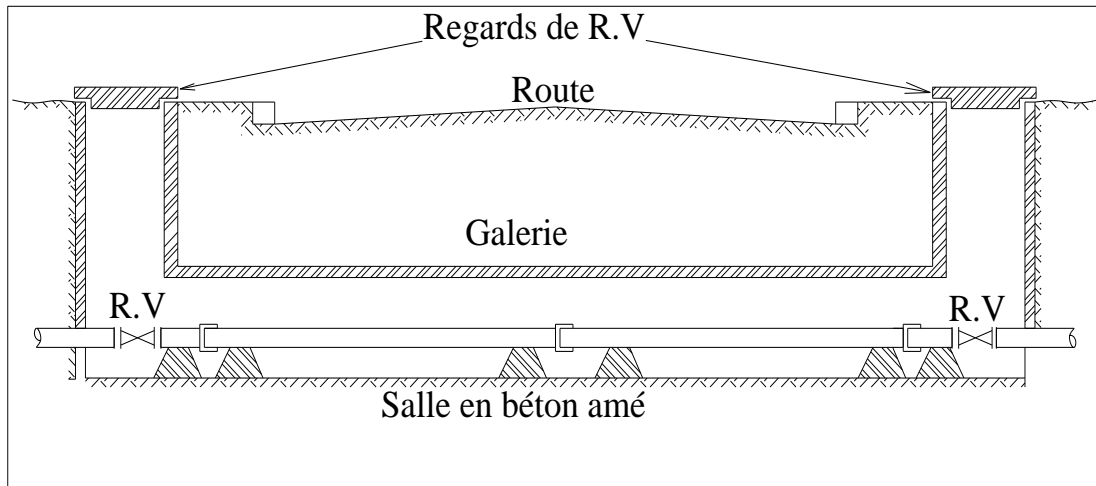


Figure VIII.4 : Pose de canalisation en galerie

VIII.7.5 Traversées des routes

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquents des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route. Il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau.

Emboîtement des joints (réseau de distribution) ou à la rupture de soudures (adductions). On prévoit donc la construction des butées en béton qui s'opposeront à ces efforts.

VIII.7.6 Traversée d'une rivière ou oued

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans la cas ou le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout- venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

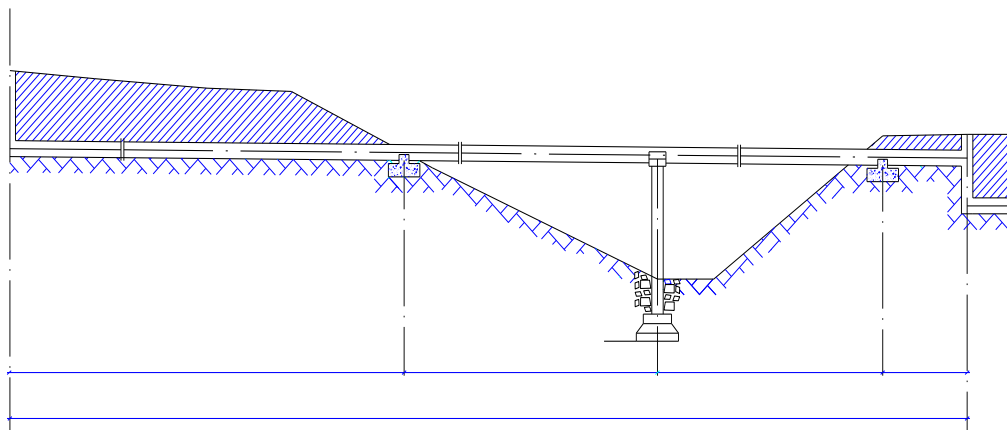


Figure VIII.5 : la traversé d'une rivière ou oued

VIII.8 ESSAI SUR LA CANALISATION EN PLACE

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve.

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%).

La durée d'essai est d'au moins 30min.

La variation de pression devra être supérieure à 0,2 bars.

VIII.9 L'EPREUVE DES JOINTS ET CANALISATIONS PRINCIPALES

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VIII.10 CALCUL DU VOLUME DE LIT DE SABLE

Le fond de la tranchée est normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12%de particules de diamètres inférieures à 0,1mm, c'est-à-dire bien gradué.

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L.b .e \quad \text{(VIII.6)}$$

Avec :

V_s : volume du sable en (m³) ;

e : épaisseur du sable, $e = 10$ cm.

Tableau VIII.6 : calcul du volume de sable pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur d'une tranchée b (m)	Volume de sable (m ³)
20	158.24	0.62	9.81
25	690.81	0.63	43.18
32	1196.05	0.63	75.59
40	3422.29	0.64	219.03
50	2472.36	0.65	160.70
63	4096.47	0.66	271.60
75	3176.33	0.68	214.40
90	3148.75	0.69	217.26
110	2585.47	0.71	183.57
125	2966.96	0.73	215.10
160	2574.21	0.76	195.64
200	3751.35	0.80	300.11
250	1304.74	0.85	110.90
315	8547.77	0.92	782.12
400	8545	1.00	854.50
Total			3853.51

Donc le volume total du lit de sable est : $V_s = 3853.51 \text{ m}^3$

VIII.11 REMBLAIEMENT DES TRANCHEES

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au-dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

Le volume total du remblai donné par la relation suivante :

$$V_r = V_d - [V_{\text{cdt}} + V_s] \quad (\text{VIII.7})$$

Avec :

V_r : Volume du remblai en (m³) ;

V_d : Volume du déblai en (m³) ;

V_{cdt} : Volume occupée par la conduite (m^3) ;

V_s : Volume du lit de sable (m^3).

Tableau VIII.7 : calcul du volume de remblai

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m^3)	Volume de la conduite (m^3)	Volume de sable (m^3)	Volume de remblai (m^3)
20	100.07	0.05	9.81	90.21
25	442.55	0.34	43.18	399.04
32	780.09	0.96	75.59	703.54
40	2277.88	4.30	219.03	2054.55
50	1687.39	4.85	160.70	1521.83
63	2887.07	12.76	271.60	2602.71
75	2304.82	14.03	214.40	2076.40
90	2368.17	20.02	217.26	2130.89
110	2037.61	24.56	183.57	1829.48
125	2419.93	36.39	215.10	2168.43
160	2269.42	51.73	195.64	2022.05
200	3601.30	117.79	300.11	3183.40
250	1386.29	64.01	110.90	1211.37
315	10284.89	665.80	782.12	8836.97
400	11963.00	1073.25	854.50	10035.25
			Total	40866.11

Donc le volume total du remblai est : $V_r = 40866.11 \text{ m}^3$

VIII.12 VOLUME EXCEDENTAIRE

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r \quad (\text{VIII.8})$$

Avec :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3)

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3), avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,25$

Tableau VIII.8 : calcul du volume excédentaire

Diamètre (mm)	Volume foisonné (m ³)	Volume de remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
20	125.09	90.21	34.88
25	553.19	399.04	154.15
32	975.12	703.54	271.57
40	2847.35	2054.55	792.79
50	2109.23	1521.83	587.40
63	3608.83	2602.71	1006.13
75	2881.03	2076.40	804.63
90	2960.22	2130.89	829.33
110	2547.01	1829.48	717.53
125	3024.91	2168.43	856.48
160	2836.78	2022.05	814.73
200	4501.62	3183.40	1318.22
250	1732.86	1211.37	521.49
315	12856.11	8836.97	4019.14
400	14953.75	10035.25	4918.50
		Total	17646.98

Donc le volume excédentaire total est : $V_{exc} = 17646.98m^3$

VIII.13 DEVIS DES TRAVAUX

Le tableau VIII.9 récapitule le devis de différents travaux

Tableau VIII.9 : Devis des différents travaux de pose de conduite.

Désignation de travaux	unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Les déblais	m ³	300	46810.47	14043141.59
Le lit de sable	m ³	150	3853.51	578027.0394
Les conduites	ml	annexe	48636.8	122234101.97
Les remblais	m ³	300	40866.11	12259832.69
Total				149115103.3

Remarque

Le coût total du projet est de **149115103.3DA =1449305,33 EURO.**

VIII.14 CONCLUSION

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs Critères, à savoir :

- Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.
- Compétence du staff technique dirigeant.
- Permanence et suivi des travaux à réaliser.
- Respect des normes techniques ...etc.
- Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés.
- Matériel de réalisation adéquat.

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine.

IX.1 INTRODUCTION

La gestion est définie comme étant une politique, permettant de gérer un bien dans un état spécifié, ou en mesure d'assurer un service déterminé. Donc gérer, c'est veiller aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel, d'assurer la continuité de la production et entretenir les ouvrages et les équipements; bien gérer c'est assurer une opération au coût global minimum.

IX.2 BUT DE LA GESTION

La gestion du réseau d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- la pérennité des ouvrages par des options de conservation ;
- l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions nettoyages, de dépannage et de maintenance ;
- l'exploitation par le régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

IX.3 METHODES ET TECHNIQUES DE DETECTION DES FUITES DANS LES RESEAUX D'EAU POTABLE

Cela suppose d'avoir localisé précisément la fuite et la position de la conduite, d'où l'importance d'avoir des plans à jour.

Les exploitants consacrent beaucoup de temps à cette activité car les réseaux présentent un nombre important de fuites. Il s'agit d'opérations délicates car réalisées dans des conditions difficiles (terrains gorgés d'eau, proximité des réseaux électriques, de gaz ...) et, par voie de conséquence, assez fréquemment à l'origine de dégradations de la qualité de l'eau.

Ces opérations doivent être menées avec la plus grande rigueur et le plus grand soin

- Les phases de coupure d'eau peuvent provoquer des pollutions par le phénomène de retour d'eau,
- Les opérations sont réalisées selon des procédures bien établis et accompagnées à chaque fois d'une désinfection.

➤ **Les fuites :**

Il s'agit des pertes physiques qui proviennent d'une mauvaise étanchéité des canalisations et des accessoires. Il ya deux types de fuites, fuites visuelles et non visuelles.

Parmi les principales causes de fuites, on retiendra :

- Les conditions de pose : choix des matériaux, technique de raccordement ...etc.
- La nature du terrain : remblai, acidité et stabilités des sols,
- La qualité de l'eau : agressivité naturelle
- Les conditions hydrauliques : pression excessive, variation de pression, coup de bélier, air dans les conduites
- L'âge des conduites
- L'environnement du réseau : circulation automobile, chantiers....etc.

- La densité des accessoires de robinetterie, de fontainerie et de branchements,
- Les variations de température : gel, dégel

Dans le cadre de recherche des fuites il faut faire une enquête préliminaire sur lieu pour localiser le site concernant le périmètre de la fuite et dans ce cas on fait une enquête en commence d'abord par :

- la visualisation de situation
- chercher les avaloires
- chercher dans les chambres PTT
- chercher dans le réseau d'AEP

On utilise le géophone qui nous aider dans notre recherche et on préfère dans la nuit c'est mieux.

Le géophone :

C'est une appaillage basé sur l'écoute de bruit qui est composé de l'écouteur, l'amplificateur et la tige (3 pièce), et il ya d'autre matérielle :

- l'aligneur : pour détecter la ligne de la conduite
- détecteur des métaux
- Hydrosol (on l'utilise dans les maisons par exemple)
- Nouveau aligneur (7000) qui détecter les lignes (AEP, GAZ, ELECTRICITE)

IX.4 IMPORTANCE DE L'ENTRETIEN ET DE LA MAINTENANCE

Pour la qualité du service et son coût pour l'usager, le poids d'un entretien est d'une maintenance efficace et considérable. Le coût de cette partie, face aux charges d'amortissement et de financement, peut varier de 25% à plus de 50% selon la durabilité des ouvrages, la nature des matériaux, et les conditions du financement.

L'expérience du gérant permet de limiter les coûts, tout en maintenant l'efficacité et la sécurité à la desserte.

IX.4.1 Maintenance

La maintenance est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évoluer l'état réel des dispositifs techniques, d'un système d'alimentation en eau potable: en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

IX.4.2 Maintenance Préventive

La maintenance préventive est une programmation pour les opérations qui sont susceptibles de se produire au fil du temps.

IX.4.3 Maintenances curatives

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation, à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Pour gérer et exploiter correctement un champ de captage d'eau souterrain, ou superficielle, on doit impérativement considérer que se soit, le captage d'un forage ou d'un piquage, et la distribution sera indispensablement lié.

On ne saurait en aucun cas gérer l'un d'eux sans l'autre. Il faut que le point de piquage soit équipé techniquement de :

- Un compteur d'eau ;
- Un voltmètre ;
- Un manomètre ;
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage ;
- un robinet vanne à fermeture lente ;
- une conduite de By-pass ;
- une prise d'échantillon pour l'analyse.

IX.4.4 Entretien courant

Cela concerne les opérations qui interfèrent les plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle et de détection des anomalies (bruits, fuites ...etc).

IX.4.5 Entretien préventif systématique

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure où

- Son coût est inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement ;
- sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale ;

IX.4.6 Entretien préventif exceptionnel

C'est un préventif qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une vanne, à la suite d'une détection des fuites significatives par exemple).

IX.5 GESTION TECHNIQUE ET SUIVI GENERALE DES INSTALLATIONS

La gestion d'une telle installation, d'un système d'alimentation en eau potable nécessite, un suivi général des installations, de contrôle et d'inspection.

Les opérations de contrôle et inspections pour les ouvrages et les accessoires sont :

➤ **Contrôle hebdomadaire**

- purges ;
- fonctionnement des accessoires ;
- étanchéités des conduites, vannes, robinetterie ;
- essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires.

➤ **Contrôle mensuel**

- Fonctionnement et indication de l'installation de telle commande et télétransmission ;
- Essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires, fonctionnement des organes de robinetterie.

IX.5.1 Vieillessement et traitement des installations

Le vieillissement est donc un phénomène incurable qui s'accompagne de plusieurs effets ; parmi les quels :

Le phénomène de corrosion qui est attribué à cause de :

- présence de l'eau corrosive à l'intérieur ou à l'extérieur des conduites ;

- existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles ;
- Effets galvaniques entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Généralement, il existe deux types de corrosion (électrique et bactérienne), et pour la lutte contre ce phénomène on procède comme suit :

IX.5.2 Protection active

Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de, stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité de sols et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).

IX.5.3 Protection passive

Couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

IX.5.4 Protection anticorrosive

Deux possibilités fondamentales existant pour la protection contre la corrosion intérieure dans les conduites métalliques :

Donc le besoin d'une protection contre la corrosion externe, dépend de l'agressivité du sol.

Et le traitement des eaux devant être transporté, par les conduites, pour qu'elle ne soit pas corrosive et, qu'une couche de protection contre la rouille se forme sur les parois des conduites pour empêcher la corrosion ultérieure

IX.6 GESTION DES OUVRAGES DE STOCKAGES

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte, le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers.

Les équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir et leur Fonction sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 : Equipements des réseaux de distribution

Fonctions	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Clapet ▪ Vidange ▪ Vanne déverse ▪ Equipement de trop plein ▪ Siphon pour réserve incendie ▪ Canalisation de liaison ▪ Compteur ▪ Clapet à rentrée d'air ▪ Purgeur d'air
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Débit ▪ Télécommande

Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Poste de livraison électrique ▪ Niveau ▪ Equipement de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Equipements spéciaux pour nettoyage ▪ Pompe ▪ Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Eclairage ▪ Joint de montage ▪ Appareils de manutention

Généralement, les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage sont:

- Contrôle hebdomadaire
- Contrôle semestriel

IX.6.1 Nettoyage des ouvrages de stockage

La désinfection des réservoirs comporte les diverses phases 'tel que :

- Décapage de dépôts ;
- Rinçage des parois, et de radier avec un jet sous pression; donc une bonne gestion des ouvrages nécessite l'application de tous les critères cités au paravent.

IX.6.2 Gestion et exploitation des réservoirs

Il faut assurer une bonne gestion de réseau d'adduction et du réseau de distribution. Donc il faut respecter les normes de condition de pose des conduites, d'équiper le réseau de différents organes et accessoires.

IX.7 CONTROLE DE QUALITE DE L'EAU

La composition de l'eau est étudiée par le laboratoire qui en effectue l'analyse à la suite de prélèvement qu'il faut pendant les :

➤ Contrôle mensuel

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

➤ Contrôle semestriel

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

IX.8 SURVEILLANCE ET L'ENTRETIEN COURANT DES ADDUCTIONS ET DES RESEAUX

IX.8.1 Conduites d'adduction

La surveillance des conduites d'adduction en milieu urbain, est associée au contrôle général du réseau de distribution, qu'effectue le responsable du secteur et le fontainier à l'occasion de leur passage, sur la trace des conduites de ce réseau.

Par contre au milieu rural ou isolé, il est nécessaire de réaliser une vérification périodique particulière, permettant de contrôler l'évolution de la végétation à l'aplomb de la conduite.

Le respect de l'utilisation de la bande de certitude, créée au moment de la pose, le bon fonctionnement des matériels de fontainerie installés sur l'ouvrage de transport.

IX.8.2 Surveillance et entretien du réseau de distribution

Le coût et l'organisation du réseau dépend du linéaire du réseau, et de sa consistance (diamètre et type de tuyaux), de l'encombrement des voies dans lesquelles ils sont placés, de sa vétusté et de son état.

Les coûts globaux d'entretien intègrent les divers éléments détaillés dans le tableau suivant

Tableau IX.2 : éléments du coût d'entretien

Détection	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Coût de surveillance (détection) ▪ Coût des campagnes de recherche de fuite ▪ Coût de fonctionnement des postes de protection cathodique
Entretien courant	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Coût d'entretien des branchements ▪ Coût d'entretien de la fontainerie ▪ Coût d'entretien des compteurs
Réparation	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Coût de réparation des fuites

IX.9 RENDEMENT DU RESEAU

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturés.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

IX.10 LA LUTE CONTRE LE VIEILLISSEMENT DES CONDUITES

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps celui-ci donnant soit un mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure), soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et plainte des abonnés).

IX.11 CONCLUSION

Pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution il faut que ce dernier soit bien conçu, en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires, en adaptant les matériaux appropriés qui faciliteront sa gestion et son entretien.

CONCLUSION GENERALE

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

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

Dans notre étude, et d'après l'évolution de la commune, on a déterminé les besoins pour l'horizon 2035; le tracé et les calculs du système d'AEP (source, stockage, distribution) étaient faits et le réseau fonctionne en bon état. Les canalisations sont en P.E.H.D (réseau) et en fonte (adduction), donc une étude de protection contre le coup de bélier était faite pour un bon fonctionnement d'adduction.

Nous avons aussi cité les différents travaux a réalisé (excavation, La mise en place des canalisations et Assemblage des tuyaux et Remblai etc....).

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

REFERANCE BIBIOGRAPIQUE

[1] **DUPONT, A. (1978)** Hydraulique urbaine (Tome II), édition Eyrolles Paris, 120 pages.

[2] **BONIN, J (1982)** Aide-mémoire d'hydraulique urbaine, édition Eyrolles Paris.

[3] **Catalogue** hydrofort CHARLATE.

[4] **Catalogue** Adduction d'eau, canalisation pour l'adduction en eau potable, tuyaux et raccords en fonte ductile.

Annexe 01

Les diamètres intérieurs pour les conduites en P.E.H.D (PN10)

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Diamètre Inter MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	16	PE80	10 Bars	31,48	36,83
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	21	PE80	10 Bars	39,80	46,57
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	27.2	PE80	10 Bars	61,83	72,34
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	34	PE80	10 Bars	96,79	113,24
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	42.6	PE80	10 Bars	147,86	173,00
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	53.6	PE80	10 Bars	233,89	273,65
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	63.8	PE80	10 Bars	330,68	386,90
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	79.2	PE100	10 Bars	387,50	453,38
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	96.8	PE100	10 Bars	577,28	675,42
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	110.2	PE100	10 Bars	735,44	860,46
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	141	PE100	10 Bars	1 204,65	1 409,44
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	176.2	PE100	10 Bars	1 829,83	2 140,90
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	220.4	PE100	10 Bars	2 890,41	3 381,78
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	277.6	PE100	10 Bars	4 479,51	5 241,03
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	352.6	PE100	10 Bars	7 374,35	8 627,99
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	440.6	PE100	10 Bars	11 312,40	13 235,51
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	555.2	PE 100	10 Bars	17 101,74	20 009,04

Annexe 2

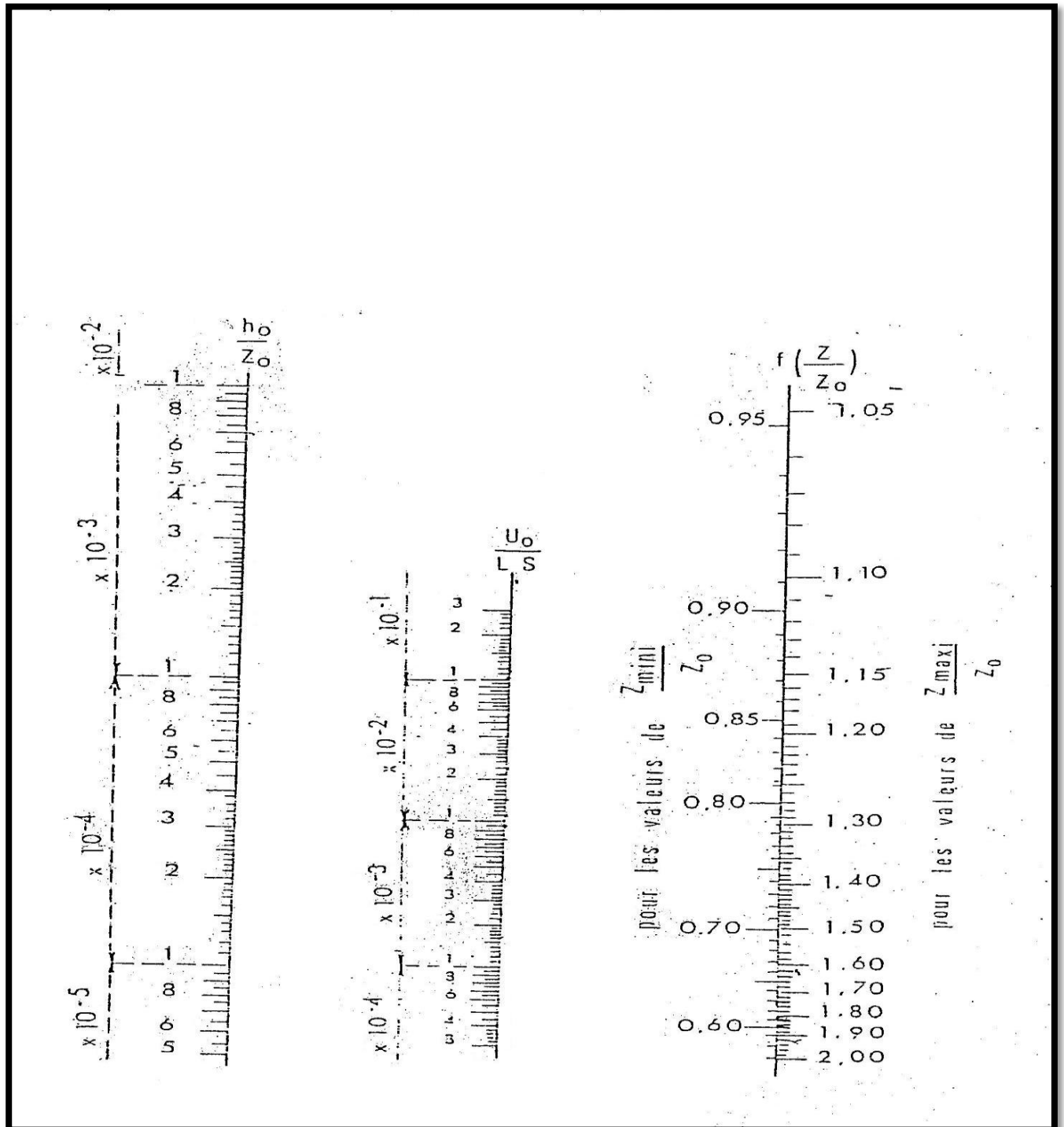
Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après entreprise chinoise **KOUG.C.**

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
400	6126
500	8215
600	10569
700	12769
800	31719
900	35664
1000	39609
1100	43554
1200	47499
1400	55389
1500	59334
1600	63279
1800	71169
2000	79059

Remarque: les prix mentionnés ci-dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

Annexe 03

Abaque de vibert



Annexe 04

Tableau III.11: Variation horaire de la consommation totale dans les diverses zones d'agglomérations

Heures	Moins de 10000	10001 a 50000	50001 a 100000	Plus de 100000	Agglomération type rural
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe 05

Tableau V.6 : Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe)

ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Nœud 1	757.73	2.07	822.45	64.72
Nœud 3	759.96	1.22	815.04	55.08
Nœud 4	759.3	1.45	813.01	53.71
Nœud 5	758.48	1.69	819.6	61.12
Nœud 6	758.57	0.26	815.9	57.33
Nœud 7	758.13	1.35	820.54	62.41
Nœud 8	757.57	1.79	821.89	64.32
Nœud 9	757.89	1.3	821.49	63.6
Nœud 10	758.41	0.26	817.79	59.38
Nœud 11	758.07	0.84	819.01	60.94
Nœud 12	758.58	0.33	816.91	58.33
Nœud 13	757.72	1.54	817.66	59.94
Nœud 14	759.04	0.58	816.53	57.49
Nœud 15	758.46	0.16	812.81	54.35
Nœud 16	759.19	0.51	816.05	56.86
Nœud 17	758.95	0.54	815.74	56.79
Nœud 18	759.24	0.12	814.11	54.88
Nœud 19	758.49	1.14	815.13	56.64
Nœud 20	758.76	0.24	812.15	53.39
Nœud 21	759.64	0.67	809.99	50.35
Nœud 22	759.66	0.2	814.45	54.79
Nœud 23	759.51	0.27	814.19	54.68
Nœud 24	759.71	0.89	812.87	53.16
Nœud 25	760.29	0.23	810.21	49.92
Nœud 26	758.72	0.84	817.45	58.73
Nœud 27	758.29	0.87	817.89	59.6
Nœud 28	758.99	0.36	815.19	56.2
Nœud 29	757.65	1.05	818.73	61.08
Nœud 30	757.37	0.55	815.79	58.42
Nœud 31	757.38	1.59	818.98	61.6
Nœud 32	758.03	0.85	816.41	58.38
Nœud 33	758.77	0.67	814.93	56.16
Nœud 34	757.73	0.22	812.54	54.81
Nœud 35	758.83	0.76	816.1	57.27
Nœud 36	756.46	0.78	818.42	61.96

Nœud 37	757.21	0.28	813.83	56.62
Nœud 38	756.57	0.81	818.84	62.27
Nœud 39	756.54	0.64	819.42	62.88
Nœud 40	756.31	0.3	817.81	61.5
Nœud 41	759.49	1.03	821.06	61.57
Nœud 42	757.3	1.14	821.15	63.85
Nœud 43	757.37	1.77	820.81	63.44
Nœud 44	755.49	1.08	820.44	64.95
Nœud 45	755.33	0.89	820.38	65.05
Nœud 46	754.45	1.55	818.84	64.39
Nœud 47	756.94	0.96	819.93	62.99
Nœud 48	756.24	0.98	818.59	62.35
Nœud 49	755.99	1.29	814.45	58.46
Nœud 50	755.41	0.74	815.79	60.38
Nœud 51	755.16	0.16	812.18	57.02
Nœud 52	754.44	0.69	814.41	59.97
Nœud 53	754.76	0.19	812.81	58.05
Nœud 54	754.92	0.86	817.01	62.09
Nœud 55	755.34	0.26	813.31	57.97
Nœud 56	753.58	0.88	815.99	62.41
Nœud 57	754.62	0.45	811.06	56.44
Réservoir 58	823.31	Sans Valeur	827.31	4

Tableau V.7 : Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 3	110.42	42.6	1.13	0.8	18.42
Tuyau 4	409.61	27.2	-0.32	0.54	16.1
Tuyau 5	91.79	21	0.26	0.75	40.39
Tuyau 6	103.85	63.8	-2.27	0.71	9
Tuyau 7	92.65	79.2	-5.26	1.07	14.59
Tuyau 8	414.33	277.6	-40.72	0.67	1.36
Tuyau 9	134.14	220.4	33.66	0.88	2.96
Tuyau 10	91.78	21	0.26	0.75	40.39
Tuyau 11	100.77	53.6	1.46	0.65	9.47
Tuyau 12	95.78	63.8	3.11	0.97	16
Tuyau 13	118.8	27.2	0.33	0.57	17.67
Tuyau 14	241.35	34	0.67	0.74	21.28
Tuyau 15	85.08	21	0.24	0.69	35.01
Tuyau 16	81.4	63.8	-2.05	0.64	7.53
Tuyau 17	42.65	16	0.12	0.6	38.1

Annexes

Tuyau 18	70.68	79.2	-2.71	0.55	4.37
Tuyau 19	54.92	79.2	-4	0.81	8.85
Tuyau 20	58.71	16	0.16	0.8	63.48
Tuyau 21	93.72	79.2	-4.74	0.96	12.05
Tuyau 22	107.48	34	0.54	0.6	14.57
Tuyau 23	95.16	34	-0.53	0.59	14.18
Tuyau 24	153.82	34	0.81	0.89	29.77
Tuyau 25	81.9	21	0.23	0.66	32.46
Tuyau 26	82.1	27.2	-0.31	0.54	16.07
Tuyau 27	15.83	34	-0.58	0.64	16.58
Tuyau 28	56.74	34	-0.78	0.86	28.17
Tuyau 29	266.43	79.2	-4.89	0.99	12.74
Tuyau 30	14.25	110.2	-8	0.84	6.26
Tuyau 31	139.1	220.4	-30.64	0.8	2.49
Tuyau 32	90.08	53.6	2.09	0.92	18.13
Tuyau 33	108	27.2	0.3	0.52	14.92
Tuyau 34	84.75	53.6	-1.94	0.86	15.84
Tuyau 35	31.32	42.6	1.15	0.8	18.73
Tuyau 36	38.09	53.6	1.59	0.71	11.1
Tuyau 37	99.4	21	0.28	0.81	46.12
Tuyau 38	142.84	34	0.53	0.59	14.06
Tuyau 39	91.4	34	0.57	0.63	16.11
Tuyau 40	79.82	21	0.22	0.64	29.99
Tuyau 41	70.98	27.2	-0.32	0.54	16.39
Tuyau 42	52.08	63.8	-2.18	0.68	8.42
Tuyau 43	130.49	27.2	0.36	0.62	20.63
Tuyau 44	127.81	79.2	-3.41	0.69	6.62
Tuyau 45	197	34	0.55	0.61	14.94
Tuyau 46	49.69	96.8	-5.01	0.68	5.02
Tuyau 47	72.14	34	0.89	0.98	35.68
Tuyau 48	297.07	34	0.56	0.61	15.25
Tuyau 49	165.22	34	-0.73	0.81	25.06
Tuyau 50	82.94	63.8	-3.13	0.98	16.17
Tuyau 51	150.45	110.2	8.05	0.84	6.32
Tuyau 52	112.12	141	-12.13	0.78	4.03
Tuyau 53	26.13	176.2	-15.23	0.62	2.06
Tuyau 54	220.85	53.6	-1.25	0.56	7.24
Tuyau 55	140.02	176.2	-17.56	0.72	2.67
Tuyau 56	256.75	220.4	-21.5	0.56	1.3
Tuyau 57	237.74	63.8	2.16	0.68	8.29
Tuyau 58	179.78	63.8	-2.2	0.69	8.59
Tuyau 59	136.69	63.8	2.82	0.88	13.4

Tuyau 60	91.55	21	0.26	0.75	40.39
Tuyau 61	81.55	53.6	1.7	0.75	12.48
Tuyau 62	160.48	27.2	0.45	0.77	30.75
Tuyau 63	73.39	27.2	0.37	0.63	21.49
Tuyau 64	69.49	21	0.19	0.55	23.13
Tuyau 65	105.04	34	-0.51	0.56	13.13
Tuyau 66	56.88	16	0.16	0.8	63.48
Tuyau 67	102.38	42.6	-1.41	0.99	27.32
Tuyau 2	327.73	53.6	2.35	1.04	22.61
Tuyau 68	1231.97	277.6	45.14	0.75	1.65
Tuyau 69	1716.78	277.6	45.14	0.75	1.65

Tableau V.8 : Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie)

ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Nœud 1	757.73	2.07	818.56	60.83
Nœud 3	759.96	1.22	811.07	51.11
Nœud 4	759.3	1.45	808.99	49.69
Nœud 5	758.48	1.69	815.01	56.53
Nœud 6	758.57	0.26	811.31	52.74
Nœud 7	758.13	1.35	815.94	57.81
Nœud 8	757.57	1.79	817.49	59.92
Nœud 9	757.89	1.3	816.66	58.77
Nœud 10	758.41	0.26	812.95	54.54
Nœud 11	758.07	0.84	814.2	56.13
Nœud 12	758.58	0.33	812.1	53.52
Nœud 13	757.72	1.54	812.56	54.84
Nœud 14	759.04	0.58	811.41	52.38
Nœud 15	758.46	0.16	807.69	49.23
Nœud 16	759.19	0.51	810.92	51.73
Nœud 17	758.95	0.54	810.61	51.66
Nœud 18	759.24	0.12	808.99	49.75
Nœud 19	758.49	1.14	810	51.51
Nœud 20	758.76	0.24	807.02	48.26
Nœud 21	759.64	0.67	804.87	45.23
Nœud 22	759.66	0.2	809.22	49.56
Nœud 23	759.51	0.27	808.93	49.42
Nœud 24	759.71	0.89	807.39	47.68
Nœud 25	760.29	0.23	804.73	44.44
Nœud 26	758.72	0.84	811.68	52.96
Nœud 27	758.29	0.87	812.09	53.8

Nœud 28	758.99	0.36	809.4	50.41
Nœud 29	757.65	1.05	812.9	55.25
Nœud 30	757.37	0.55	809.95	52.58
Nœud 31	757.38	1.59	813.14	55.76
Nœud 32	758.03	0.85	810.71	52.68
Nœud 33	758.77	0.67	809.31	50.54
Nœud 34	757.73	0.22	806.92	49.19
Nœud 35	758.83	0.76	810.58	51.75
Nœud 36	756.46	0.78	812.81	56.35
Nœud 37	757.21	0.28	808.22	51.01
Nœud 38	756.57	0.81	813.24	56.67
Nœud 39	756.54	0.64	813.96	57.42
Nœud 40	756.31	0.3	812.35	56.04
Nœud 41	759.49	1.03	815.8	56.31
Nœud 42	757.3	1.14	815.89	58.59
Nœud 43	757.37	18.77	814.93	57.56
Nœud 44	755.49	1.08	814.56	59.07
Nœud 45	755.33	0.89	814.51	59.18
Nœud 46	754.45	1.55	812.96	58.51
Nœud 47	756.94	0.96	814.06	57.12
Nœud 48	756.24	0.98	812.72	56.48
Nœud 49	755.99	1.29	808.59	52.6
Nœud 50	755.41	0.74	809.92	54.51
Nœud 51	755.16	0.16	806.31	51.15
Nœud 52	754.44	0.69	808.54	54.1
Nœud 53	754.76	0.19	806.93	52.17
Nœud 54	754.92	0.86	811.13	56.21
Nœud 55	755.34	0.26	807.43	52.09
Nœud 56	753.58	0.88	810.11	56.53
Nœud 57	754.62	0.45	805.18	50.56
Réservoir 58	823.31	Sans Valeur	827.31	4

Tableau V.9 : Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 3	110.42	42.6	1.15	0.81	18.85
Tuyau 4	409.61	27.2	-0.3	0.52	14.71
Tuyau 5	91.79	21	0.26	0.75	40.39
Tuyau 6	103.85	63.8	-2.25	0.7	8.9
Tuyau 7	92.65	79.2	-5.68	1.15	16.78

Annexes

Tuyau 8	414.33	277.6	-57.7	0.95	2.59
Tuyau 9	134.14	220.4	50.23	1.32	6.2
Tuyau 10	91.78	21	0.26	0.75	40.39
Tuyau 11	100.77	53.6	1.25	0.55	7.18
Tuyau 12	95.78	63.8	3.33	1.04	18.18
Tuyau 13	118.8	27.2	0.33	0.57	17.67
Tuyau 14	241.35	34	0.67	0.74	21.28
Tuyau 15	85.08	21	0.24	0.69	35.01
Tuyau 16	81.4	63.8	-2.05	0.64	7.53
Tuyau 17	42.65	16	0.12	0.6	38.1
Tuyau 18	70.68	79.2	-2.71	0.55	4.37
Tuyau 19	54.92	79.2	-4.03	0.82	8.96
Tuyau 20	58.71	16	0.16	0.8	63.48
Tuyau 21	93.72	79.2	-4.77	0.97	12.19
Tuyau 22	107.48	34	0.62	0.68	18.36
Tuyau 23	95.16	34	-0.48	0.52	11.52
Tuyau 24	153.82	34	0.78	0.86	27.89
Tuyau 25	81.9	21	0.23	0.66	32.46
Tuyau 26	82.1	27.2	-0.34	0.59	18.77
Tuyau 27	15.83	34	-0.61	0.67	18.06
Tuyau 28	56.74	34	-0.81	0.89	30.06
Tuyau 29	266.43	79.2	-4.77	0.97	12.16
Tuyau 30	14.25	110.2	-8.02	0.84	6.28
Tuyau 31	139.1	220.4	-47.42	1.24	5.57
Tuyau 32	90.08	53.6	2.23	0.99	20.4
Tuyau 33	108	27.2	0.3	0.52	14.92
Tuyau 34	84.75	53.6	-2.16	0.96	19.34
Tuyau 35	31.32	42.6	1.29	0.9	23.06
Tuyau 36	38.09	53.6	1.6	0.71	11.26
Tuyau 37	99.4	21	0.28	0.81	46.12
Tuyau 38	142.84	34	0.54	0.6	14.68
Tuyau 39	91.4	34	0.56	0.61	15.31
Tuyau 40	79.82	21	0.22	0.64	29.99
Tuyau 41	70.98	27.2	-0.33	0.57	17.91
Tuyau 42	52.08	63.8	-2.09	0.66	7.82
Tuyau 43	130.49	27.2	0.36	0.62	20.63
Tuyau 44	127.81	79.2	-3.32	0.67	6.31
Tuyau 45	197	34	0.55	0.61	14.94
Tuyau 46	49.69	96.8	-4.92	0.67	4.86
Tuyau 47	72.14	34	0.86	0.95	33.6
Tuyau 48	297.07	34	0.56	0.61	15.3
Tuyau 49	165.22	34	-0.73	0.81	25
Tuyau 50	82.94	63.8	-3.12	0.98	16.17

Tuyau 51	150.45	110.2	7.93	0.83	6.16
Tuyau 52	112.12	141	-12.02	0.77	3.96
Tuyau 53	26.13	176.2	-15.12	0.62	2.04
Tuyau 54	220.85	53.6	-1.13	0.5	5.99
Tuyau 55	140.02	176.2	-17.33	0.71	2.61
Tuyau 56	256.75	220.4	-38.26	1	3.75
Tuyau 57	237.74	63.8	2.16	0.68	8.27
Tuyau 58	179.78	63.8	-2.21	0.69	8.61
Tuyau 59	136.69	63.8	2.82	0.88	13.39
Tuyau 60	91.55	21	0.26	0.75	40.39
Tuyau 61	81.55	53.6	1.7	0.75	12.47
Tuyau 62	160.48	27.2	0.45	0.77	30.75
Tuyau 63	73.39	27.2	0.37	0.63	21.42
Tuyau 64	69.49	21	0.19	0.55	23.13
Tuyau 65	105.04	34	-0.51	0.56	13.16
Tuyau 66	56.88	16	0.16	0.8	63.48
Tuyau 67	102.38	42.6	-1.41	0.99	27.34
Tuyau 2	327.73	53.6	2.37	1.05	22.87
Tuyau 68	1231.97	277.6	62.14	1.03	2.97
Tuyau 69	1716.78	277.6	62.14	1.03	2.97

Tableau V.15 : Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Nœud 1	750.61	4.46	773.88	23.27
Nœud 2	752.44	6.25	766.27	13.83
Nœud 3	755.05	2.28	770.29	15.24
Nœud 4	754.9	2.37	771.69	16.79
Nœud 5	752.68	3.88	773.57	20.89
Nœud 6	752.88	1.89	774.14	21.26
Nœud 7	754.15	0.97	771.49	17.34
Nœud 8	752.63	1.64	774.63	22
Nœud 9	753.76	0.75	770.77	17.01
Nœud 10	752.45	1.84	775.63	23.18
Nœud 11	753.27	1.07	777.57	24.3
Nœud 12	755.86	1.67	778.3	22.44
Nœud 13	754.9	2.14	779.89	24.99
Nœud 14	752.79	1.13	779	26.21

Nøud 15	749.83	2.84	779.03	29.2
Nøud 16	747.73	3.15	778.65	30.92
Nøud 17	746.2	3.05	778.34	32.14
Nøud 18	745.96	2.11	770.69	24.73
Nøud 19	746.5	3.61	777.14	30.64
Nøud 20	748.38	2.73	768.52	20.14
Nøud 21	750.4	1.58	779.58	29.18
Nøud 22	753.53	1.79	780.19	26.66
Nøud 23	752.77	1.45	781.46	28.69
Nøud 24	754.37	1.02	781.76	27.4
Nøud 25	754.88	1.13	781.69	26.81
Nøud 26	751.7	1.77	781.32	29.62
Nøud 27	750.9	1.41	781.27	30.37
Nøud 28	752.9	2.5	781.17	28.27
Nøud 29	753.8	2.4	781.67	27.87
Nøud 30	754.3	2.87	780.38	26.08
Nøud 31	752.23	2.45	781.13	28.9
Nøud 32	751.2	1.73	781.56	30.36
Nøud 33	749.97	1.79	780.93	30.96
Nøud 34	750.6	1.87	780.94	30.34
Nøud 35	744.92	2.12	777.27	32.35
Nøud 36	743.47	1.28	775.53	32.06
Nøud 37	742.07	0.32	774.48	32.41
Nøud 38	743.78	1.28	772.76	28.98
Nøud 39	749.85	1.86	778.86	29.01
Nøud 40	751	1.25	786.18	35.18
Nøud 41	747.28	1.93	784.73	37.45
Nøud 42	742.73	0.7	781.55	38.82
Nøud 43	745.32	0.86	779.13	33.81
Nøud 44	750.8	1.8	786.42	35.62
Nøud 45	754.38	2.08	783.32	28.94
Nøud 46	754.43	1.35	782.95	28.52
Nøud 47	754.22	2.39	782.82	28.6
Nøud 48	754.59	2.73	780.33	25.74
Nøud 49	753.1	1.8	780.21	27.11
Nøud 50	753.19	2.49	780.25	27.06
Nøud 51	753.8	1.64	787.93	34.13
Nøud 52	749.72	1.44	787.25	37.53
Nøud 53	749.92	2.32	787.21	37.29
Nøud 54	741.05	0.78	782.91	41.86
Nøud 55	745.9	3.27	784.93	39.03
Nøud 56	744.53	2.23	782.06	37.53

Nœud 57	753.1	2.36	779.81	26.71
Nœud 58	748.8	2.67	781.55	32.75
Nœud 59	750.01	2.65	780.13	30.12
Nœud 60	753.28	2.67	779.5	26.22
Nœud 61	751.35	1.88	779.09	27.74
Nœud 62	753.5	0.91	774.73	21.23
Nœud 63	753.31	4.26	779	25.69
Nœud 64	752.96	1.25	786.5	33.54
Nœud 65	745.69	3.71	777.32	31.63
Nœud 66	744.21	1.91	776.04	31.83
Nœud 67	742.47	4.68	775.22	32.75
Nœud 68	748.34	3.95	774.93	26.59
Nœud 69	750.82	4.53	776.82	26
Nœud 70	737.78	5.2	769.24	31.46
Nœud 71	752.95	3.6	771.42	18.47
Nœud 72	752.52	1.62	774.46	21.94
Nœud 73	737.89	2.53	764.18	26.29
Nœud 74	748.16	2.13	770.21	22.05
Nœud 75	752.35	2.92	773.75	21.4
Nœud 76	752.16	3.81	784.33	32.17
Nœud 77	752.75	2.85	785.88	33.13
Nœud 79	751.81	4.29	779.64	27.83
Nœud 80	750.38	1.66	778.46	28.08
Nœud 81	748.98	1.39	776.76	27.78
Nœud 82	745.53	1.59	772.55	27.02
Nœud 84	748.31	2.14	777.19	28.88
Nœud 86	748.09	2.77	774.06	25.97
Nœud 87	751.48	4.23	776.9	25.42
Nœud 88	748.1	2.73	767.38	19.28
Nœud 89	750.72	2.94	773.99	23.27
Nœud 90	752.98	2.19	770.02	17.04
Nœud 91	751.46	1.72	762.39	10.93
Nœud 92	751.19	2.6	766.4	15.21
Nœud 93	754.8	4.05	772.91	18.11
Nœud 94	753.97	3.7	776.86	22.89
Nœud 96	754.02	3.9	777.35	23.33
Réservoir 95	768.86	Sans Valeur	771.86	3
Réservoir 97	773.02	Sans Valeur	778.02	5
Réservoir 98	781.62	Sans Valeur	786.62	5

Tableau V.16 : Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe)

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 2	337.39	63.8	-2.64	0.83	11.9
Tuyau 3	109	79.2	-4.92	1	12.89
Tuyau 4	355.61	110.2	-7.29	0.76	5.28
Tuyau 5	103.33	96.8	-5.26	0.72	5.48
Tuyau 6	190.61	42.6	0.97	0.68	13.86
Tuyau 7	77	110.2	-8.12	0.85	6.43
Tuyau 8	147.97	34	0.75	0.83	26.07
Tuyau 9	96.54	110.2	-10.51	1.1	10.31
Tuyau 10	120.87	79.2	-5.55	1.13	16.06
Tuyau 11	88.24	96.8	-6.62	0.9	8.32
Tuyau 12	238.68	110.2	-8.29	0.87	6.67
Tuyau 14	77.02	96.8	7.93	1.08	11.6
Tuyau 13	144.27	79.2	6.8	1.38	23.39
Tuyau 15	302.55	79.2	-5.91	1.2	18.03
Tuyau 16	99.1	141	11.65	0.75	3.74
Tuyau 17	96.72	176.2	19.57	0.8	3.26
Tuyau 18	413.59	53.6	2.11	0.94	18.5
Tuyau 19	87.59	110.2	12.24	1.28	13.64
Tuyau 20	274.4	42.6	1.52	1.07	31.41
Tuyau 22	260.69	42.6	-1.21	0.85	20.53
Tuyau 21	345.17	96.8	7.1	0.97	9.47
Tuyau 1	269.48	42.6	1.44	1.01	28.22
Tuyau 23	618.75	53.6	2.17	0.96	19.51
Tuyau 24	156.37	176.2	-20.4	0.84	3.52
Tuyau 25	153.54	176.2	-21.98	0.9	4.03
Tuyau 26	94.08	176.2	-42.13	1.73	13.45
Tuyau 27	91.23	277.6	-66.34	1.1	3.35
Tuyau 28	109.23	176.2	8.11	0.53	0.66
Tuyau 29	98.82	220.4	22.76	0.6	1.45
Tuyau 30	79.2	176.2	7.76	0.32	0.61
Tuyau 31	117.67	96.8	1.83	0.25	0.83
Tuyau 32	105.56	63.8	-1.61	0.51	4.77
Tuyau 33	112.73	220.4	6.98	0.18	0.17
Tuyau 34	168.88	110.2	-13.23	1.39	15.76
Tuyau 35	252.75	79.2	2.96	0.6	5.13
Tuyau 36	173.51	53.6	-0.95	0.42	4.37
Tuyau 37	41.27	63.8	-2.45	0.77	10.43
Tuyau 38	266.59	110.2	0.94	0.51	0.14

Tuyau 39	144.15	79.2	2.72	0.55	4.39
Tuyau 40	116.15	96.8	-0.35	0.65	0.05
Tuyau 41	79.63	96.8	-4.52	0.61	4.16
Tuyau 42	170.35	53.6	2.29	1.02	21.5
Tuyau 43	78.27	53.6	2.33	1.03	22.23
Tuyau 44	62.93	27.2	0.32	0.55	16.73
Tuyau 45	110.74	34	0.73	0.81	25.04
Tuyau 46	139.75	27.2	-0.55	0.94	43.65
Tuyau 47	134.77	34	-1.12	1.24	54.27
Tuyau 48	73.06	63.8	3.49	1.09	19.79
Tuyau 49	138.11	34	0.7	0.77	23.02
Tuyau 50	167.74	34	0.86	0.95	33.39
Tuyau 51	166.62	63.8	2.16	0.68	8.28
Tuyau 52	90.07	42.6	1.28	0.9	22.99
Tuyau 53	154.69	96.8	-6.9	0.94	8.99
Tuyau 54	36.84	96.8	-5.86	0.8	6.67
Tuyau 55	154.81	79.2	6.26	1.27	20.05
Tuyau 56	39.55	176.2	34.32	1.41	9.18
Tuyau 57	70.72	220.4	26.07	0.68	1.85
Tuyau 58	103.77	176.2	-18.36	0.75	2.9
Tuyau 59	137.55	96.8	1.04	0.14	0.31
Tuyau 60	155.98	63.8	3.1	0.97	15.96
Tuyau 61	241.13	96.8	1.41	0.59	0.52
Tuyau 62	112.09	63.8	-0.39	0.52	0.4
Tuyau 63	241.8	141	20.57	1.32	10.63
Tuyau 64	213.12	141	-30.14	1.93	21.62
Tuyau 65	108.46	220.4	50.23	1.32	6.2
Tuyau 66	160.77	141	-13.92	0.89	5.18
Tuyau 67	13.37	220.4	34.87	0.91	3.16
Tuyau 68	153.72	34	0.78	0.86	27.99
Tuyau 69	287.35	176.2	31.77	1.3	7.96
Tuyau 70	134.65	220.4	17.7	0.46	0.92
Tuyau 71	205.22	110.2	12.38	1.3	13.95
Tuyau 72	233.06	110.2	10.15	1.06	9.68
Tuyau 73	197.56	110.2	-9.65	1.01	8.82
Tuyau 74	177.44	79.2	3.79	0.77	8.01
Tuyau 75	207.87	176.2	18.84	0.77	3.04
Tuyau 76	117.18	176.2	-17.45	0.72	2.64
Tuyau 77	148.52	110.2	16.11	1.69	22.72
Tuyau 78	138.66	220.4	33.61	0.88	2.95
Tuyau 79	117.92	34	0.91	1	37
Tuyau 80	113.05	277.6	30.82	0.51	0.82
Tuyau 81	162.83	53.6	-3.47	1.54	46.07

Tuyau 82	280.36	141	15.07	0.97	5.99
Tuyau 83	185.6	110.2	8.44	0.88	6.9
Tuyau 84	188.13	110.2	6.53	0.68	4.32
Tuyau 85	144.1	42.6	0.33	0.53	2.07
Tuyau 86	186.7	96.8	-7.38	1	10.15
Tuyau 87	261.44	96.8	2.92	0.54	1.89
Tuyau 88	139.46	96.8	9.75	1.32	16.94
Tuyau 89	173.65	79.2	-4.86	0.99	12.58
Tuyau 90	88.89	63.8	-4.7	1.47	34.14
Tuyau 91	443.43	79.2	-3.76	0.76	7.9
Tuyau 92	586.72	53.6	1.52	0.67	10.2
Tuyau 93	258.67	42.6	1.17	0.82	19.57
Tuyau 94	237.94	42.6	-1.36	0.95	25.38
Tuyau 95	178.92	63.8	-3.49	1.09	19.74
Tuyau 96	37.14	63.8	-3.43	1.07	19.18
Tuyau 97	301.03	110.2	-18.74	1.96	30.09
Tuyau 98	305.09	53.6	-2.97	1.32	34.68
Tuyau 99	174.99	176.2	-33.72	1.38	8.89
Tuyau 100	83.18	220.4	-55.31	1.45	7.41
Tuyau 102	279	141	14.97	0.96	5.91
Tuyau 104	107.59	141	12.88	0.83	4.49
Tuyau 105	364.46	53.6	-0.13	0.56	0.11
Tuyau 107	100.45	96.8	7.97	1.08	11.69
Tuyau 108	93.08	53.6	2.1	0.93	18.29
Tuyau 109	179.64	34	0.71	0.78	23.42
Tuyau 112	131.36	79.2	-4.21	0.85	9.7
Tuyau 113	96.62	96.8	12.86	1.75	28.31
Tuyau 114	176.73	63.8	3.11	0.97	16.06
Tuyau 117	191.54	79.2	5.38	1.09	15.2
Tuyau 118	210.9	42.6	-1.53	1.07	31.69
Tuyau 119	325.5	42.6	-1.2	0.84	20.31
Tuyau 120	60.64	34	1.25	1.37	65.54
Tuyau 121	253.69	96.8	9.31	1.27	15.58
Tuyau 122	186	53.6	1.92	0.85	15.56
Tuyau 123	182.51	34	0.97	1.07	41.8
Tuyau 124	354.92	63.8	3.35	1.05	18.33
Tuyau 125	155.24	34	0.75	0.82	25.87
Tuyau 126	22.36	277.6	75.47	1.25	4.25
Tuyau 127	19.01	277.6	82.01	1.35	4.96
Tuyau 128	14.16	220.4	60.03	1.57	8.63
Tuyau 110	132.2	34	0.88	0.97	35.06
Tuyau 111	156.49	42.6	-1.19	0.83	19.97
Tuyau 116	267.51	141	26.93	1.72	17.53
Tuyau 115	377.5	63.8	1.82	0.57	6.07

Tableau V.17 : Etats des nœuds du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Nœud 1	750.61	4.46	773.61	23
Nœud 2	752.44	6.25	766.02	13.58
Nœud 3	755.05	2.28	770.06	15.01
Nœud 4	754.9	2.37	771.46	16.56
Nœud 5	752.68	3.88	773.34	20.66
Nœud 6	752.88	1.89	773.91	21.03
Nœud 7	754.15	0.97	771.27	17.12
Nœud 8	752.63	1.64	774.41	21.78
Nœud 9	753.76	0.75	770.55	16.79
Nœud 10	752.45	1.84	775.41	22.96
Nœud 11	753.27	1.07	777.36	24.09
Nœud 12	755.86	1.67	778.09	22.23
Nœud 13	754.9	2.14	779.69	24.79
Nœud 14	752.79	1.13	778.79	26
Nœud 15	749.83	2.84	778.78	28.95
Nœud 16	747.73	3.15	778.38	30.65
Nœud 17	746.2	3.05	778.07	31.87
Nœud 18	745.96	2.11	770.42	24.45
Nœud 19	746.5	3.61	776.87	30.37
Nœud 20	748.38	2.73	768.25	19.87
Nœud 21	750.4	1.58	779.35	28.95
Nœud 22	753.53	1.79	779.99	26.46
Nœud 23	752.77	1.45	781.28	28.51
Nœud 24	754.37	1.02	781.72	27.35
Nœud 25	754.88	1.13	781.64	26.76
Nœud 26	751.7	1.77	780.92	29.22
Nœud 27	750.9	18.41	780.58	29.68
Nœud 28	752.9	2.5	780.57	27.67
Nœud 29	753.8	2.4	781.61	27.81
Nœud 30	754.3	2.87	780.2	25.9
Nœud 31	752.23	2.45	780.57	28.34
Nœud 32	751.2	1.73	781.12	29.92
Nœud 33	749.97	1.79	780.31	30.34
Nœud 34	750.6	1.87	780.31	29.71
Nœud 35	744.92	2.12	776.9	31.98
Nœud 36	743.47	1.28	775.15	31.68
Nœud 37	742.07	0.32	774.1	32.03
Nœud 38	743.78	1.28	772.35	28.57

Nœud 39	749.85	1.86	778.37	28.52
Nœud 40	751	1.25	786.14	35.14
Nœud 41	747.28	1.93	784.7	37.42
Nœud 42	742.73	0.7	781.52	38.79
Nœud 43	745.32	0.86	779.1	33.78
Nœud 44	750.8	1.8	786.39	35.59
Nœud 45	754.38	2.08	783.18	28.8
Nœud 46	754.43	1.35	782.8	28.37
Nœud 47	754.22	2.39	782.67	28.45
Nœud 48	754.59	2.73	780.17	25.58
Nœud 49	753.1	1.8	780.06	26.96
Nœud 50	753.19	2.49	780.14	26.95
Nœud 51	753.8	1.64	787.92	34.12
Nœud 52	749.72	1.44	787.24	37.52
Nœud 53	749.92	2.32	787.2	37.28
Nœud 54	741.05	0.78	782.9	41.85
Nœud 55	745.9	3.27	784.89	38.99
Nœud 56	744.53	2.23	782	37.47
Nœud 57	753.1	2.36	779.72	26.62
Nœud 58	748.8	2.67	781.48	32.68
Nœud 59	750.01	2.65	780.02	30.01
Nœud 60	753.28	2.67	779.41	26.13
Nœud 61	751.35	1.88	779	27.65
Nœud 62	753.5	0.91	774.64	21.14
Nœud 63	753.31	4.26	778.91	25.6
Nœud 64	752.96	1.25	786.5	33.54
Nœud 65	745.69	3.71	777.24	31.55
Nœud 66	744.21	1.91	775.96	31.75
Nœud 67	742.47	4.68	775.15	32.68
Nœud 68	748.34	3.95	774.87	26.53
Nœud 69	750.82	4.53	776.76	25.94
Nœud 70	737.78	5.2	769.18	31.4
Nœud 71	752.95	3.6	771.37	18.42
Nœud 72	752.52	1.62	774.4	21.88
Nœud 73	737.89	2.53	764.12	26.23
Nœud 74	748.16	2.13	770.16	22
Nœud 75	752.35	2.92	773.69	21.34
Nœud 76	752.16	3.81	784.32	32.16
Nœud 77	752.75	2.85	785.88	33.13
Nœud 79	751.81	4.29	779.61	27.8
Nœud 80	750.38	1.66	778.43	28.05
Nœud 81	748.98	1.39	776.73	27.75
Nœud 82	745.53	1.59	772.53	27

Nœud 84	748.31	2.14	777.16	28.85
Nœud 86	748.09	2.77	774.02	25.93
Nœud 87	751.48	4.23	776.86	25.38
Nœud 88	748.1	2.73	767.34	19.24
Nœud 89	750.72	2.94	773.95	23.23
Nœud 90	752.98	2.19	769.95	16.97
Nœud 91	751.46	1.72	762.32	10.86
Nœud 92	751.19	2.6	766.33	15.14
Nœud 93	754.8	4.05	772.84	18.04
Nœud 94	753.97	3.7	776.79	22.82
Nœud 96	754.02	3.9	777.27	23.25
Réservoir 95	768.86	Sans Valeur	771.86	3
Réservoir 97	773.02	Sans Valeur	778.02	5
Réservoir 98	781.62	Sans Valeur	786.62	5

Tableau V.18 : Etats des conduites du réseau après la simulation (cas de pointe + incendie)

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 2	337.39	63.8	-2.65	0.83	11.95
Tuyau 3	109	79.2	-4.93	1	12.92
Tuyau 4	355.61	110.2	-7.3	0.76	5.29
Tuyau 5	103.33	96.8	-5.28	0.72	5.51
Tuyau 6	190.61	42.6	0.97	0.68	13.86
Tuyau 7	77	110.2	-8.14	0.85	6.45
Tuyau 8	147.97	34	0.75	0.83	26.07
Tuyau 9	96.54	110.2	-10.53	1.1	10.35
Tuyau 10	120.87	79.2	-5.56	1.13	16.11
Tuyau 11	88.24	96.8	-6.63	0.9	8.34
Tuyau 12	238.68	110.2	-8.3	0.87	6.68
Tuyau 14	77.02	96.8	7.94	1.08	11.62
Tuyau 13	144.27	79.2	6.81	1.38	23.45
Tuyau 15	302.55	79.2	-5.9	1.2	17.96
Tuyau 16	99.1	141	12.07	0.77	3.99
Tuyau 17	96.72	176.2	19.56	0.8	3.26
Tuyau 18	413.59	53.6	2.11	0.94	18.5
Tuyau 19	87.59	110.2	12.23	1.28	13.64
Tuyau 20	274.4	42.6	1.52	1.07	31.41
Tuyau 22	260.69	42.6	-1.21	0.85	20.53
Tuyau 21	345.17	96.8	7.1	0.96	9.46

Tuyau 1	269.48	42.6	1.43	1.01	28.13
Tuyau 23	618.75	53.6	2.17	0.96	19.46
Tuyau 24	156.37	176.2	-20.81	0.85	3.65
Tuyau 25	153.54	176.2	-22.39	0.92	4.17
Tuyau 26	94.08	176.2	-42.56	1.75	13.7
Tuyau 27	91.23	277.6	-81.47	1.35	4.9
Tuyau 28	109.23	176.2	9.02	0.57	0.8
Tuyau 29	98.82	220.4	37.46	0.98	3.6
Tuyau 30	79.2	176.2	22.8	0.93	4.31
Tuyau 31	117.67	96.8	0.39	0.55	0.06
Tuyau 32	105.56	63.8	-2.38	0.74	9.85
Tuyau 33	112.73	220.4	7.89	0.51	0.21
Tuyau 34	168.88	110.2	-12.9	1.35	15.03
Tuyau 35	252.75	79.2	3.11	0.63	5.6
Tuyau 36	173.51	53.6	-0.64	0.58	2.15
Tuyau 37	41.27	63.8	-2.82	0.88	13.39
Tuyau 38	266.59	110.2	0.27	0.53	0.51
Tuyau 39	144.15	79.2	3.11	0.63	5.6
Tuyau 40	116.15	96.8	0.08	0.51	2
Tuyau 41	79.63	96.8	-4	0.54	3.33
Tuyau 42	170.35	53.6	2.21	0.98	20.06
Tuyau 43	78.27	53.6	2.34	1.04	22.3
Tuyau 44	62.93	27.2	0.32	0.55	16.73
Tuyau 45	110.74	34	0.74	0.81	25.3
Tuyau 46	139.75	27.2	-0.54	0.93	43.05
Tuyau 47	134.77	34	-1.16	1.28	57.71
Tuyau 48	73.06	63.8	3.49	1.09	19.79
Tuyau 49	138.11	34	0.7	0.77	23.02
Tuyau 50	167.74	34	0.86	0.95	33.39
Tuyau 51	166.62	63.8	2.25	0.7	8.92
Tuyau 52	90.07	42.6	1.24	0.87	21.62
Tuyau 53	154.69	96.8	-7.66	1.04	10.87
Tuyau 54	36.84	96.8	-5.9	0.8	6.75
Tuyau 55	154.81	79.2	6.38	1.3	20.77
Tuyau 56	39.55	176.2	34.92	1.43	9.48
Tuyau 57	70.72	220.4	25.91	0.68	1.83
Tuyau 58	103.77	176.2	-18.38	0.75	2.91
Tuyau 59	137.55	96.8	0.88	0.52	0.23
Tuyau 60	155.98	63.8	3.11	0.97	16.08
Tuyau 61	241.13	96.8	1.27	0.57	0.43
Tuyau 62	112.09	63.8	-0.53	0.67	0.7
Tuyau 63	241.8	141	20.41	1.31	10.47
Tuyau 64	213.12	141	-30.62	1.96	22.27

Tuyau 65	108.46	220.4	50.56	1.33	6.27
Tuyau 66	160.77	141	-14.08	0.9	5.29
Tuyau 67	13.37	220.4	35.04	0.92	3.18
Tuyau 68	153.72	34	0.78	0.86	27.99
Tuyau 69	287.35	176.2	31.94	1.31	8.03
Tuyau 70	134.65	220.4	17.38	0.46	0.89
Tuyau 71	205.22	110.2	12.45	1.31	14.09
Tuyau 72	233.06	110.2	10.22	1.07	9.79
Tuyau 73	197.56	110.2	-9.7	1.02	8.9
Tuyau 74	177.44	79.2	3.84	0.78	8.21
Tuyau 75	207.87	176.2	18.57	0.76	2.96
Tuyau 76	117.18	176.2	-17.56	0.72	2.67
Tuyau 77	148.52	110.2	16.22	1.7	22.99
Tuyau 78	138.66	220.4	33.47	0.88	2.93
Tuyau 79	117.92	34	0.91	1	37
Tuyau 80	113.05	277.6	30.68	0.51	0.81
Tuyau 81	162.83	53.6	-3.49	1.55	46.61
Tuyau 82	280.36	141	15	0.96	5.94
Tuyau 83	185.6	110.2	8.43	0.88	6.88
Tuyau 84	188.13	110.2	6.52	0.68	4.31
Tuyau 85	144.1	42.6	0.32	0.53	2
Tuyau 86	186.7	96.8	-7.38	1	10.17
Tuyau 87	261.44	96.8	2.86	0.49	1.83
Tuyau 88	139.46	96.8	9.74	1.32	16.93
Tuyau 89	173.65	79.2	-4.86	0.99	12.59
Tuyau 90	88.89	63.8	-4.7	1.47	34.18
Tuyau 91	443.43	79.2	-3.76	0.76	7.89
Tuyau 92	586.72	53.6	1.52	0.67	10.18
Tuyau 93	258.67	42.6	1.17	0.82	19.56
Tuyau 94	237.94	42.6	-1.36	0.95	25.39
Tuyau 95	178.92	63.8	-3.49	1.09	19.75
Tuyau 96	37.14	63.8	-3.42	1.07	19.11
Tuyau 97	301.03	110.2	-18.8	1.97	30.27
Tuyau 98	305.09	53.6	-2.98	1.32	34.82
Tuyau 99	174.99	176.2	-33.78	1.39	8.92
Tuyau 100	83.18	220.4	-55.43	1.45	7.44
Tuyau 102	279	141	14.91	0.95	5.87
Tuyau 104	107.59	141	12.85	0.82	4.47
Tuyau 105	364.46	53.6	-0.16	0.57	0.82
Tuyau 107	100.45	96.8	7.97	1.08	11.7
Tuyau 108	93.08	53.6	2.1	0.93	18.29
Tuyau 109	179.64	34	0.71	0.78	23.42
Tuyau 112	131.36	79.2	-4.21	0.86	9.71

Annexes

Tuyau 113	96.62	96.8	12.89	1.75	28.45
Tuyau 114	176.73	63.8	3.11	0.97	16.05
Tuyau 117	191.54	79.2	5.39	1.09	15.22
Tuyau 118	210.9	42.6	-1.53	1.07	31.7
Tuyau 119	325.5	42.6	-1.2	0.84	20.3
Tuyau 120	60.64	34	1.25	1.38	65.87
Tuyau 121	253.69	96.8	9.31	1.27	15.57
Tuyau 122	186	53.6	1.92	0.85	15.51
Tuyau 123	182.51	34	0.97	1.07	41.82
Tuyau 124	354.92	63.8	3.35	1.05	18.33
Tuyau 125	155.24	34	0.75	0.82	25.85
Tuyau 126	22.36	277.6	91.51	1.51	6.08
Tuyau 127	19.01	277.6	82.82	1.37	5.05
Tuyau 128	14.16	220.4	60.17	1.58	8.67
Tuyau 110	132.2	34	0.88	0.97	35.05
Tuyau 111	156.49	42.6	-1.19	0.83	20.03
Tuyau 116	267.51	141	26.99	1.73	17.6
Tuyau 115	377.5	63.8	1.84	0.58	6.2

