

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du reseau d'alimentation en eau potable de la ville de Timgad (w. Batna).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0036-14

APA Citation (توثيق APA):

Abbas, Takfarinas (2014). Dimensionnement du reseau d'alimentation en eau potable de la ville de Timgad (w. Batna)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE 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:

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DE LA VILLE DE TIMGAD (W.BATNA)**

Présenté par :

ABBAS Takfarinas

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. B.SALAH	Professeur	Président
Mr. M.S.BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
Mr. A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
Mr. M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
Mr. Y. DERNOUNI	M .A.A	Promoteur

Avril 2014

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:

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DE LA VILLE DE TIMGAD (W.BATNA)**

Présenté par :

ABBAS Takfarinas

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. B.SALAH	Professeur	Président
Mr. M.S.BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
Mr. A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
Mr. M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
Mr. Y. DERNOUNI	M .A.A	Promoteur

Avril 2014

Remerciement

Qu'il me soit permis de présenter ici mes remerciements à tout un petit monde de personnes qui ont rendu possible la présente étude et qui ont contribués à son élaboration sous quelque forme que ce soit.

*Je tiens tout d'abord à dire ma reconnaissance envers mon promoteur monsieur **DERNOUNI** qui malgré les prérogatives qui sont siennes, a accepté sans réserve, de diriger cette thèse. Il s'y est grandement impliqué par ses directives, ses remarques et suggestions.*

Je ne saurais oublier tous mes enseignants du département de génie de l'eau pour la qualité de la formation qui nous a été dispensée durant les années de notre spécialité à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.

Que messieurs les membres de jury trouvent ici toute ma haute considération pour avoir accepté d'examiner et de juger mon travail de fin d'étude.

Je remercie aussi tous ceux qui de près ou de loin m'ont soutenu durant la préparation de ce travail et ce par leurs conseils ou soutien moral, en particulier tous mes camarades de l'ENSH.

ABBAS.T

Dédicaces

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

A ma très chère mère et mon père

A mes deux frères Karim et Toufik,

A mes chères sœurs

A mon grand père

A tous mes oncles et mes tantes

A mes cousins et cousines

A mes amis Steven, Tahar, Idir, Hmidouche, Zakj et Boussad.

Tous mes amis de l'ENSH : Karim, Ahmed, Khoya Ali, Belka, Mélouda, Said, l'Ancien, Moh Belka, Oussama, Sofiane, Maàtkas, Momous, Latif, et à tous les autres sans exception.

A. TAKFARINAS

ملخص

تتركز مذكرتنا هذه في دراسة شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة تمقاد "ولاية باتنة" من اجل ارضاء حاجيات المستهلكين كما و نوعا. و ذلك طبقا لمخطط التنمية الوطنية.

و اعتمدنا في ذلك على دراسة ابعاد كل المنشآت الضرورية. لضمان تدفق كاف و ضغط مقبول لكل المستهلكين مع توفير الادوات اللازمة للمسيرين بهدف ضمان حسن تشغيل الشبكة.

Résumé :

L'objectif de notre mémoire consiste à faire le dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Timgade (W. BATNA), dans le but de satisfaire les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan du développement national et ceci, en dimensionnant les ouvrages nécessaires (adduction, réseau de distribution) afin d'avoir un débit suffisant , une pression acceptable pour tous les consommateurs ainsi que de prévoir des outils aux gestionnaires afin qu'ils puissent assurer le bon fonctionnement du réseau.

Abstract:

The objective of our memory consists in doing it dimensioning of the network of drinking water supply of the town of Timgade (W. BATNA), with an aim of satisfying the consumers needs in water according to the plan of the national development and this by dimensioning all the necessary works from the source to the tap, in order to ensure sufficient flow, an acceptable pressure for all the consumers as well as giving tools to ensure the good performance of the network.

Sommaire

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

Chapitre I : présentation de l'agglomération

I.1. Introduction.....	2
I.2. Situation géographique.....	2
I.3. Situation topographique.....	3
I.4. Superficie et densité.....	3
I.5. La pente.....	3
I.6. Situation Géologique et Géotechnique	3
I.6.1.Géologie	3
I.6.2.Géotechnique.....	3
I.7.Situation climatologique.....	4
I.7.1.Climat	4
I.7.2.La température.....	4
I.7.3.Pluviométrie.....	5
I.7.4.Les vents.....	6
I.8.Situation hydraulique actuelle.....	6
I.9.Situation démographique.....	7
I.10.Conclusion.....	7

Chapitre II : estimation des besoins en eau

II.1. Introduction.....	8
II.2. Evolution de la population.....	8
II.3. Catégorie des besoins.....	9
II.4. Estimations des besoins.....	10
II.4.1. Choix de la norme unitaire de la consommation.....	10
II.4.2. Consommation moyenne journalier.....	10
II.4.3. Choix de la dotation.....	10
II.4.4. Besoins Domestiques.....	11
II.4.5. Besoins scolaires	11
II.4.6. Besoins administratifs.....	11
II.4.7.Besoins sanitaires.....	12

II.4.8. Besoins commerciales	12
II.4.9. Besoins publics.....	13
II.4.10. Zone d'activité.....	13
II.4.11. Besoins d'arrosage.....	13
II.4.12. Equipements projeté au futur.....	14
II.5. Récapitulation des besoins en eau.....	14
II.6. Conclusion.....	15

Chapitre III : caractéristique de la consommation

III.1. Introduction.....	16
III.2. Variation des débits de consommation dans le temps	16
III.3. Coefficient d'irrégularité.....	16
III.3.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{max.j}$).....	16
III.3.2. Coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{min.j}$).....	17
III.3.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max.h}$).....	17
III.3.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min.h}$).....	18
III.4. variation de la consommation journalière.....	18
III.4.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max.j}$).....	18
III.4.2. Consommation minimale journalière.....	19
III.5. variation de la consommation horaire.....	20
III.5.1. Consommation moyen horaire.....	20
III.5.2. Consommation maximum horaire.....	20
III.5.3. Consommation minimum horaire.....	20
III.5.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	20
III.5.5. Coefficient d'irrégularité maximale et minimale horaire (K_{maxh} et K_{minh}).....	23
III.5.6. Les graphs de la consommation en eau de la vile.....	23
III.6. Conclusion	24

Chapitre VI : étude des réservoirs

IV.1. Introduction.....	25
IV.2. Fonctions des réservoirs.....	25
IV.2.1. Fonctions techniques des réservoirs.....	25
IV.2.2. Fonctions économiques des réservoirs.....	25
IV.3. Classification des réservoirs.....	26

IV.3.1. Classification selon le matériau de construction.....	26
IV.3.2. Classification selon la situation des lieux.....	26
IV.3.3. Classification selon l'usage.....	26
IV.3.4. Classification selon la forme géométrique.....	26
IV.4. Choix du type de réservoir.....	26
IV.5. Emplacement des réservoirs.....	27
IV.6. Equipements hydrauliques du réservoir.....	27
IV.6.1. Conduite d'arrivée.....	27
IV.6.2. Conduite de départ (distribution).....	28
IV.6.3. Conduite de trop plein.....	29
IV.6.4. Conduite de vidange.....	29
IV.6.5. Conduite by-pass.....	29
IV.6.6. Robinet a flotteur.....	30
IV.7. Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	30
IV.8. Entretien des réservoirs.....	31
IV.9. Hygiène et sécurité.....	31
IV.10. Calcul de la capacité totale nécessaire pour la ville de TIMGAD.....	32
IV.10.1. principe de calcul.....	32
IV.10.2. Calcul de temps de pompage nécessaire.....	32
IV.10.3. Détermination analytique de la capacité de réservoir.....	32
IV.10.4. Détermination graphique de la capacité de réservoir.....	34
IV.11. Conclusion.....	35

Chapitre V : adduction et pompage

V.1. Introduction.....	36
V.2. Condition d'établissement de la conduite de refoulement.....	36
V.2.1. Conditions techniques.....	36
a. Choix du tracé.....	36
b. La ligne piézométrique du refoulement.....	36
V.2.2. Conditions économiques.....	37
V.3. Dépôts dans l'adduction.....	37
V.4. Choix du type du matériau de la tuyauterie.....	37
V.5. Calculs hydraulique.....	39
V.5.1. Calcul du diamètre économique.....	39
1/ Formule de BRESSE.....	39

2/ Formule de BONNIN.....	39
3/ Formule de MUNIER.....	39
4/ Formule de VIBERT : (conduites en fonte).....	39
5/ autre formule.....	40
V.5.2. Calcul des vitesses.....	41
V.5.3. Calcul des pertes de charges.....	41
a. Les pertes de charge linéaires	41
b. Les Pertes des charges singulières.....	42
c. Les Pertes des charges totales.....	42
d. autre formule.....	43
V.5.4. Calcul du coefficient de frottement.....	43
V.5.5. Calcul de la hauteur manométrique total HMT.....	44
V.5.6. Puissance absorbée par la pompe.....	44
V.5.7. Energie consommée par la pompe.....	44
V.5.8. Frais d'exploitation (prix de l'énergie).....	45
V.5.9. Frais d'amortissement.....	45
V.5.10 : Détermination des diamètres économiques.....	46
V.6. étude de pompage.....	50
V.6.1. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques.....	50
a)les turbopompes.....	50
b) les pompes volumétriques.....	50
c)Autres pompes.....	50
V.6.2. Choix du type de pompe.....	50
V.6.3. Couplage des pompes.....	51
V.6.4. Choix du nombre de pompes.....	51
V.6.5. choix des pompes.....	51
Les deux forages de Morri.....	51
Le forage de Balla.....	51
V.6.6. les courbes caractéristique des pompes choisis.....	52
V.6.7. Points de fonctionnement des pompes.....	54
1. Les pompes des deux forages de Morri.....	54
2. Station de pompage de Balla.....	56
V.6.8. Réglage des pompes.....	57
V.6.8.1. différents mode de réglage des pompes.....	57
a)Débit disponible > Débit appelé.....	57

b) Débit disponible < Débit appelé.....	59
V.6.8.2. choix de mode de réglage.....	59
1. la pompe de forage F1 de Morri.....	59
2. la pompe de forage F2 de Morri.....	60
3. la pompe de forage F3 de Balla.....	60
V.7. équipement d'une adduction.....	61
a) Robinets-vanne.....	61
b) Clapets de retenue.....	61
c) Ventouses.....	61
V.8. Conclusion.....	61

Chapitre VI : dimensionnement de réseau de distribution

VI.1. Introduction.....	62
VI.2. Classification et choix du réseau de distribution.....	62
VI.2.1. Le réseau ramifié.....	62
VI.2.2. Le Réseau étagé.....	62
VI.2.3. Le réseau maillé.....	62
VI.2.4. Le réseau mixte.....	63
VI.3. Conception d'un réseau.....	63
VI.4. Principe du tracé du réseau.....	63
VI.5. Choix du type des matériaux.....	64
VI.5.1. Critères techniques.....	64
VI.5.2. Critères économique.....	64
VI.6. Calcul hydraulique du réseau maillé.....	64
VI.6.1. Détermination des débits du réseau.....	65
VI.6.1.1. Débit spécifique.....	65
VI.6.1.2. Débit en route.....	65
VI.6.1.3. Débits aux nœuds (nodaux).....	65
a. cas de pointe.....	66
b. Cas de pointe plus incendie.....	67
VI.6.2. Répartition arbitraire des débits.....	68
VI.6.3. Calcul du réseau maille par la méthode de HARDY-CROSS.....	69
a. 1 ^{ière} loi des nœuds (1 ^{ière} loi de KIRCHOFF).....	70
b. 2 ^{ième} loi des mailles (2 ^{ième} loi de KURCHOFF).....	70
VI.6.4. Principe de la méthode de HARDY-CROSS.....	70

VI.6.4.1. Détermination du débit correctif.....	70
a. cas de pointe.....	72
b. cas de pointe plus incendie.....	76
VI.7.Détermination des diamètres des conduites et les vitesses d'écoulement.....	79
VI.8.Résultats de la simulation hydraulique de réseau projeté.....	80
VI.8.1.cas de pointe.....	80
VI.8.2.cas de pointe plus incendie.....	81
IV.9.Interprétation des résultats obtenus.....	86
V.10. Equipement du réseau de distribution.....	86
IV.10.1. Les robinets vanne.....	86
IV.10.2. Bouches ou poteaux d'incendie.....	86
IV.10.3. Robinets de vidange.....	86
IV.10.4. Les ventouses.....	87
IV.10.5. Les compteurs.....	87
IV.10.6. les pièces spéciales de raccord.....	87
a)Les Tés et les croix.....	87
b) Les coudes.....	87
c)Les cônes.....	87
VI.11.Conclusion.....	87

Chapitre VII : protection des conduites

VII.1.Introduction.....	88
VII.2. Définition de phénomène de coup de bélier.....	88
VII.3. Risques dus aux coups de bélier.....	88
VII.3.1. Cas de la surpression.....	88
VII.3.2. Cas de la dépression.....	89
VII.3.3. Fatigue de la canalisation.....	89
VII.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	89
VII.4.1. Phase 01.....	89
VII.4.2. Phase 02.....	90
VII.4.3. Phase 03.....	90
VII.4.4. Phase 04.....	91
VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	91
VII.5.1. Les volants d'inertie.....	91
VII.5.2. Les soupapes de décharge.....	92

VII.5.3. Les réservoirs d'air	92
VII.5.4. Les cheminées d'équilibre.....	92
VII.6.installation de réservoir d'air.....	92
VII.7.Calcul simplifié du volume du réservoir d'air anti-bélier en utilisant la méthode de VIBERT.....	93
VII.8.Calcul de volume du réservoir d'air anti-bélier pour les différentes conduites..	95
VII.8.1. Les données de base.....	95
VII.8.2. Calcul de la célérité d'onde C.....	95
VII.8.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.....	95
VII.9. Encombrement du réservoir d'air.....	97
VII.10. Conclusion.....	97

Chapitre VIII : organisation du chantier

VIII.1.Introduction.....	98
VIII.2.Définitions des travaux à entreprendre.....	98
VIII.2.1.Travaux concernant les conduites de réseau.....	98
VIII.3.Calcul du volume de terrassements pour le réseau.....	99
VIII.3.1.Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron.....	99
VIII.3.2. Calcul du volume de la tranchée (déblai) : (V_d)	99
VIII.3.3.Calcul du volume de lit de sable.....	99
VIII.3.4.Calcul du volume de remblai.....	99
VIII.3.5.Calcul de volume excédentaire.....	100
VIII.4.Devis estimatif.....	101
VIII.5.les engins.....	102
VIII.5.1.Définition de la pelle hydraulique.....	102
VIII.5.2.Définition du compacteur avec rouleau a pneu.....	102
VIII.5.3. Définition du Bulldozer.....	102
VIII.6.Planification des travaux	102
VIII.6.1.Les principales opérations à exécuter.....	103
VIII.6.2.Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent.....	103
VIII.6.3. Elaboration du diagramme de GANTT.....	107
VIII.7.Conclusion.....	109
Conclusion générale.....	110

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Tableau I.1: Position de la station	4
Tableau I.2: Variations des températures mensuelles	4
Tableau I.3 : Variations des précipitations mensuelles	5
Tableau I.4 : Variations des vents mensuelles	6

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evaluation de la population	9
Tableau II.2 : Dotation unitaire moyenne	10
Tableau II.3 : Evaluation des besoins domestiques	11
Tableau II.4 : Evaluation des Besoins scolaires.....	11
Tableau II.5 : Evaluation des Besoins administratifs.....	11
Tableau II.6 : Evaluations des Besoins sanitaires	12
Tableau II.7: Evaluations des Besoins Commerciales	12
Tableau II.8 : Evaluations des Besoins publics.....	13
Tableau II.9 : Evaluations des besoins de la zone d'activité	13
Tableau II. 10 : Evaluations des besoins d'arrosage	13
Tableau II. 11 : Evaluations des équipements projeté au futur	14
Tableau II.12 : Total des besoins en eau.....	15

Chapitre III : caractéristique de la consommation

Tableau III .1 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau III .2 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau III.3 : Détermination de la consommation maximale journalière.....	18
Tableau III.4 : Détermination de la consommation minimale journalière	19
Tableau III.5: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants...21	
Tableau III.6: variation des débits horaires de la ville de TIMGAD.....	22

Chapitre VI : étude des réservoirs

Tableau IV.1 : Détermination analytique de la capacité de réservoir.....	33
Tableau IV.2 : Détermination graphique de la capacité de réservoir.....	34

Chapitre V : adduction et pompage

Tableau V.1.La valeur de α , m et β en fonction du matériau.....	40
Tableau V.2.la valeur de M en fonction du matériau.....	40
Tableau V.3. Valeurs de k' , m , et β en fonction de type du matériau.....	43
Tableau V.4. Calcul des diamètres économique et les vitesses correspondantes...	46
Tableau V.5.calcul des pertes de charge.....	47
Tableau V.6. Calcul des hauteurs manométriques des forages.....	48
Tableau V.7.calcul du cout de la conduite de tronçon de Balla.....	48
Tableau V.8. Calcule de la HMT de tronçon de Balla.....	48
Tableau V.9. Calcul des frais d'exploitation de tronçon de Balla.....	49
Tableau V.10. Calcul de cout total de tronçon de Balla.....	49
Tableau V.11. Caractéristiques des pompes des forages de Morri.....	51
Tableau V.12. Caractéristiques des pompes de la station de Balla.....	51
Tableau V.13. Caractéristique des pompes au point de fonctionnement (station de Morri).....	56
Tableau V.14. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (station de Balla).....	56
Tableau V.15.Caractéristique des pompes de F1 après vannage.....	60
Tableau V.16.Caractéristique des pompes de F1 après vannage.....	61

Chapitre VI : dimensionnement de réseau de distribution

Tableau VI.1.Calcul de débit en route : cas de pointe.....	66
Tableau VI.2.Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe.....	67
Tableau VI.3.caractéristique de la conduite pour le cas de pointe.....	73
Tableau VI.4. Première correction des débits pour le cas de pointe.....	74
Tableau VI.5. Cinquième correction des débits pour le cas de pointe.....	75
Tableau VI.6.caractéristique de la conduite pour le cas de pointe+incendie.....	76
Tableau VI.7. Première correction des débits pour le cas de pointe+incendie.....	77
Tableau VI.8. Cinquième correction des débits pour le cas de pointe+incendie....	78
Tableau VI.9. Calcul des diamètres et des vitesses du réseau de distribution.....	79
Tableau VI.10.Calcul des vitesses et pertes de charge de réseau projeté en cas de pointe.....	80
Tableau VI.11.Calcul des pressions au niveau des nœuds en cas de pointe.....	82
Tableau VI.12.Calcul des vitesses et pertes de charge en cas de pointe+ incendie.	82
Tableau VI.13.Calcul des pressions au niveau des nœuds en cas de pointe plus incendie.....	83

Chapitre VII : protection des conduites

Tableau VII.1: Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement...	95
Tableau VII.2 : Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement...	95
Tableau VII.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	95
Tableau VII.4 : Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	97

Chapitre VIII : organisation du chantier

Tableau VIII.1 : Calcul des volumes des travaux.....	100
Tableau VIII.2 : Volumes et coût des travaux total.....	101
Tableau VIII.3. Opérations des travaux (précède, succède).....	103
Tableau VIII.4. Planification selon la méthode de GANTT.....	107

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'agglomération

fig I.1 : plan de situation géographique de la commune de TIMGAD.....	2
---	---

Chapitre II : estimation des besoins en eau

fig. II.1:Histogramme de l'évolution des populations.....	9
---	---

Chapitre III : caractéristique de la consommation

fig. III.1:Histogramme de la consommation horaire de l'agglomération.....	23
fig. III.2:Histogramme de la consommation horaire d'arrosage.....	23
fig. III.3:Histogramme de la consommation horaire total.....	24
fig. III.4:Courbe de consommation cumulée.....	24

Chapitre VI : étude des réservoirs

figIV.1. arrivé en siphon noyer.....	27
figIV.2. arrivé par le fond.....	28
figIV.3. Arrivé par le bas.....	28
figIV.4. conduite de départ.....	28
figIV.5. conduite de trop plein et vidange.....	29
figIV.6. conduite by-pass.....	29
figIV.7.robinet a flotteur.....	30
figIV.8. système à siphon	30
figIV.9. système à deux prises.....	30
figIV.10.commande à distance de la réserve d'incendie.....	31
figIV.11.courbe d'apport et de distribution cumulés	35

Chapitre V : adduction et pompage

figV.1. Raccordements des tuyaux en polyéthylène.....	39
figV.2. schéma de l'adduction de Morri	46
figV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de tronçon de Balla.....	49
figV.4 : Courbes caractéristiques de la pompe de F1 (S6S64-6/10A .CAPRARI)....	52
figV.5 : Courbes caractéristiques de la pompe F2 (S6S64-6/9A.CAPRARI).....	53
figV.6 : Courbes caractéristiques de la pompe F3 (S8S50-6/3A.CAPRARI).....	53

figV.7. courbe caractéristique des conduites d'adduction.....	54
figV.8. courbe caractéristique des pompes de F1etF2.....	55
figV.9. Courbe caractéristique de la pompe résultante de F1+F2.....	55
figV.10. Point de fonctionnement de la pompe de la station de Balla.....	57

Chapitre VI : dimensionnement de réseau de distribution

figVI.1.repartition arbitraire des débits en cas de pointe.....	68
figVI.2.repartition arbitraire des débits en cas de pointe plus incendie.....	69
figVI.3.longueur et diamètre des tronçons.....	81
figVI.4. Vitesses (m/s) et pressions(m) pour le cas de pointe.....	84
figVI.5. Vitesses (m/s) et pressions(m) pour le cas de pointe plus incendie.....	85

Chapitre VII : protection des conduites

fig. VII.1. Phase 1.....	89
fig. VII.2. Phase 2.....	90
fig. VII.3. Phase 3	90
fig. VII.4. Phase 4.....	91
fig VII.5. Schéma d'installation du réservoir d'air.....	93
fig VII.6. Calcul de volume du réservoir d'air (abaque de VIBERT).....	96
fig VII.7. Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	97

Chapitre VIII : organisation du chantier

fig VIII.1 : Schéma de la tranchée.....	99
fig VIII.2. Réseau à nœud.....	106
fig VIII.3 : Diagramme de Gantt du réseau d'AEP.....	108

Liste des planches

- Planche N°01 : plan de masse avec le réseau d'AEP projeté de la ville de TIMGADE (WBATNA).
- Planche N°02 : détail des nœuds de réseau de la ville de TIMGADE (W.BATNA).
- Planche N°03 : profil en long du réseau de distribution de la ville de TIMGADE de la partie nord (W.BATNA).
- Planche N°04 : profil au long du réseau de distribution de la ville de TIMGADE de la partie sud (W.BATNA).
- Planche N°05 : profil en long de l'adduction forage f1-réservoir de MORRI de la ville de TIMGADE (W.BATNA).
- Planche N°06 : profil en long de l'adduction forage f3-réservoir de BALLA ville de TIMGADE (W.BATNA).
- Planche N°07 : Schéma de réseau projeté de la ville de TIMGADE (W.BATNA)

INTRODUCTION GENERALE

Dès la plus haute antiquité jusqu'à l'époque moderne, l'homme n'a jamais cessé de voir en l'eau une de ses préoccupations fondamentale. Elément de base à toute vie qu'elle soit végétale ou animale, ce liquide fait l'objet d'un intérêt majeur, tels que le développement des techniques de son exploitation ont évolué dans le temps.

La question de la disponibilité et d'accès à l'eau est sans aucun doute un des problèmes majeurs auxquels l'humanité devra faire face durant le siècle à venir. En effet, on estime aujourd'hui qu'un habitant sur cinq de la planète n'a pas accès à l'eau en suffisance et, un sur trois à une eau de qualité.

L'être-humaine, n'a pas cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, actuellement on assiste à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Le réseau d'AEP (Alimentation en eau potable) constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté. Ce seuil dépend de nombreux paramètres que ce soit environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une bonne gestion des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est le dimensionnement de réseau d'AEP de la ville de TIMGAD (W. BATNA).

Nous procédons en premier lieu aux études préliminaires pour aborder en second lieu les ouvrages de stockage, l'adduction, la conception et le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable avec l'usage du logiciel Water-cad en guise de support. Enfin, nous terminons par la protection contre les coups de bélier et l'organisation de différentes opérations aboutissant à la réalisation du projet.

Chapitre 1

Présentation de l'agglomération

I.1. Introduction

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

I.2. Situation géographique

La ville de TIMGAD est une daïra qui fait partie de wilaya de BATNA, elle est située à l'EST du chef-lieu de la wilaya de BATNA à une distance de 35 Km, la commune de TIMGAD est limitée par :

- La commune de CHEMORA au Nord
- La commune de FOUM TOUB au Sud
- La commune d'OUED TAGA au Sud-ouest
- La commune d'OUYOUN EL ASSAFIR à l'Ouest
- La commune d'OULED FADHEL à l'Est



fig I.1 : plan de situation géographique de la commune de TIMGAD

I.3. Situation topographique

Le territoire de la commune occupe un relief élevé caractérisé par :

- Relief montagneux au Nord
- Massif rocheux traversant Tizi Ghardhos vers BATNA
- Nombre important d'oued et cours d'eau traversant les hautes plaines
- Une série de collines et plateaux reboisés au Nord-Ouest et Sud de la commune
- Deux oueds principaux traversant la ville de TIMGAD (Soult et Robea), l'intersection forme oued ADJADJ vers Chemora

I.4. Superficie et densité

La commune de TIMGAD s'étend sur une superficie de 168 **hectares** et regroupe une population de **9511** habitants en année 2008 (Centre de Timgad : 8720 et village agricole : 791), soit une densité de 57 habitants par hectare.

I.5. La pente

Les pentes sont de direction SUD – NORD, généralement le relief à pente faible.

La totalité des terrains de notre zone d'étude est constituée par des pentes comprises entre **0.1%** et **5%**.

I.6. Situation Géologique et Géotechnique

I.6.1. Géologie

La commune de TIMGAD se compose de trois parties dont les formations géologiques sont distinguées :

- La partie NORD-OUEST est constituée d'un sol riche des carbonates fossilifères, dépendant du troisième cycle (Crétacé).
- La partie SUD-OUEST est constituée par des Conglomérats des roches sédimentaires et de l'argile et le marne rouge dépendant du troisième cycle (Miocène)
- La troisième partie englobe la majorité des terrains, est constituée par des alluvions argileuses, ainsi que la polygénique, dépendant du quatrième cycle (quaternaires).

I.6.2. Géotechnique

Le terrain est favorable pour des constructions des immeubles cela dues à l'aspect géotechnique qui se caractérise par un sol constitué de l'argile, marne et calcaire. En revanche il existe des terrains meubles au voisinage d'Oued Soult et Oued Robea.

I.7.Situation climatologique

I.7.1.Climat

Il représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température, D'après les relevés de la station de BATNA (période 1996/2005), il apparaît que le climat froid avec un taux d'humidité faible est observé en Hiver, un climat relativement chaud et un taux d'humidité plus au moins élevé en Eté.

La station d'observation météorologique de BATNA, a des coordonnées représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1: Position de la station

Coordonnées	X	2614 M
	Y	710 M
	Z	982 M

I.7.2.La température

La température est un élément très important dans les caractéristiques climatologiques, Les données concernant les températures relevées toujours de la station de BATNA (période d'observation 1996/2005). Le tableau (I.2) montre les moyennes, minimales et maximales mensuels oscillant entre 5,5°C en Hiver de mois Décembre et 26 ,8°C au mois Juillet. Et la moyenne annuelle est de 15,3°C.

Le tableau suivant illustre les données sur les valeurs moyennes mensuelles et annuelles

Tableau I.2: Variations des températures mensuelles

moins	T _{min} °c	T _{max} °c	T _{moy} °c
janvier	7,6	17,7	6,1
février	3,7	19,8	7,5
Mars	6,8	22,7	8,8
Avril	-2,5	28,3	13,9
Mai	2	30,5	16,6
Juin	5,6	39,5	23,6
Juillet	11,4	40,5	26,8
Août	10,5	39,2	25,7
Septembre	8,9	39,5	22,6
Octobre	1	29,2	14,6
Novembre	-8,6	25,5	12,1
Décembre	-4,5	17,4	5,5

L'analyse du tableau Ci- dessus nous renseigne sur :

- Une période chaude s'étalant du mois de juin au mois de septembre, marquée par une température moyenne 24.7. Le mois le plus chaud étant le mois de juillet.
- Une période de froid s'étalant du mois de novembre au mois de mars avec une valeur moyenne de 8°C

I.7.3.Pluviométrie

Les précipitations accusent une régularité non seulement annuelle mais aussi mensuelle. En peut se faire une idée des précipitations de la région à travers les observations faite à la station de BATNA. Les variations des précipitations sont représentées dans le tableau I.3.

Tableau I.3 : Variations des précipitations mensuelles

Moins	Précipitations (Mm)	Humidité (%)
janvier	23.38	71
février	21.36	62
Mars	31.19	61
Avril	27.64	52
Mai	34.10	56
Juin	14.66	52
Juillet	7.07	43
Août	13.67	47
Septembre	33.23	55
Octobre	22.61	73
Novembre	21.19	67
Décembre	23.67	73

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de **342 mm** qui se répartie sur deux **(02)** périodes distinctes.

- Une période caractérise la saison estivale, marquée par des faibles pluies d'une moyenne de **12 mm**
- Une seconde période concernant les autres saisons de l'année, marquée par des quantités importantes des pluies.

En effet les pluies débutent en Automne, avec une moyenne de **25.6 mm** et s'accroissent en Hiver et en Printemps avec une moyenne de **28 mm**

I.7.4. Les vents

Les vents les plus dominants sont ceux provenant du NORD-EST en saison estivale, sont plus ou moins faible et les vents provenant du SUD sont permanent cours de l'année. Concernant le SIROCCO est provenant a la moyenne 19 jours pendant l'année, le mois de Juillet connu 05 jours de SIROCCO.

Les variations des vitesses du vent concernant les moyennes mensuelles et annuelles sont représentées dans le tableau I.4.

Tableau I.4 : Variations des vents mensuelles

Moins	Insolation (heures)	Vitesse de vent (m/s)	Direction Du Vent	Fréquence Moy Mensuelle(%)
janvier	220	6,8	SN	34
février	218	7,2	SN	28
Mars	230	6,9	SN	31
Avril	261	7,3	SN	33
Mai	251	6,4	ESW	26
Juin	315	6	SN	26
Juillet	337	5,8	SN	29
Août	331	4	SN	32
Septembre	203	3,6	SN	36
Octobre	193	5,3	SN	40
Novembre	196	5,1	ESW	38
Décembre	160	6,5	SN	41

I.8. Situation hydraulique actuelle

Le centre cité en objet est alimenté actuellement à partir du trois (03) forages

- Forage BALA de coordonnées géographiques :

N=35°28'875'' /E=006°27'053''

D'un débit de 21 l/s alimente un réservoir d'une capacité de 500 m³ de BALA.

Ce réservoir assure l'alimentation de la ville.

- Deux forages de MORRI de coordonnées géographiques :

N=35°28'830'' /E=006°29'085''

D'un débit total de 45 l/s alimente un réservoir d'une capacité de 500 m³ et deux réservoirs jumelés (2* 250 m³).

La capacité totale des réservoirs est : 1500 m³.

Le débit total des trois (03) forages est de 66 l/s.

I.9.Situation démographique

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en juin 2008, la population du chef-lieu de commune de TIMGAD s'élève à une population de l'ordre de 9511 habitants.

D'après les données recueillies au niveau de l'APC qui s'est traduit par un taux d'accroissement $T=2.5\%$ durant la période allant de 1998 à 2008.

I.10.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu sur la zone d'étude définie les données concernant notre agglomération de point de vue topographique, géographique, géologique et géotechnique, climatologique, hydraulique ainsi que démographique.

Chapitre 2

Estimation des besoins

en eau

II.1. Introduction

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins de la ville de TIMGAD pour l'agglomération, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socioéconomiques, qui procèdent à la fois de :

- La volonté politique du pouvoir public qui fixe pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs.
- Des ressources en eau susceptibles d'être mobilisées pour satisfaire qualitativement et quantitativement, les besoins en eau pour la consommation.

Ce qui est à savoir, nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable de TIMGAD, que nous les citerons ci-après, nous permet de connaître la consommation journalière et de dimensionner les ouvrages nécessaires de la ville.

II.2. Evolution de la population :

Connaissant le nombre d'habitants que comporte notre ville en 2008 et le taux d'accroissement prévu, la population à l'an 2043 pourra être estimée grâce à la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + t)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec:

P_n : Population future à l'horizon voulu

P_0 : Population de l'année de référence

t : Taux d'accroissement annuel de la population

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Le taux d'accroissement annuel de la population est fonction de l'amélioration du niveau de vie, de l'éducation, du développement socioculturel et aux difficultés liées à la vie.

Le taux d'accroissement moyen est : $t = 2.5\%$.

L'étude sera faite à l'horizon 2043

L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Evaluation de la population

Horizons	2008	2013	2023	2033	2043
Population	9511	10759	13774	17632	22571

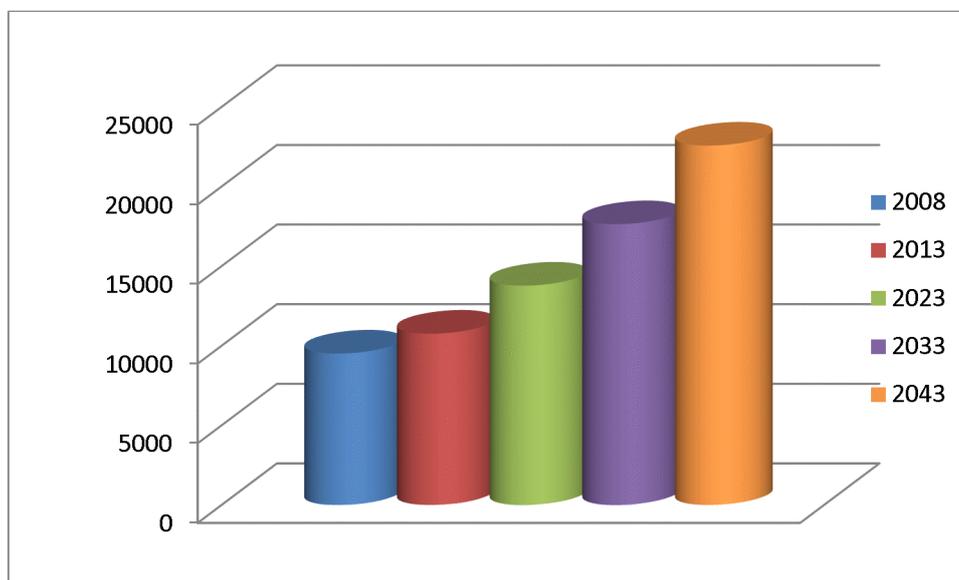


fig. II.1:Histogramme de l'évolution des populations

II.3. Catégorie des besoins

Vu, l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que TIMGAD tend à les connaître, il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins commerciaux
- Besoins administratifs
- Besoins publics
- Zone d'activité
- Besoins projeté au futur
- Besoins d'arrosage

II.4. Estimations des besoins

II.4.1. Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par habitant et par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, etc.

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

- Le niveau de vie de la population
- Le nombre d'habitants
- Le développement urbain
- Les ressources existantes

II.4.2. Consommation moyenne journalier

La consommation moyenne journalière est donnée par l'expression suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = (Q_i * N_j) / 1000 \quad (\text{II-2})$$

Avec : $Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière en [m³/j]

Q_i : dotation journalière en l/j/hab

N_j : nombre de consommateurs

II.4.3. Choix de la dotation :

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influe sur la variation des besoins d'une agglomération, ces facteurs accusent une variation saisonnière.

Une variation qui est traduite par un minimum en Hiver et un maximum en Eté, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie se situe comme suit :

Tableau II.2 : Dotation unitaire moyenne

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	150 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

Source Plan National de l'eau 1997

Pour notre projet, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 l/j/hab. pour les habitants à l'horizon de 2043.

II.4.4. Besoins Domestiques :

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau pour s'alimenter en eau. Il s'agit donc de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène et autres utilisations moins essentielles comme le lavage de biens et l'arrosage.

Tableau II.3 : Evaluation des besoins domestiques

Population 2043	Dotation l/j/hab	Q_{moyj} (m^3/j)
22571	150	3385.65

II.4.5. Besoins scolaires**Tableau II.4 : Evaluation des Besoins scolaires**

Equipements	N ^{bre}	Capacité	Dotation l/j/ élève	Q_{moyj} (m^3/j)
Ecole primaire	4	1460	10	14.6
CEM	2	1100	20	22
Lycée	1	500	50	25
CFPA	1	250	50	12.5
total				74.1

II.4.6. Besoins administratifs**Tableau II.5 : Evaluation des Besoins administratifs**

Equipements	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q_{moyj} (m^3/j)
APC	employé	80	15	1.2
Daïra	employé	120	15	1.8
PTT	employé	60	15	0.9
Gendarmerie	agent	100	50	5
Garde Communale	agent	60	50	3
Sureté de daïra	agent	60	50	3
Protection civile	unité	1	5000	5,0
CNASAT	unité	1	5000	5,0
Total				24.9

II.4.7. Besoins sanitaires :

Tableau II.6 : Evaluations des Besoins sanitaires

Equipements	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q_{moyj} (m³/j)
Pharmacie	unité	2	1500	3
Polyclinique	patient	500	20	10
Centre de soins	patient	600	20	12
Total				25

II.4.8. Besoins commerciales :

Tableau II.7: Evaluations des Besoins Commerciales

Equipements	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q_{moyj} (m³/j)
Cafétéria	client	2500	10	25
Restaurant	repas	1500	20	30
Douche +Bain	unité	7	10000	70
Boucherie	Kg de viande	30	150	45
Coiffeur	unité	11	1000	11
Boulangerie	unité	8	800	6.4
Total				187.4

II.4.9. Besoins publics

Tableau II.8 : Evaluations des Besoins publics

Equipements	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
Maison de jeunes	Personnes	5000	10	5,0
Mosquée	Fidèles	1200	20	24
Auberge	Personnes	5000	10	5
Hôtel	Chambres	200	70	14
Théâtre	Personnes	8000	10	8
Musée	Personnes	7000	10	7
Brigade Forest	Agents	200	25	5
Station-service	Unité	2	2500	5
Abattoir	Tête	40	200	8
Marché	m ²	1000	5	5
Total				86

II.4.10. Zone d'activité

Tableau II.9 : Evaluations des besoins de la zone d'activité

Equipements	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
Limonadière	Litre de limonade	16000	5	80,0
Total				80,0

II.4.11. Besoins d'arrosage :

Tableau II. 10 : Evaluations des besoins d'arrosage

Equipements	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
stade	m ²	17000	5	85
Parc Communale	m ²	40000	5	200
Total				285

II.4.12. Equipements projeté au futur

Tableau II. 11 : Evaluations des équipements projeté au futur

Equipements	unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ecole	élève	1500	10	15,0
Bibliothèque	Person	500	10	5,0
Mosquée	Fidèle	600	20	12,0
BMPJ	agent	100	50	5,0
Cafétéria	client	500	10	5,0
Restaurant	repas	250	20	5,0
Boucherie	Kg de viande	20	150	3,0
Coiffeur	unité	2	1000	2,0
Pharmacie	unité	2	1500	3
Salle de soin	patient	2500	20	5
Total				60,0

II.5. Récapitulation des besoins en eau

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Les besoins totaux en eau sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.12 : Total des besoins en eau

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moyj}} (\text{m}^3/\text{j})$
Besoins Domestiques	3385.65
Besoins scolaires	74.1
Besoins administratifs	24.9
Besoins sanitaires	25
Besoins publique	86
Besoins Commerciales	187.4
Zone d'activité	80
Besoins d'arrosage	285
Equipements projeté au futur	60
Total	4208.05

II.6. Conclusion

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

Le débit journalier de **4208.05 m³/j**, est celui qui sera consommé moyennement par la ville de TIMGAD à l'horizon **2043**. Et ceci nous permet par la suite de calculer dans le chapitre suivant le débit maximal journalier de la consommation.

Chapitre 3

Caractéristique de la consommation

en eau

III.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considéré.

L'évaluation des besoins élémentaires ou unitaire est délicate, car elle dépend de la façon dont on se sert de l'eau, par exemple, la quantité nécessaire pour une douche n'est pas la même d'un usager à l'autre, elle varie avec la satisfaction qu'il en tirera. C'est pourquoi les variations de débits sont différentes d'une région à une autre et, même les dotations se différent d'un pays à un autre.

III.2. Variation des débits de consommation dans le temps

La consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle et annuelle et dépend du mode de vie de la population

Les débits des consommations sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

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

Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit coefficient d'irrégularité.

III.3. Coefficient d'irrégularité :

III.3.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{max,j}$)

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

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

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{\max j}$ varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend $K_{\max, j} = 1,3$ pour les besoins domestiques et pour les autres besoins on prend $K_{\max, j} = 1$.

III.3.2. Coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{\min.j}$)

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

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation.

$K_{\min j}$ varie entre 0.7 et 0.9. Pour notre cas nous prenons $K_{\min j} = 0,9$ pour les besoins domestiques et $K_{\min j} = 0,7$ pour les autres besoins.

III.3.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max.h}$)

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

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

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1, 2 à 1, 5 et dépend du niveau de développement local.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau III.1 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.1 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

III.3.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{min.h})

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\text{min. h}} = \alpha_{\text{min}} * \beta_{\text{min}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau III.2 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants

Tableau III.2 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

HABITANT	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

III.4. variation de la consommation journalière

III.4.1. Consommation maximale journalière (Q_{max.j})

C'est le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{max j}} = Q_{\text{moy j}} * K_{\text{max j}} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

$Q_{\text{max j}}$: Débit maximal journalier.

$Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier.

$K_{\text{max j}}$: Coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière

$K_{\text{max, j}} = 1,3$ pour les besoins domestiques et pour les autres besoins on prend $K_{\text{max, j}} = 1$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Détermination de la consommation maximale journalière

Catégorie des besoins	Q _{moy.j} (m ³ /j)	K _{max.j}	Q _{max.j} (m ³ /j)
Besoins Domestiques	3385.65	1.3	4401.34
Besoins scolaires	74.1	1	74.1
Besoins administratifs	24.9	1	24.9
Besoins sanitaires	25	1	25
Besoins publique	86.0	1	86

Tableau III.3 : Détermination de la consommation maximale journalière(Suite)

Besoins Commerciales	187.4	1	187.4
Zone d'activité	80	1	80
Besoins d'arrosage	285	1	285
Equipements projeté au futur	60	1	60
Total	4208.05	1.241	5223.74

III.4.2. Consommation minimale journalière

C'est le débit d'une journée où la consommation est minimale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} * K_{\min j} \quad \text{(III.6)}$$

Avec :

$Q_{\max j}$: Débit minimal journalier.

$Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier.

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité minimal des variations de la consommation journalière

Pour notre cas nous prenons $K_{\min j} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Détermination de la consommation minimale journalière

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy } j} (m^3/j)$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} (m^3/j)$
Besoins Domestiques	3385.65	0,9	3047,08
Besoins scolaires	74.1	0,7	51,87
Besoins administratifs	24.9	0,7	17,43
Besoins sanitaires	25	0,7	17,5
Besoins publique	86.0	0,7	60,2
Besoins Commerciales	187.4	0,7	131,18
Zone d'activité	80.0	0,7	56
Besoins d'arrosage	285	0.7	199.5
Equipements projeté au futur	60.0	0,7	42
Total	4208.05	0,861	3622.76

III.5. variation de la consommation horaire :

III.5.1. Consommation moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \quad (\text{III.7})$$

Avec :

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

$Q_{\text{max j}}$: Débit maximum journalière en m^3/j ..

$$Q_{\text{moy h}} = 5223.74/24$$

$$Q_{\text{moy h}} = 217.656 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.5.2. Consommation maximum horaire

C'est le débit de consommation pendant une heure la plus chargée est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max h}} = Q_{\text{moy h}} * K_{\text{max h}} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

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

$K_{\text{max h}}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire

III.5.3. Consommation minimum horaire

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{\text{min. h}} = Q_{\text{moy .h}} * K_{\text{min h}} \quad (\text{III.9})$$

Avec:

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

$K_{\text{max h}}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire

III.5.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

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

Tableau III.5: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.70	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.76	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Source : polycop de M.SALAH

Remarque

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. pour notre cas on choisit la répartition variant entre 10000 et 50000 hab.

Tableau III.6: variation des débits horaires de la ville de TIMGAD

heures	agglomération		arrosage		Qmaxj total		le débit	
	Qmaxj=4938,74 m3/j		Qmaxj=285 m3/j		Qmaxj=5223,74 m3/j		cumulé	
(h)	(%)	m3/j	(%)	m3/j	(%)	m3/j	(%)	m3/j
00-01	1,50	74,081		0	1,418	74,081	1,418	74,081
1_2	1,50	74,081		0	1,418	74,081	2,836	148,162
2_3	1,50	74,081		0	1,418	74,081	4,254	222,243
3_4	1,50	74,081		0	1,418	74,081	5,673	296,324
4_5	2,50	123,469		0	2,364	123,469	8,036	419,793
5_6	3,50	172,856		0	3,309	172,856	11,345	592,649
6_7	4,50	222,243	25	71,25	5,618	293,493	16,964	886,142
7_8	5,50	271,631	25	71,25	6,564	342,881	23,528	1229,023
8_9	6,25	308,671		0	5,909	308,671	29,437	1537,694
9_10	6,25	308,671		0	5,909	308,671	35,346	1846,365
10_11	6,25	308,671		0	5,909	308,671	41,255	2155,037
11_12	6,25	308,671		0	5,909	308,671	47,164	2463,708
12_13	5,00	246,937		0	4,727	246,937	51,891	2710,645
13_14	5,00	246,937		0	4,727	246,937	56,618	2957,582
14_15	5,50	271,631		0	5,200	271,631	61,818	3229,213
15_16	6,00	296,324		0	5,673	296,324	67,491	3525,537
16_17	6,00	296,324	25	71,25	7,037	367,574	74,527	3893,111
17_18	5,50	271,631	25	71,25	6,564	342,881	81,091	4235,992
18_19	5,00	246,937		0	4,727	246,937	85,818	4482,929
19_20	4,50	222,243		0	4,254	222,243	90,073	4705,172
20_21	4,00	197,550		0	3,782	197,550	93,855	4902,722
21_22	3,00	148,162		0	2,836	148,162	96,691	5050,884
22_23	2,00	98,775		0	1,891	98,775	98,582	5149,659
23_24	1,50	74,081		0	1,418	74,081	100,000	5223,740
	100	4938,740	100	285	100,000	5223,740		

Du tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 74.081 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 367.574 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.5.5. Coefficient d'irrégularité maximale et minimale horaire (K_{maxh} et K_{minh}) :

D'après le tableau de variation des débits horaires on peut calculer les coefficients d'irrégularités maximale et minimal horaire comme suite :

- $K_{maxh} = Q_{maxh}/Q_{moyh} = 367.574/217.656$ $K_{maxh} = 1.689$
- $K_{minh} = Q_{minh}/Q_{moyh} = 74.081/217.656$ $K_{minh} = 0.340$

III.5.6. Les graphs de la consommation en eau de la vile:

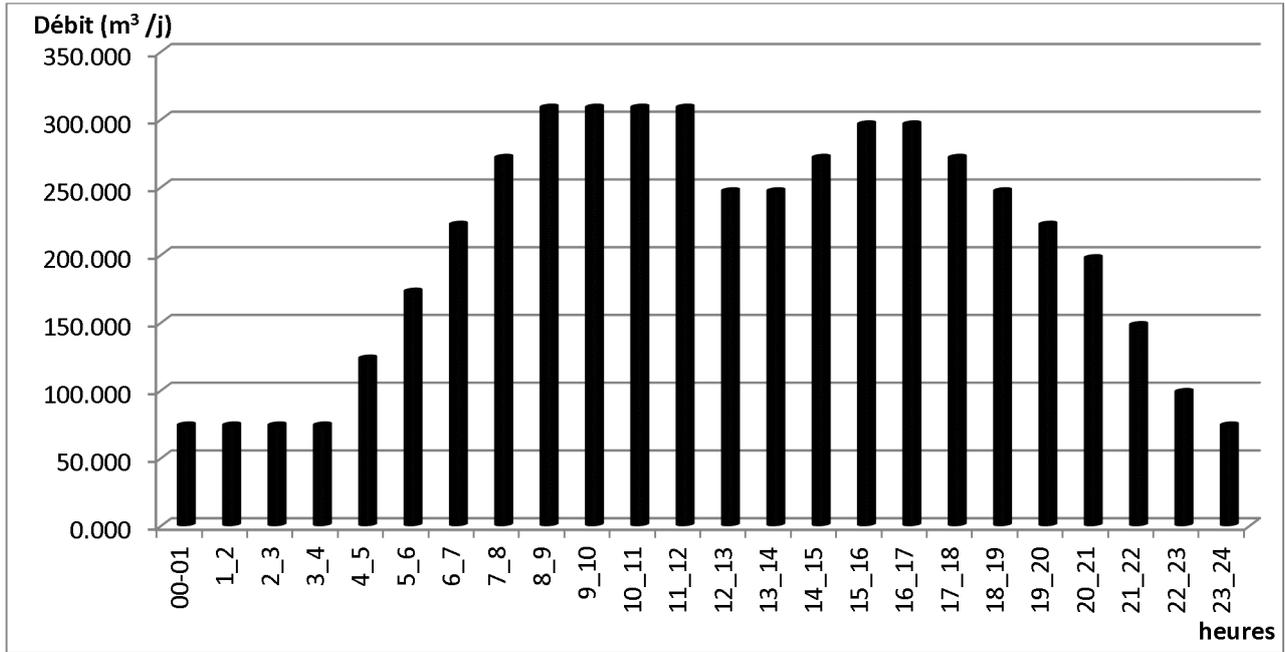


fig. III.1:Histogramme de la consommation horaire de l'agglomération

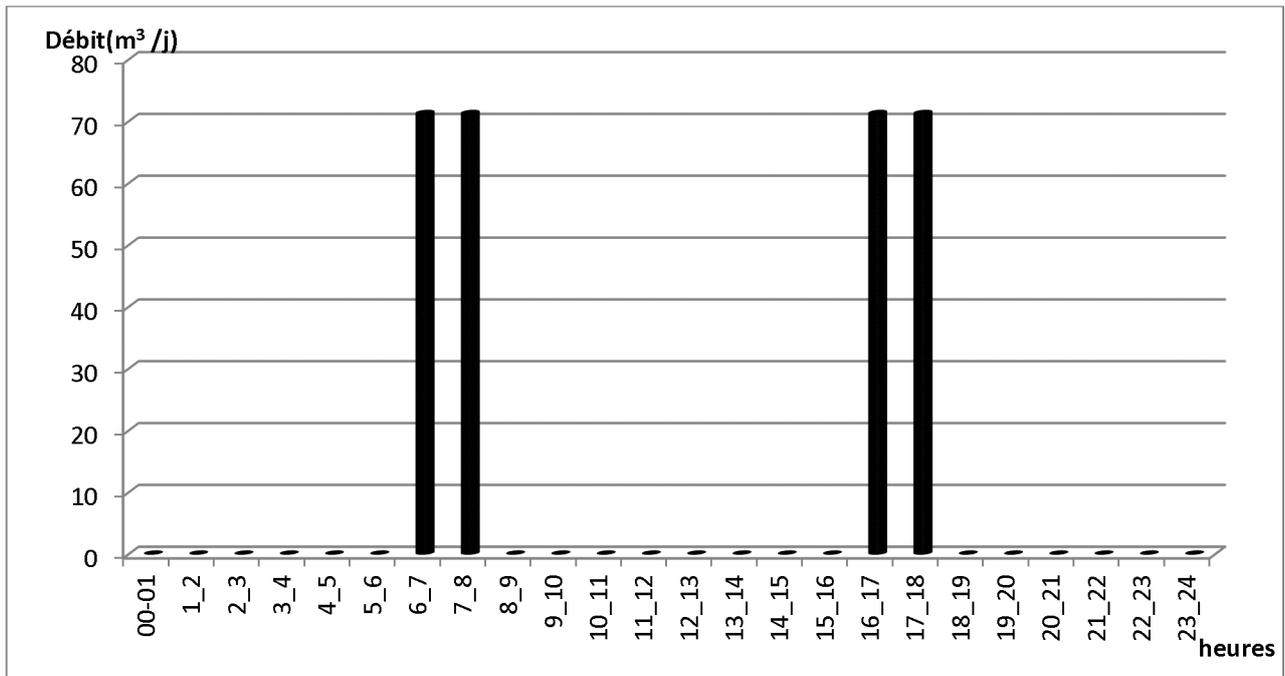


fig. III.2:Histogramme de la consommation horaire d'arrosage

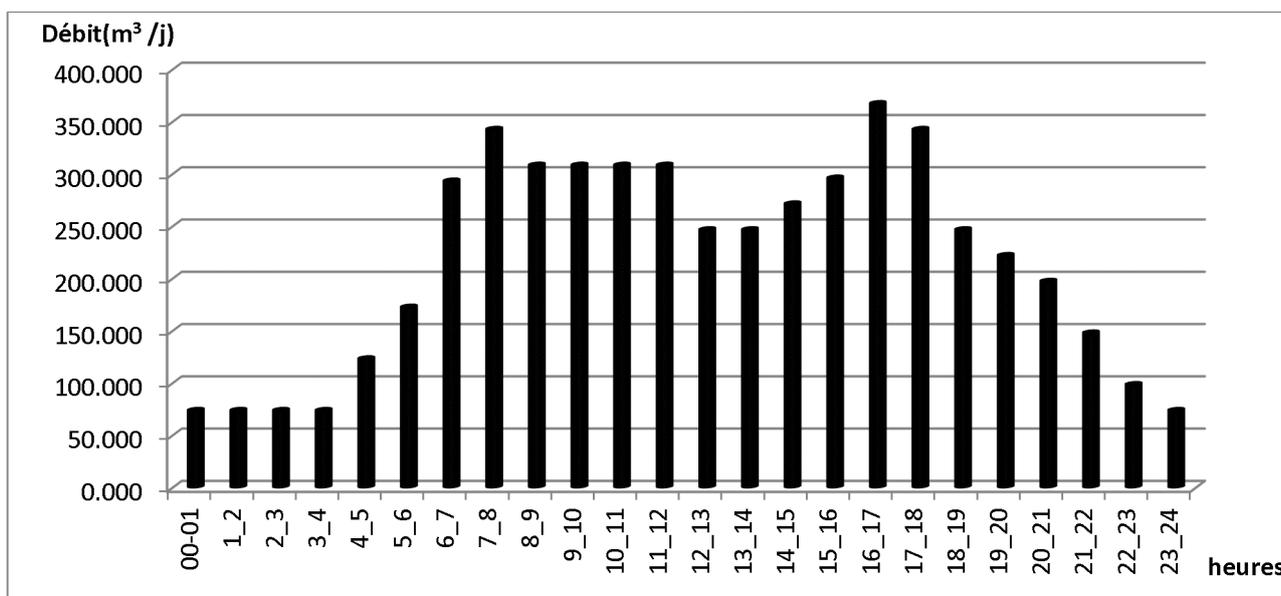


fig. III.3: Histogramme de la consommation horaire total

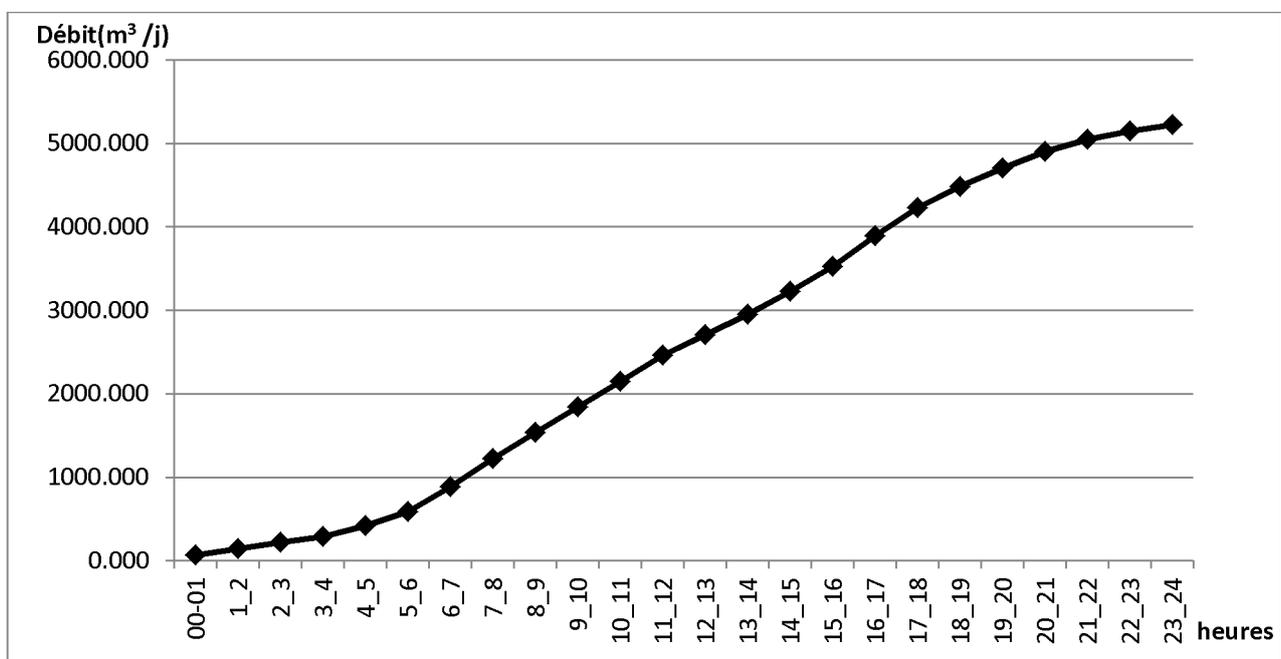


fig. III.4: Courbe de consommation cumulée

III.6. Conclusion

En comparant débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles (débit des trois forages)

On remarque que :

$$Q_{\text{ressource}} = 5702.4 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{max,j}} = 5223.74 \text{ m}^3/\text{j}$$

On peut constater que les ressources existantes peuvent satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville à l'horizon 2043.

Chapitre 4

Étude des réservoirs

IV.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

Dans notre projet, nous allons utiliser les réservoirs existants avec les caractéristiques citées au chapitre I

Il convient que l'existence de ces réservoirs est une contrainte pour le projecteur.

IV.2. Fonctions des réservoirs :

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

IV.2.1. Fonctions techniques des réservoirs

- La régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution
- La simplification de l'exploitation
- La sécurité de l'approvisionnement
- Lutter contre l'incendie

Par conséquent, ils doivent être :

- Etanchés pour éviter les fuites
- Résistés contre la pression de l'eau
- Construit avec des matériaux qui ne doivent ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables
- Protégés contre toute la contamination de l'eau et contre les élévations importantes de températures

IV.2.2. Fonctions économiques des réservoirs

- Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes

IV.3. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

IV.3.1. Classification selon le matériau de construction

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoir métallique
- Réservoir en maçonnerie
- Réservoir en béton armé, ordinaire ou précontraint

IV.3.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoir enterré
- Réservoir semi-enterré
- Réservoir surélevé ou sur tour (château d'eau)

IV.3.3. Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir de traitement
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon)
- Réservoir principal d'accumulation et de stockage

IV.3.4. Classification selon la forme géométrique

Généralement on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir carré
- Réservoir cylindrique
- Réservoir rectangulaire
- Ou d'une forme quelconque

IV.4. Choix du type de réservoir :

Les données topographiques de la région a permet aux concepteurs de projeter des réservoirs circulaires semi- entrés pour lesquels:

- Economie sur les frais de construction
- La conservation de l'eau se fait à une température constante
- L'étude architecturale est simplifiée
- L'étanchéité plus facile à réaliser

IV.5. Emplacement des réservoirs :

Pour prévoir un bon emplacement des réservoirs on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

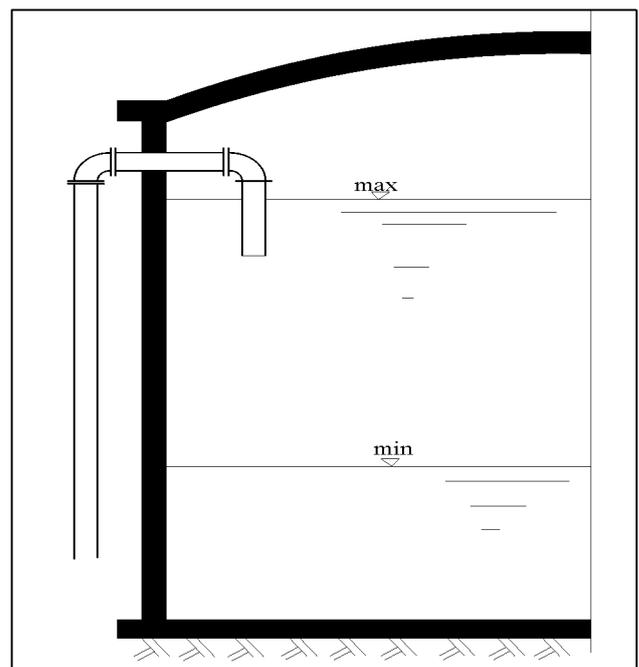
- Le point le plus défavorable
- la cote de radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante
- La présence des reliefs dans la région peut faciliter, l'établissement d'un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir surélevé
- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau

IV.6. Equipements hydrauliques du réservoir :

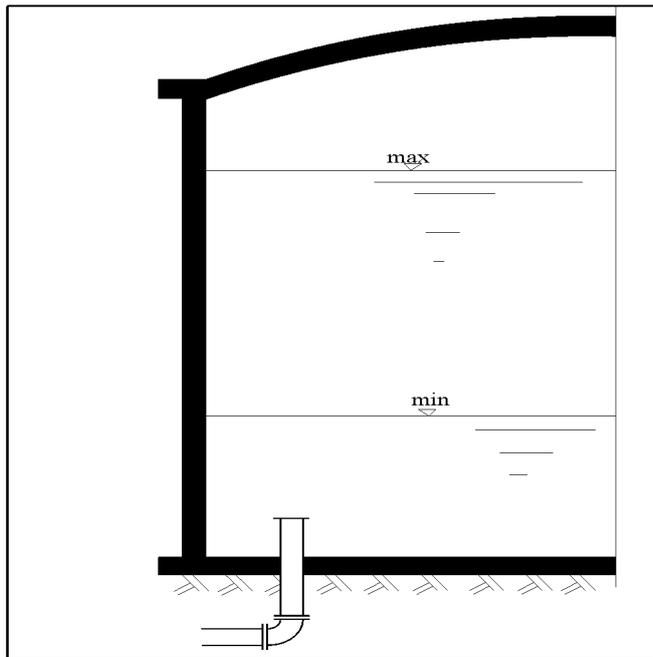
Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leurs permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

IV.6.1. Conduite d'arrivée

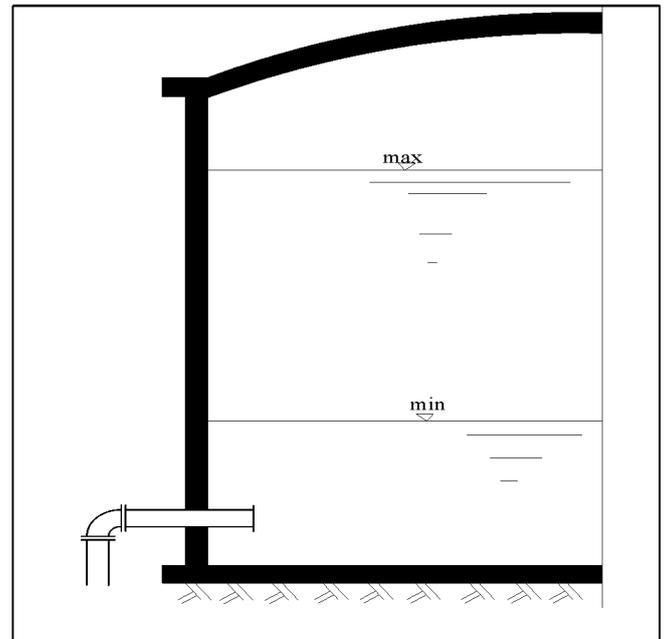
Cette conduite, de type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyer ou par le bas et de côté opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage.



figIV.1. arrivé en siphon noyer



figIV.2. arrivé par le fond



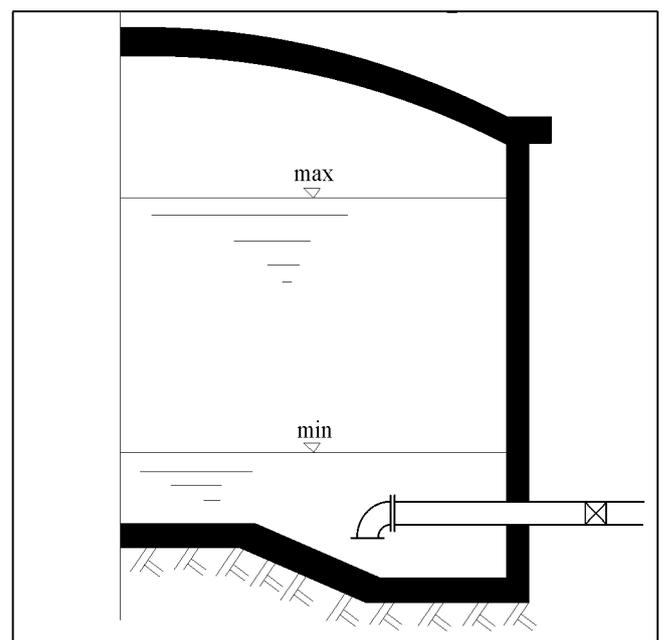
figIV.3. Arrivé par le bas

IV.6.2. Conduite de départ (distribution)

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée.

La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). La crépine se place à 0.15-0.20m au-dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite.

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



figIV.4. conduite de départ

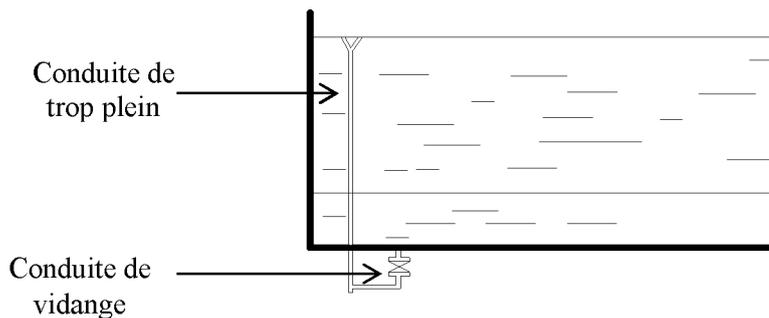
IV.6.3. Conduite de trop plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer, sans déversement du réservoir, l'évacuation de l'excès d'eau dans le cas où la pompe d'alimentation ne serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et en limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s. dans certains cas lorsque le débit d'apport est important on a intérêt à transformer l'extrémité de cette conduite en forme d'entonnoir dimensionné

IV.6.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de cette conduite.

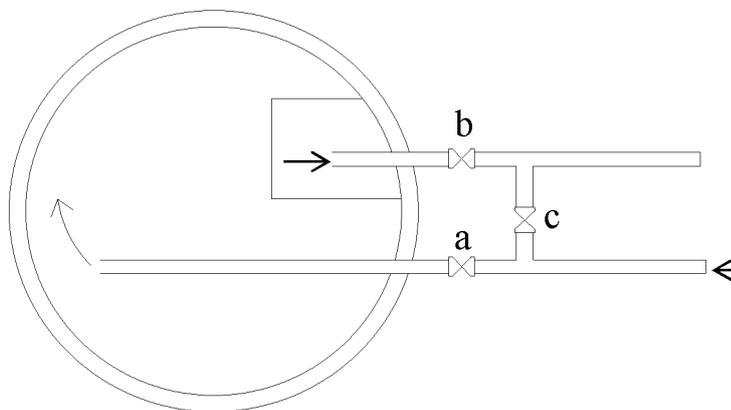
Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout. Et, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.



figIV.5. conduite de trop plein et vidange

IV.6.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de la conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé.

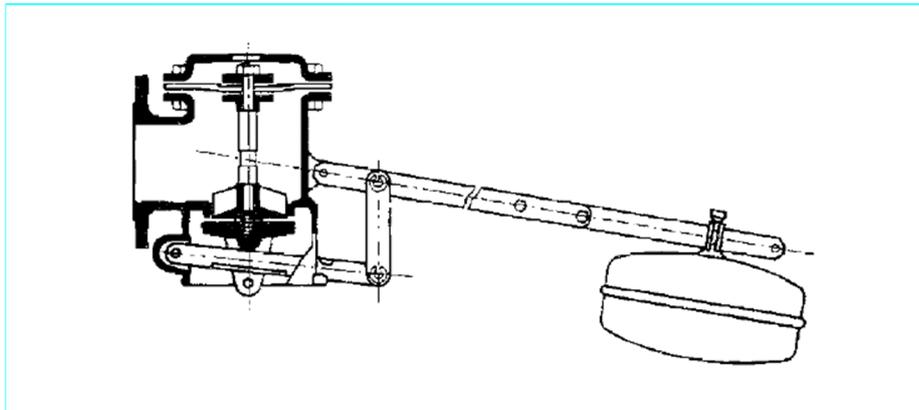


- Réservoir en fonctionnement : (a) et (b) ouverts et (c) fermé
- Réservoir isolé : (a) et (b) fermés et (c) ouvert

figIV.6. conduite by-pass

IV.6.6. Robinet à flotteur

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

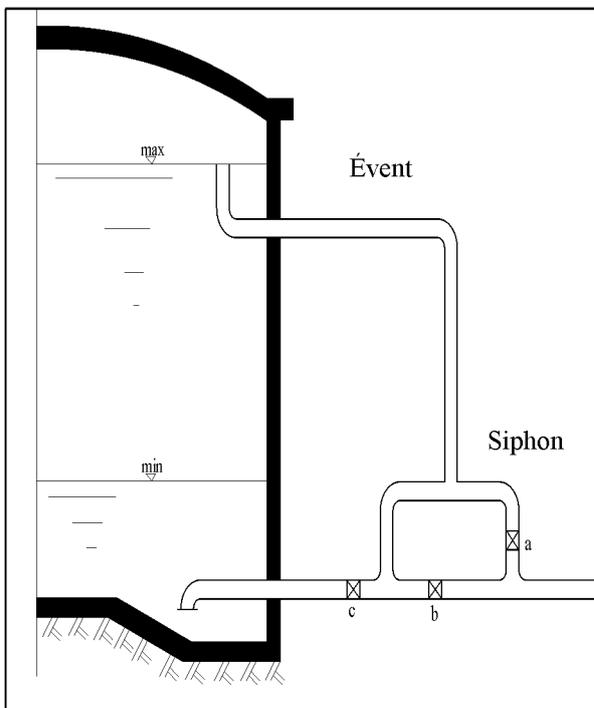


figIV.7. robinet à flotteur

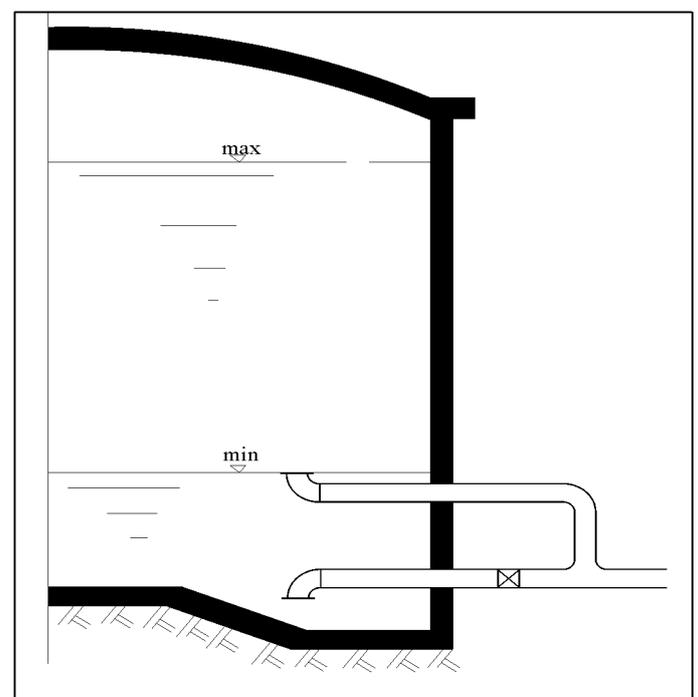
IV.7. Matérialisation d'une réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage d'un des deux systèmes suivant :

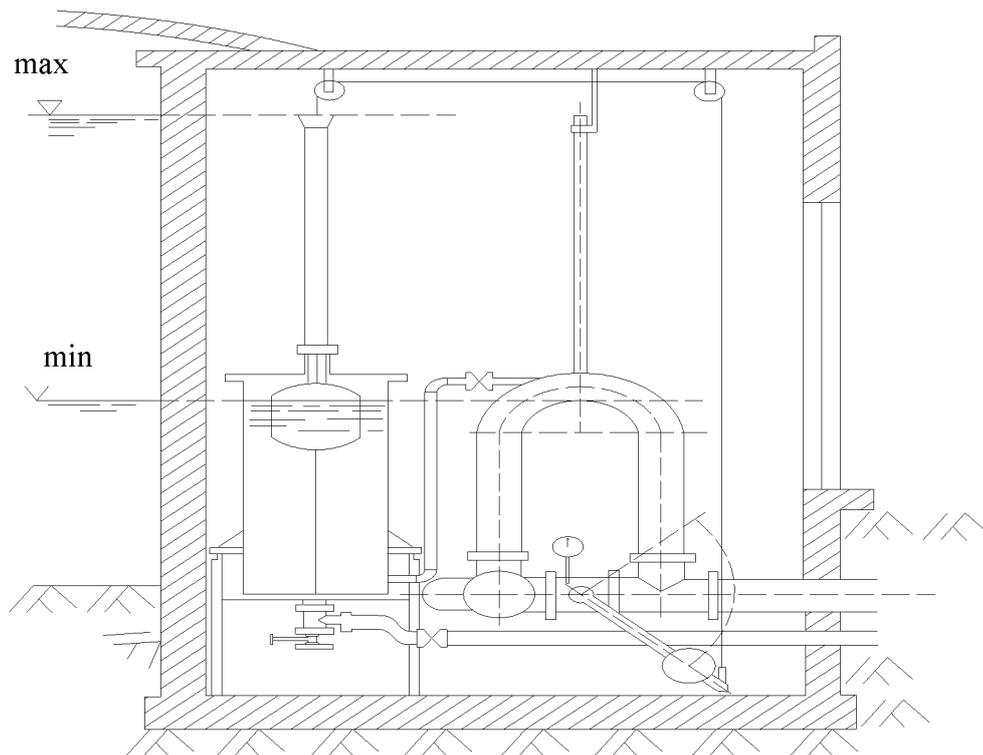
- système à deux prises
- système à siphon
- commande à distance de la réserve d'incendie



figIV.8. système à siphon



figIV.9. système à deux prises



figIV.10.commande à distance de la réserve d'incendie

Le système à deux prises est rarement utilisé de fait que la réserve de sécurité est pas convenablement renouvelée, par contre le système a siphon a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, c'est pour ça on trouve des systèmes a siphon dans nos réservoirs.

IV.8. Entretien des réservoirs

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

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

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci
- Désinfection de la réserve d'eau à l'aide des produits chlorés

IV.9. Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et la contamination des eaux (l'introduction de corps étrangers)
- Eclairés par des ouvertures munies de plaque de verre
- Etanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau

IV.10. Calcul de la capacité totale nécessaire pour la ville de TIMGAD :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette capacité 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 en tenant compte des variations journalières du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

IV.10.1. principe de calcul

Pour estimer la capacité du réservoir nous devons procéder :

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

IV.10.2. Calcul de temps de pompage nécessaire :

Le débit totale des deux forages est de : $Q_f = 66 \text{ l/s} = 237.6 \text{ m}^3/\text{h}$

Et le volume d'eau maximal demandé par l'agglomération dans une journée est de :

$$Q_{\max,j} = 5223.74 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc le temps de pompage nécessaire pour satisfaire cette demande et de :

$$T = Q_{\max,j} / Q_f = 5223.74 / 237.6 \approx 22 \text{ h/j}$$

Pour cela on opte pour un pompage continu et uniforme pendant 24h

IV.10.3. Détermination analytique de la capacité de réservoir

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_r = \alpha * Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

V_r : volume de résiduel en (m^3)

α : résidu maximal

$Q_{\text{moy.h}}$: débit moyenne horaire consommé (m^3/h)

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60 \text{ m}^3/\text{h}$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 .

Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (IV.2)$$

Tableau IV.1 : Détermination analytique de la capacité de réservoir

heures	distribution	refoulement	cumul de consommation	cumul d'apport	différence	
					+	-
00_01	0.340* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	0.34	1	0.66	
1_2	0.340* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	0.681	2	1.319	
2_3	0.340* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	1.021	3	1.979	
3_4	0.340* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	1.361	4	2.639	
4_5	0.567* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	1.929	5	3.071	
5_6	0.794* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	2.723	6	3.277	
6_7	1.348* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	4.071	7	2.929	
7_8	1.575* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	5.647	8	2.353	
8_9	1.418* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	7.065	9	1.935	
9_10	1.418* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	8.483	10	1.517	
10_11	1.418* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	9.901	11	1.099	
11_12	1.418* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	11.319	12	0.681	
12_13	1.135* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	12.454	13	0.546	
13_14	1.135* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	13.588	14	0.412	
14_15	1.248* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	14.836	15	0.164	
15_16	1.361* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	16.198	16		0.198
16_17	1.689* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	17.887	17		0.887
17_18	1.575* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	19.462	18		1.462
18_19	1.135* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	20.596	19		1.596
19_20	1.021* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	21.617	20		1.617
20_21	0.908* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	22.525	21		1.525
21_22	0.681* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	23.206	22		1.206
22_23	0.454* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	23.66	23		0.66
23_24	0.340* $Q_{moy.h}$	1* $Q_{moy.h}$	24	24		0

D'après le tableau IV.1 on a :

$$\alpha = |3.277| + |1.617| = 4.894$$

Alors :

$$V_r = 4.894 * Q_{moy.h} = 4.894 * 217.65 = 1065.2 \text{ m}^3$$

D'où le volume total de réservoir et :

$$V_T = 1065.2 + 60 = 1125.2 \text{ m}^3$$

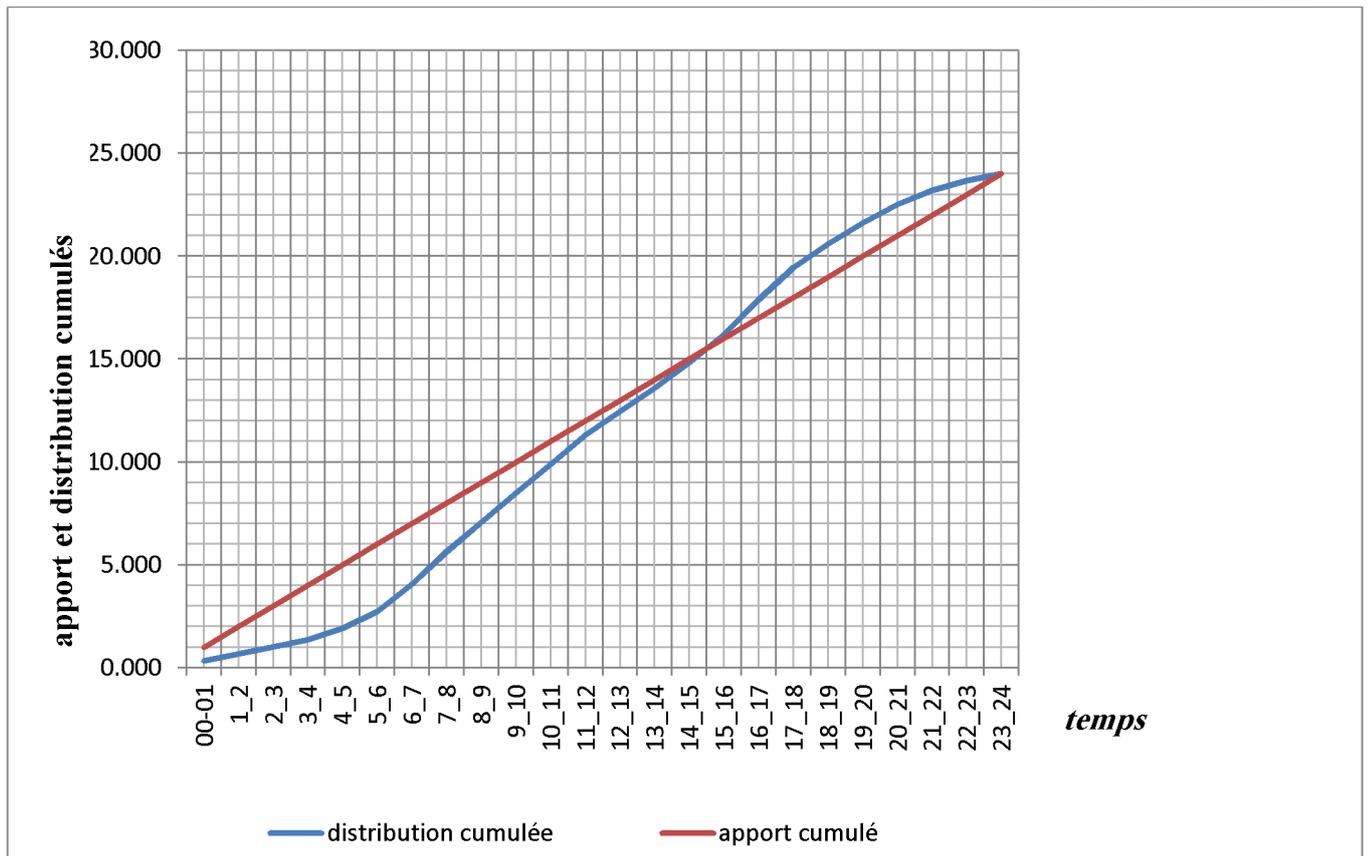
IV.10.4. Détermination graphique de la capacité de réservoir

Cette méthode tient en compte de la courbe de consommation totale et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. la capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

Tableau IV.2 : Détermination graphique de la capacité de réservoir

heures	distribution (%)	distribution cumulé	apport (%)	apport cumulé
00-01	0.340	0.340	1	1
1_2	0.340	0.681	1	2
2_3	0.340	1.021	1	3
3_4	0.340	1.361	1	4
4_5	0.567	1.929	1	5
5_6	0.794	2.723	1	6
6_7	1.348	4.071	1	7
7_8	1.575	5.647	1	8
8_9	1.418	7.065	1	9
9_10	1.418	8.483	1	10
10_11	1.418	9.901	1	11
11_12	1.418	11.319	1	12
12_13	1.135	12.454	1	13
13_14	1.135	13.588	1	14
14_15	1.248	14.836	1	15
15_16	1.361	16.198	1	16
16_17	1.689	17.887	1	17
17_18	1.575	19.462	1	18
18_19	1.135	20.596	1	19
19_20	1.021	21.617	1	20
20_21	0.908	22.525	1	21
21_22	0.681	23.206	1	22
22_23	0.454	23.660	1	23
23_24	0.340	24.000	1	24

A partir de ce tableau on trace les courbes de la distribution cumulé et de l'apport cumulé et on détermine la capacité nécessaire des réservoirs pour alimenter la ville.



figIV.11.courbe d'apport et de distribution cumulés

A partir de la courbe ci-dessus on trouve la valeur de α

$$\alpha = |3.277| + |1.617| = 4.894$$

On applique la formule (IV.1)

$$V_r = 4.894 * Q_{moy.h} = 4.894 * 217.65 = 1065.2 \text{ m}^3$$

Et le volume total des réservoirs sera :

$$V_T = 1065.2 + 60 = 1125.2 \text{ m}^3$$

IV.11. Conclusion

La ville de Timgad est alimentée à partir des réservoirs suivants:

- le réservoir de BALLA d'une capacité de 500m³
- les réservoirs de MORRI : contient un réservoir d'une capacité de 500m³, et deux réservoirs jumeaux d'une capacité de 2* 250 m³ qui ne sont pas exploités.

Donc la capacité totale des réservoirs existants est de 1500m³

La détermination de la capacité nécessaire des réservoirs nous a permis de vérifier s'il y a intérêt de projeter d'autres réservoirs, mais le calcul nous a amené à des volumes plus petits que les réservoirs existants, et ces derniers peuvent servir la ville jusqu'à l'horizon 2040.

C'est pour cela dans notre étude nous n'avons pas projeté d'autres réservoirs.

Chapitre 5

Adduction et pompage

V.1. Introduction :

L'adduction est le transport des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution.

D'après leur fonction, les canalisations d'amenée (adduction) peuvent être classées en deux groupes:

- **Adduction gravitaire:** Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération
- **Adduction par refoulement:** Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement. .

Le but de cette étude est de parvenir; à la mise en place d'un système d'adduction qui a deux aspects dépendants l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction par refoulement et cela au vu de la position des forages par rapport aux réservoirs.

V.2. Condition d'établissement de la conduite de refoulement :

V.2.1. Conditions techniques

a. Choix du tracé :

- En vue de l'établissement de la conduite de refoulement, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure de possible, de respecter.
- Tout d'abord, il importe de rechercher un profile en long aussi régulier que possible, établir, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importants.

b. La ligne piézométrique du refoulement :

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

V.2.2. Conditions économiques

- Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.
- En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge J_r sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.
- Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :
 - Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
 - Les frais d'exploitation de la conduite, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charge.
- Pour réduire les frais d'investissement, on doit rechercher le tracé le plus court possible, tout en évitant autant que possible la traverser des obstacles (Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées...)

V.3. Dépôts dans l'adduction

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

- Prévoir un décanteur-dessableur en tête d'ouvrage,
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,7 m/s.
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil. Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

V.4. Choix du type du matériau de la tuyauterie

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

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd)
- Adaptation aux terrains de pose
- Bonne étanchéité

- Facilité d'entretien et de mise en service

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- De prix de la fourniture et de transport
- La disponibilité sur le marché (surtout local).

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer l'acier, la fonte, le béton, le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD (polyéthylène à haute densité).

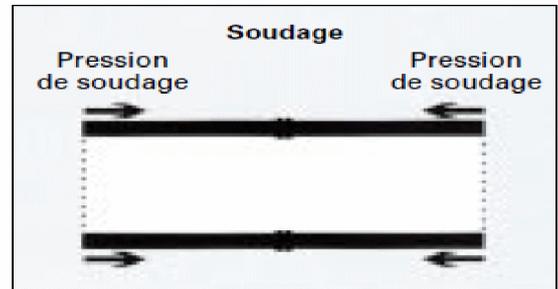
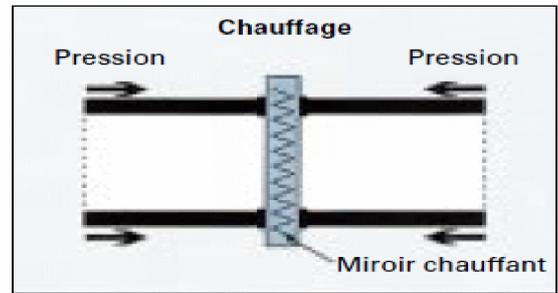
❖ **Polyéthylène** : est un polymère thermoplastique, non cassant, plus ou moins souple, résistant aux chocs, et fortement inerte chimiquement. Pour les tuyaux d'eau potable, on ne doit faire appel qu'à du polyéthylène pur (non recyclé), avec 2 % environ de noir de carbone et moins de 1 % d'adjuvant. Le stockage doit se faire au sec, à température inférieure à 60°C et à l'abri des rayons ultraviolets. On trouve des tuyaux en PE 100 (haute densité, appelé PEHD), en PE 80 (moyenne densité, appelé PEMD) et en PE 32 (basse densité, appelé PEBD). On trouve également des PE 63 et PE 40, ainsi que du PEBDL (basse densité linéaire) alliant la flexibilité du PEBD aux performances du PEMD. Les PE existent couramment dans les diamètres allant du Ø 20 mm au Ø 63 mm pour les branchements, en couronnes ou en longueurs droites, en PN 10 ou PN 16 (PN : pression nominale) ; les raccordements se font par joints mécaniques ou par électro-soudage. De Ø 75 mm à Ø 500 mm, on trouve des PN 10, 12.5 et 16 conditionnés en tourets ou en longueurs droites pour les plus gros diamètres ; les raccordements se font par électro soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage « au miroir »). On peut même aller jusqu'au Ø 800 mm. Les tuyaux en PE ont une bonne flexibilité puisqu'on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø 160 mm, Ils s'adaptent donc bien au terrain et, en raison d'une part, du faible nombre de raccordements au kilomètre et, d'autre part, de raccordements sans surépaisseur, ils se prêtent particulièrement aux nouvelles contraintes de pose sans tranchée ouverte. Ceci améliore également l'étanchéité du réseau. La conduite étant auto butée, on supprime quasiment tout massif de butée. L'inertie chimique du tuyau évite les dissolutions ou abrasions de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée.



(a) raccords mécaniques pour PE



(b) Électrosoudage sur PE



(c) soudage bout à bout (dit "au miroir") sur PE

figV.1. Raccordements des tuyaux en polyéthylène

V.5. Calculs hydraulique :

L'étude du dimensionnement d'une adduction en refoulement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

V.5.1. Calcul du diamètre économique

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules qui sont données comme suit :

1/ Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5 \sqrt{Q} \quad (V-1)$$

2/ Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (V-2)$$

3/ Formule de MENIER :

$$D_{ec} = (1+0.02n) \sqrt{Q} \quad (V-3)$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q : débit transitant dans la conduite en m^3/s .

4/ Formule de VIBERT : (conduites en fonte)

$$D_{ec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage continu}) \quad (V-4)$$

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

Avec :

e= prix du kWh d'énergie en DA ;

f= prix de 1kg de fonte en DA.

5/ autre formule :

$$Dec = E \left(\frac{1}{\alpha+m}\right) * Q^{\left(\frac{\beta+1}{\alpha+m}\right)} \quad (V-6)$$

Tel que :

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s)

β , α et m des paramètres qui dépend de type de matériaux, ils sont donnés dans le tableau (V-1)

Tableau V.1.La valeur de α , m et β en fonction du matériau

Tuyau	α	β	m
Acier	1.4	1.9-2	1.9-2
Fonte	1.6	1.9-2	1.9-2
A .ciment	1.95	1.85	4.89
Plastique	1.95	1.77	4.774

Sachant que notre matériau est le PEHD donc on prend les valeurs suivantes :

$$\alpha=1.95 \quad m=4.774 \quad \beta=1.77$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certains exposants hydrauliques.

$$E=10M.\sigma .\gamma \quad (V-7)$$

M : facteur tenant compte des matériaux de la canalisation

Les valeurs de M sont données dans le tableau (V-2) en fonction de type de matériaux

Tableau V.2.la valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
Plastique	0,13

σ =4.67 Prix de kWh (source de l'information : SONALGAZ)

γ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient γ est donné par la relation suivante :

$$\gamma = \frac{1}{(K_0 * K_j * K_h)^3} \quad (\text{V-8})$$

K_0 : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau : $K_0=1.03$ à 1.04

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K_h : coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{1}{(1.03 * 1.3 * 1.42)^3} = 0.145 \quad \boxed{\gamma = 0.145}$$

et $M=0.13$ qui donne $E=0.13*4.67*0.145=0.88$

Donc :

$$D_{\text{éco}}=0.981.Q^{0.41} \quad (\text{V-9})$$

V.5.2. Calcul des vitesses

L'expression de la vitesse est la suivante:

$$V = (4*Q) / (\pi*D^2) \quad (\text{V-10})$$

Avec : Q : Débit en m^3/s

D : Diamètre de la conduite en (m)

Pour les conduites de refoulement : $\emptyset < 250\text{mm}$: $V = 1 \div 1.5 \text{ m/s}$

$300 < \emptyset < 800$: $V = 1.2 \div 2 \text{ m/s}$

$800\text{mm} < \emptyset$: $V = 1.8 \div 3 \text{ m/s}$

V.5.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles se présentent sous deux formes:

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

a. Les pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m^3/s);
- De la rugosité absolue exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

La formule de calcul des pertes de charge linéaire est donnée par l'équation suivante :

$$\mathbf{J = \lambda V^2/2g D} \quad (\text{V-11})$$

Avec :

J : perte de charge par frottement en mètre colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s)

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

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m)

λ : Coefficient de frottement linéaire .

D'où les pertes de charge linéaires sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\mathbf{H_{lin} = J.L} \quad (\text{V-12})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m)

b. Les Pertes des charges singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas).

$$\Delta\mathbf{H_{sing} = 15\%.\Delta H_{lin} = 0,15.\Delta H_{lin}} \quad (\text{V-13})$$

c. Les Pertes des charges totales

La perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta\mathbf{H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = 1,15.\Delta H_{lin}} \quad (\text{V-14})$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale (m)

ΔH_{sing} : Perte de charge singulière (m)

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m)

A la fin on trouve :

$$\Delta\mathbf{H_T = 1,15. J. L} \quad (\text{V-15})$$

L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m)

d. autre formule :

Les pertes de charge totales sont données par la formule de Darcy-Weisbakh suivante :

$$\Delta H = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D^m} \quad (V-16)$$

ΔH_t : perte de charge totale en (m)

K' : coefficient des pertes de charge

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau

L_{eq} : la longueur équivalente de la conduite en (m) estimée à 1.15% de linéaire de la conduite

Tableau V.3. Valeurs de k' , m , et β en fonction de type de matériau

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	4,774	1.77

Comme notre matériau est de PEHD on prend les valeurs qui correspondent au plastique

V.5.4. Calcul du coefficient de frottement

Le coefficient de frottement étant calculé par deux formules :

- Formule de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (V-17)$$

- Formule de Nikuradzé

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \quad (V-18)$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement sans unité

D : Diamètre interne du tube en (m)

ε : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour les tubes en PE)

$$D \leq 200\text{mm} \quad , \quad \varepsilon = 0,01\text{mm}$$

$$D > 200\text{mm} \quad , \quad \varepsilon = 0,02\text{mm}$$

Re : Nombre de Reynolds sans unité et donne par la formule suivant :

$$Re = (V * D) / \nu \quad (V-19)$$

Avec :

v : vitesse moyenne du fluide en (m/s)

D : diamètre interne du tube en (m)

ν : viscosité cinématique du fluide en (m²/s)

$$v = 0,0178 / (1 + 0,0337.t + 0,000221.t^2) \quad (V-20)$$

On prend $t = 20^\circ\text{C}$

Donc : $\nu = 0.01 \text{ Stocks} = 1.01.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

V.5.5. Calcul de la hauteur manométrique total HMT

La HmT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (m.c.e) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_T \quad (V-21)$$

Avec : ΔH_T : Perte de charge totale

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

V.5.6. Puissance absorbée par la pompe

La puissance est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique totale d'élévation. La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \text{HMT} / \eta \quad (V-22)$$

Avec :

P : puissance de absorbée par la pompe (KW)

Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s)

HMT : hauteur manométrique totale (m)

η : rendement total de l'installation avec : $\eta = f(\eta_{\text{pompe}}, \eta_{\text{moteur}}, \eta_{\text{accouplement}})$

ρ : masse volumique de l'eau = 1000kg/m³

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

V.5.7. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E = P.T.365 \quad (V-23)$$

Avec :

E : Energie totale dépensée par la pompe (KWh)

P : puissance absorbée (kW)

T : Temps de fonctionnement des pompes $t = 24$ heures

V.5.8. Frais d'exploitation (prix de l'énergie)

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante:

$$F_{\text{exp}} = E.e \quad (\text{V-24})$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation (DA)

E : Energie totale dépensée par la pompe (kW)

e: prix du kWh : $e = 7.26$ DA pour les heures de pointe

$e = 1.61$ DA pour les heures pleines

$e = 0.853$ DA pour les heures creuses (source d'information SONELGAZ)

V.5.9. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 50 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'an

$$A = i / [(1+i)^n - 1] + i \quad (\text{V-25})$$

Avec :

A : annuité d'amortissement de la conduite

i: taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie)

n : durée de vie de la conduite = 30 ans

Donc :

$$A = 0,08 / [(1 + 0,08)^{30} - 1] + 0,08 = 0,08883 \quad (\text{V-26})$$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité "A".

$$F_{\text{am}} = D.A \quad (\text{V-27})$$

D : cout total de pose de la conduite

V.5.10 : Détermination des diamètres économiques :

On a adopté dans le chapitre précédent un refoulement uniforme pendant 24 heures, le débit refoulé par la station de pompage est :

$$Q_r = Q_{moy,h} = 217.65 \text{ m}^3/h = 60.5 \text{ l/s}$$

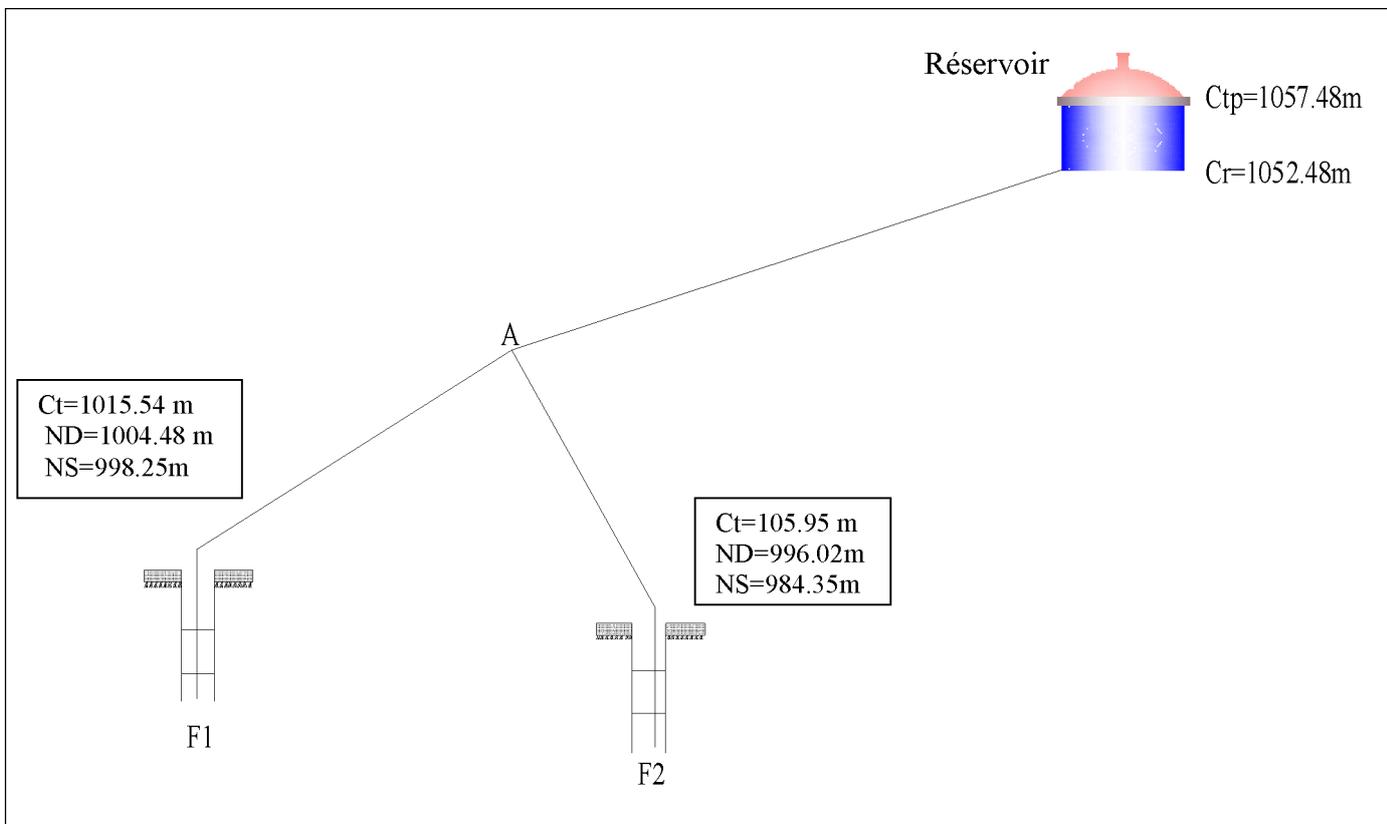
On remarque que ce débit est inférieur au débit maximum des forages qui égale a :

$$Q_f = Q_{Balla} + Q_{Morri} = 21+45 = 66 \text{ l/s}$$

Donc on choisit un débit de refoulement pour les deux stations de pompage :

- Station de Morri : **Q_r =41.25 l/s**
- Station de Balla : **Q_r = 19.25 l/s**

1. Conduite de refoulement de Morri :



figV.2. schéma de l'adduction de Morri

Le réservoir de Morri est alimenté par deux forages F1 et F2. Pour déterminer le diamètre économique, on utilise la formule (V-6). Les calculs sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau V.4. Calcul des diamètres économique et les vitesses correspondantes

Tronçon	Débit l/s	Dcal (mm)	Dnor (mm)	V m/s	Obs.
F1-A	21.39	203	200	0.68	vérifiée
F2-A	19.86	197	200	0.63	vérifiée
A-R	41.25	265	250	0.84	Vérifiée

a/Calcul des pertes de charge :

En utilisant la formule (V-16), on calcule les pertes de charge totales pour chaque tronçon

Les valeurs sont mentionnées dans le tableau suivant:

Tableau V.5.calcul des pertes de charge

Tronçon	Longueur (m)	Longueur équivalente (m)	Débit (l/s)	Déco (mm)	Perte de charge (m)
F1-A	30	34.5	21.39	200	0.09
F2-A	138	158.7	19.86	200	0.35
A-R	864	993.6	41.25	250	2.77

b/Calcul des cotes piézométriques au point A :

La cote du trop-plein de réservoir est de 1057.48m

Et on a:

$$C_{pA} - C_{tp_{rés}} = \Delta H_{A-rés}$$

$$C_{pA} = C_{tp_{rés}} + \Delta H_{A-rés} = 1057.48 + 2.77$$

$$C_{pA} = 1060.25 \text{ m}$$

c/Calcul de la HMT des forages:

Nous savons que la cote de trop plein de réservoir est $C_{tp} = 1057.48 \text{ m}$

$$\text{Sachant que } C_{p \text{ forage}} = C_{tp_{rés}} + \Delta H_{rés-forage} \quad (V-28)$$

Avec

$C_{p \text{ forage}}$: cote piézométrique de forage F1

$C_{tp_{rés}}$: cote de trop plein de réservoir

$\Delta H_{rés-forage}$: pertes de charge entre le réservoir et le forage

AN :

$$C_{p \text{ forage } 1} = 1057.48 + 2.77 + 0.09 = 1058.18$$

$$C_{p \text{ forage } 1} = 1060.27 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale de la pompe immergée de F1 est donnée par la formule

$$\text{suivante : } HMT = C_{p \text{ forage}} - C_{ND} \quad (V-29)$$

Tel que :

HMT: hauteur manométrique totale

C_{ND} : cote de niveau dynamique

$$HMT_{F1} = 1060.27 - 1004.48 = 55.79 \text{ m}$$

$$HMT_{F1} = 55.79 \text{ m}$$

De la même façon, on détermine la HMT des forages F2. Les résultants sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Calcul des hauteurs manométriques des forages

Forage	Débit (m ³ /s)	ΔH_{R-} forage(m)	C_p forage(m)	C_{ND} (m)	HMT (m)
F1	0.02139	2.86	1060.27	1004.48	55.79
F2	0.01986	3.12	1060.60	996.02	64.58

2. Conduite de refoulement de Balla :

On a : $Q = 19.25$ l/s

$L = 786$ m

$H_g = 65$ m

Donc : $D_{ec,cal} = 1.5 * \sqrt{0.01925} = 0.208m = 208mm$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.7.calcul de cout de la conduite de tronçon de Balla

diamètre (mm)	prix unitaire (DA/m)	longueur (m)	cout de la conduite (DA)
125	1198.69	786	942170.34
150	1959.12	786	1539868.32
200	3076.54	786	2418160.44
250	4759.95	786	3741320.7
315	7013.09	786	5512288.74
400	11395.09	786	8956540.74

Tableau V.8. Calcule de la HMT de tronçon de Balla

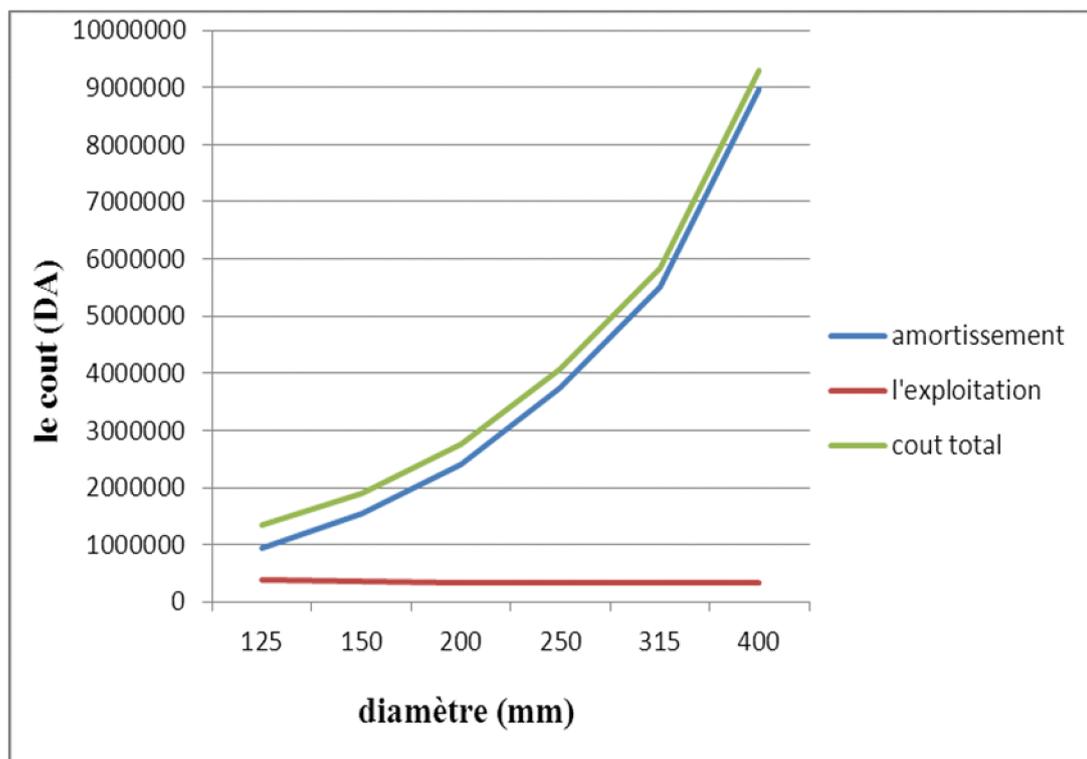
diamètre (mm)	vitesse (m/s)	λ	perte de charge unitaire (m/m)	longueur (m)	perte de charge linaire (m)	perte de charge totale (m)	HMT (m)
125	1.57	0.011680	0.0117	786	9.220	10.603	75.60
150	1.09	0.011294	0.0046	786	3.583	4.120	69.12
200	0.61	0.010723	0.0010	786	0.807	0.928	65.93
250	0.39	0.010309	0.0003	786	0.254	0.292	65.29
315	0.25	0.009905	0.0001	786	0.077	0.088	65.09
400	0.15	0.009512	0.0000	786	0.022	0.026	65.03

Tableau V.9. Calcul des frais d'exploitation de tronçon de Balla

diamètre (mm)	la puissance (KW)	énergie (KWh)	frais de l'exploitation (DA)
125	20.11	176151.83	393919.52
150	18.38	161046.80	360140.92
200	17.54	153609.36	343508.92
250	17.37	152127.78	340195.75
315	17.31	151652.53	339132.96
400	17.30	151506.33	338806.03

Tableau V.10. Calcul de cout total de tronçon de Balla

diamètre (mm)	cout de l'amortissement (DA)	cout de l'exploitation (DA)	cout total (DA)
125	942170.34	393919.52	1336089.86
150	1539868.32	360140.92	1900009.24
200	2418160.44	343508.92	2761669.36
250	3741320.7	340195.75	4081516.45
315	5512288.74	339132.96	5851421.70
400	8956540.74	338806.03	9295346.77

**figV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de tronçon de Balla**

Selon le bilan le diamètre économique obtenu est le $\varnothing 125\text{mm}$ mais avec une vitesse peut élever. Pour cela on adopte le $\varnothing 150\text{mm}$ comme un diamètre économique avec une vitesse d'écoulement égale à 1.09m/s .

V.6. étude de pompage :

V.6.1. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques

Il existe deux grandes catégories de pompes :

1. **les turbopompes** : Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Ce sont les plus employées. On distingue :
 - les pompes centrifuges (à basse et haute pression),
 - les pompes hélices,
 - les pompes hélico-centrifuges.
2. **les pompes volumétriques** : Dans les pompes volumétriques, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux. Elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées. On distingue :
 - les pompes rotatives,
 - les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages,
 - les pompes à piston (alternatives).
3. **Autres pompes**
 - Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède.
 - Le pompage par émulsion ou air lift.

V.6.2. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

V.6.3. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.6.4. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

V.6.5. choix des pompes :

Pour notre projet on utilise les pompes immergées et détermine le type des pompe et leurs caractéristiques avec le logiciel CAPRARI.

1. Les deux forages de Morri :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Caractéristiques des pompes des forages de Morri

forage	$Q_{\text{appelé}}$ (l/s)	$H_{\text{appelé}}$ (m)	Type de pompe	η (%)	HMT ($Q=0$) (m)	N (tr/min)	P_{abs} (kW)	$(NPSH)_r$ (m)
F1	21.39	55.79	S8S50-6/3I	76.1	117	3500	15.8	3.89
F2	19.86	64.58	S8S50-6/3A	75.7	105	3500	16.7	3.47

2. Le forage de Balla**Tableau V.12. Caractéristiques des pompes de la station de Balla**

forage	$Q_{\text{appelé}}$ (l/s)	$H_{\text{appelé}}$ (m)	Type de pompe	η (%)	HMT ($Q=0$) (m)	N (tr/min)	P_{abs} (kW)	$(NPSH)_r$ (m)
F3	19.25	69.12	S8S55-6/3A	73.8	63.1	3500	17.4	3.12

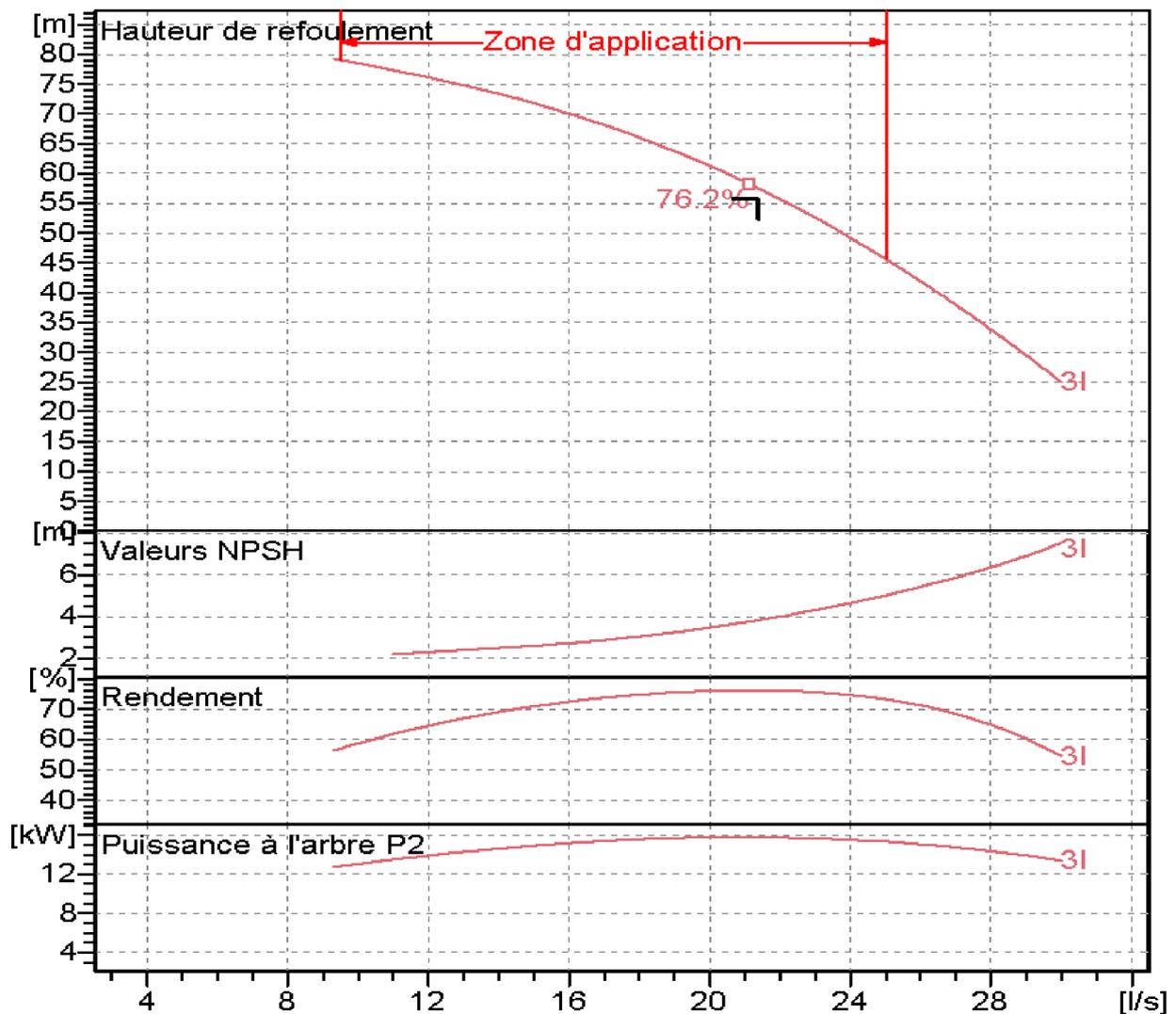
V.6.6. les courbes caractéristique des pompes choisies :

Les performances d'une pompe sont exprimées par les courbes suivantes :

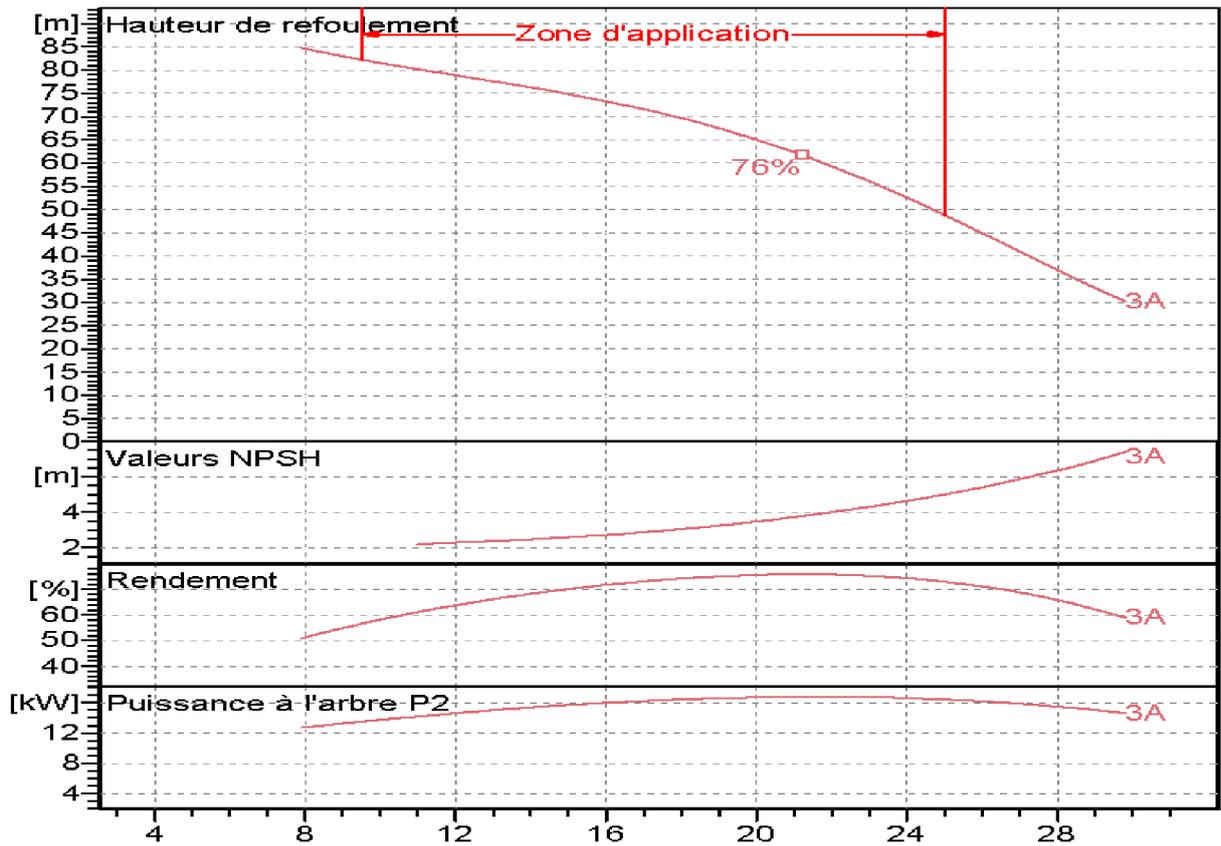
- La courbe de débit hauteur (Q, H) : exprime les variations des différentes hauteurs d'élevation en fonction du débit $H = f(Q)$
- La courbe des puissances absorbée en fonction du débit $P = f(Q)$
- La courbe des rendements : exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $\eta = f(Q)$
- La hauteur maximale d'aspiration : $(NPSH)_r = f(Q)$.

Le point d'intersection de la courbe (Q.H) avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou encore on l'apelle point à vanne fermée.

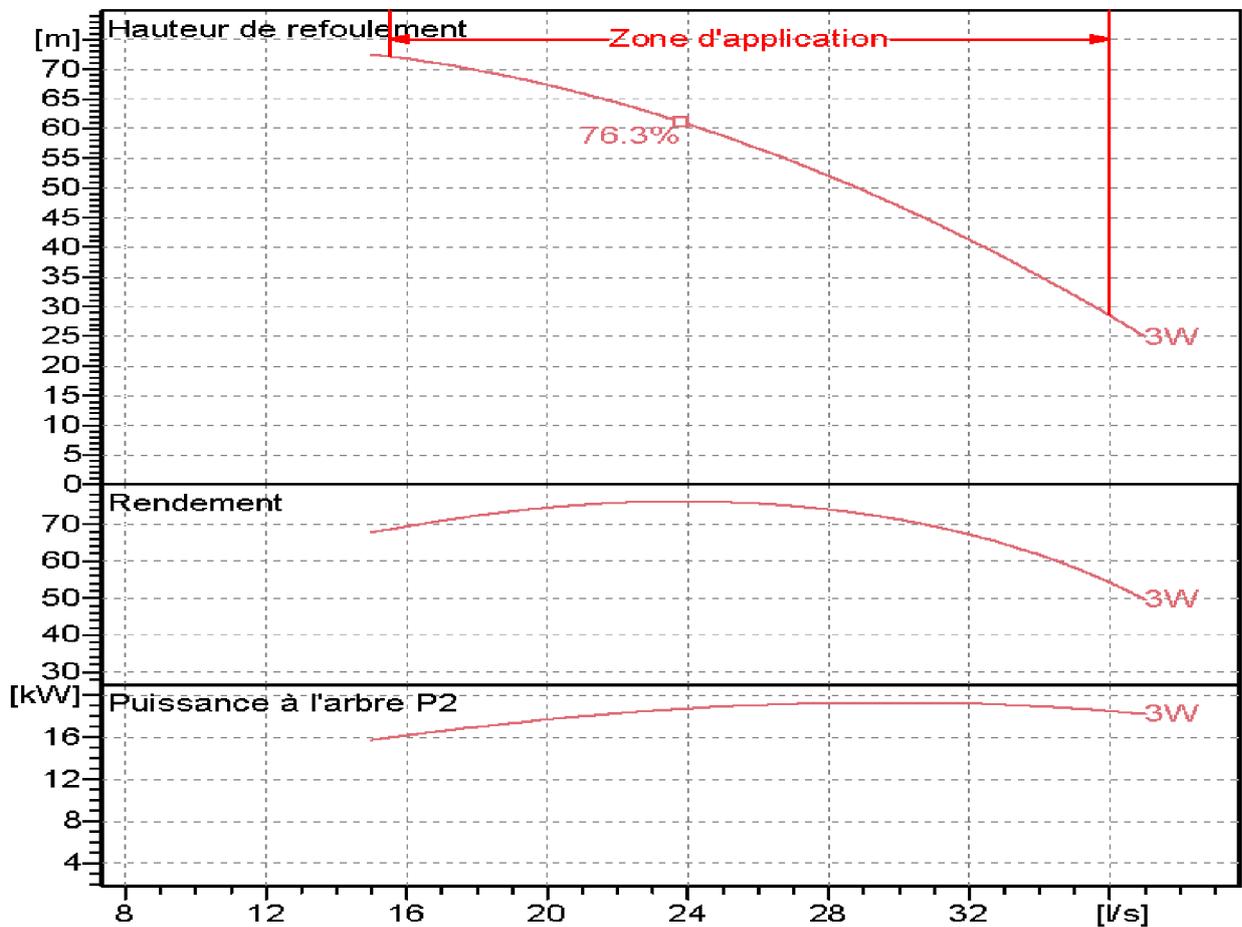
Les courbes caractéristiques des pompes choisies pour notre projet sont représentées dans les figures ci-après :



figV.4 : Courbes caractéristiques de la pompe de F1 (S8S50-6/3I. CAPRARI)



figV.5 : Courbes caractéristiques de la pompe F2 (S8S50-6/3A.CAPRARI)



figV.6 : Courbes caractéristiques de la pompe F3 (S8S55-6/3A.CAPRARI)

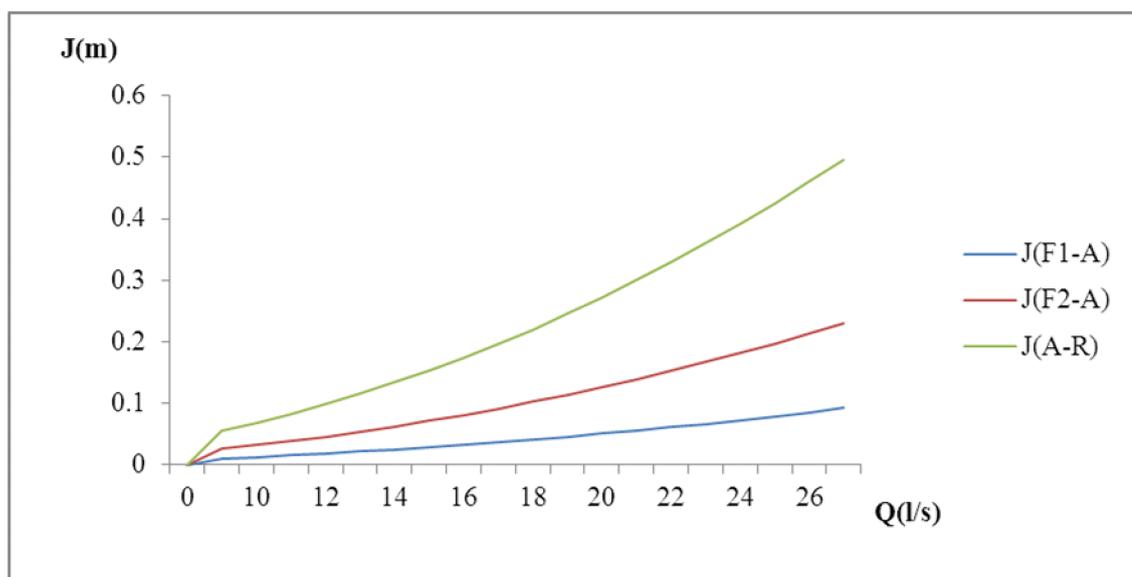
V.6.7. Points de fonctionnement des pompes :

1. Les pompes des deux forages de Morri :

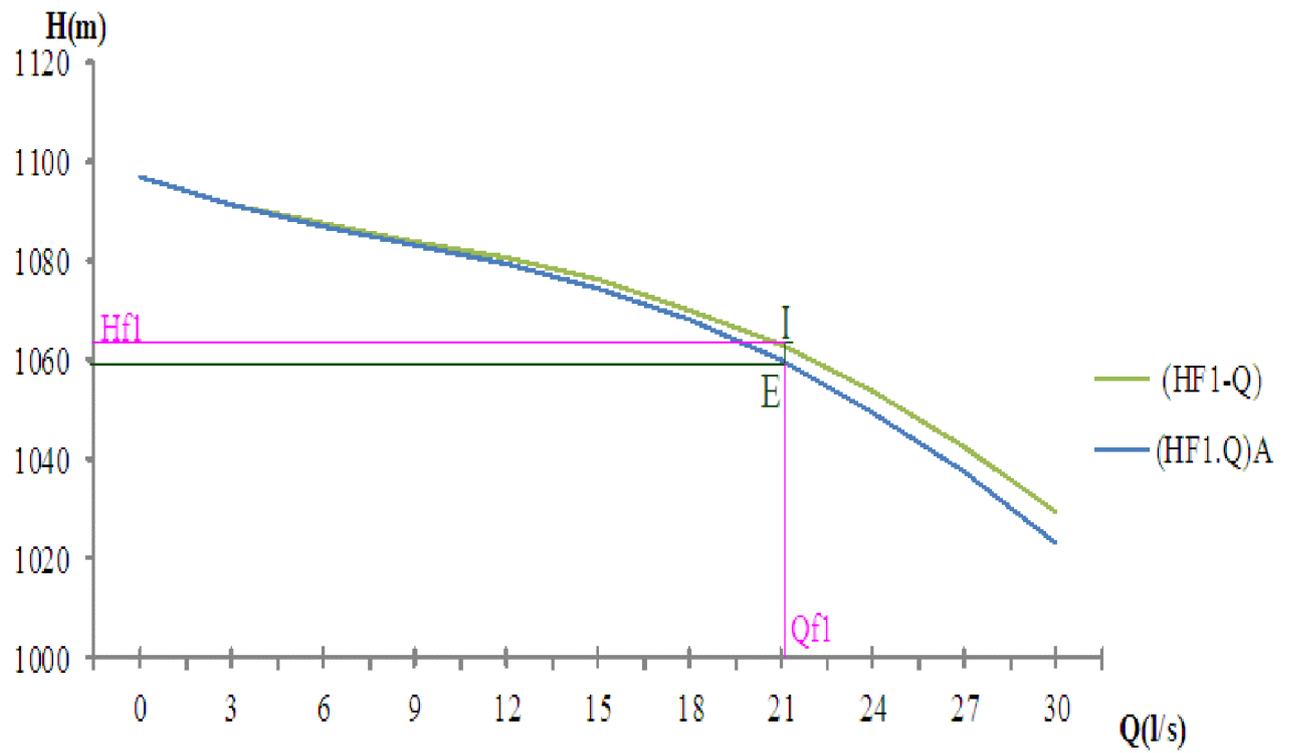
- Pour chacune des pompes des forages, on trace la courbe donnant la hauteur en fonction du débit ($H=f(Q)$)
- On trace les courbes donnant les pertes de charge en fonction du débit pour chacune des conduites (J_{F1-A} , J_{F2-A} , J_{A-R})
- Pour les tronçons F1-A et F2-A les courbes (H_{F1-Q}) et (H_{F2-Q}) deviennent à l'extrémité A (H_{F1-Q}_A et (H_{F2-Q}_A), après les avoir diminuées avec les ordonnées de J_{F1-A} et J_{F2-A} respectivement.
- Au nœud A, les deux conduites F1-A et F2-A débitent en parallèle, donc les débits s'ajoutant pour une même hauteur, par addition des abscisses des courbes (H_{F1-Q}_A et (H_{F2-Q}_A), on obtient la courbe ($H_{F1+F2-Q}_A$)
- De la courbe ($H_{F1+F2-Q}_A$) on retranche les ordonnées de J_{A-R} pour obtenir la courbe caractéristique finale ($H_{F1+F2-Q}_R$).

La détermination de point de fonctionnement de chaque pompe se fait en sens inverse, suivant ces étapes :

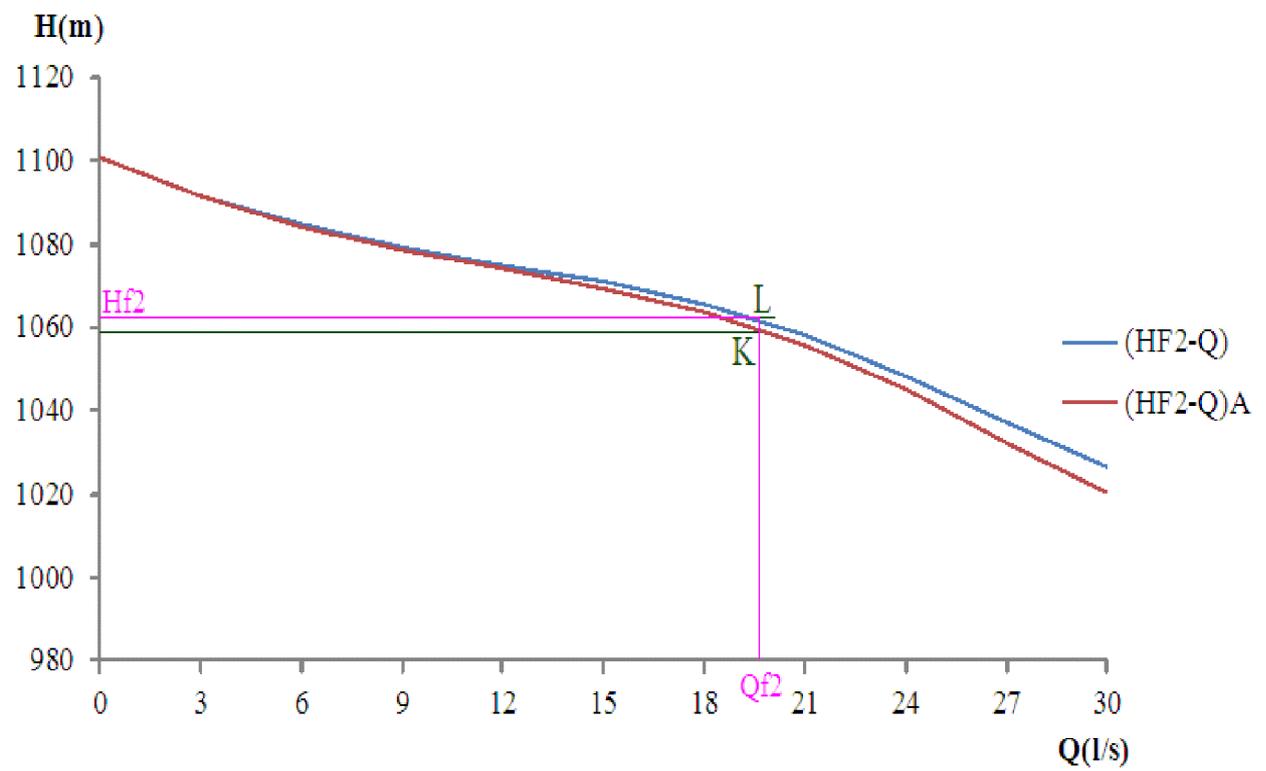
- Sur la figure 9, on trace une horizontale à la hauteur 1057.48m qui correspond à la cote du trop-plein de réservoir par rapport au plan de référence cette horizontale coupe la courbe ($H_{F1+F2-Q}_R$) au point C, qui est appelé en D sur la courbe ($H_{F1+F2-Q}_A$).
- L'horizontale passant par D, coupe (H_{F1-Q}_A) en E appelé sur (H_{F1-Q}) en point I qui correspond au point de fonctionnement de la pompe F1.
- on trace une horizontale à la même hauteur que celle passant par D, elle coupe (H_{F2-Q}_A) en K que l'on rappelle en L sur (H_{F2-Q}). Ce dernier point représente le point de fonctionnement de la pompe F2.



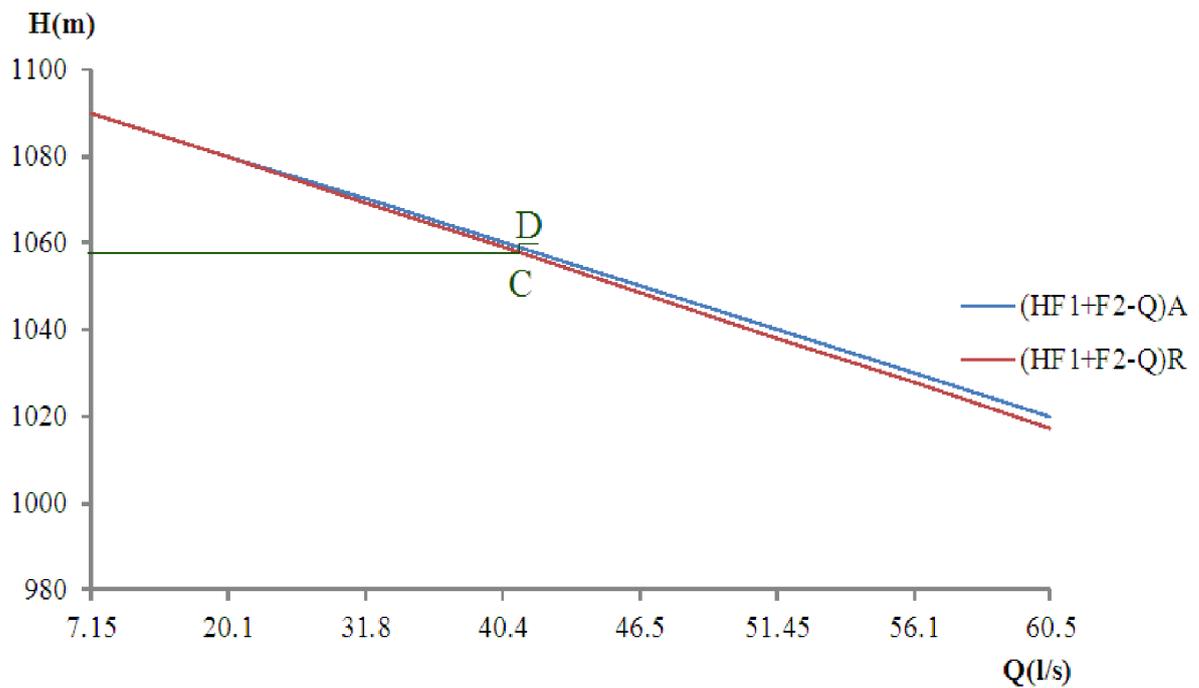
figV.7. courbe caractéristique des conduites d'adduction



figV.8. courbe caractéristique de la pompe de forage F1.



figV.8. courbe caractéristique de la pompe de forage F2.



figV.9. Courbe caractéristique résultante de F1+F2

A partir des courbes caractéristiques des pompes, on a déterminé le point de fonctionnement de chaque pompe d'installation. Les résultats sont récapitulés dans le tableau V-14.

Tableau V.13. Caractéristique des pompes au point de fonctionnement (station de Morri)

forage	$Q_{\text{appelé}}$ (l/s)	$H_{\text{appelé}}$ (m)	Type de pompe	Q_{pf} (l/s)	H_{pf} (m)	P_{abs} (Kwh)	η (%)
F1	21.39	55.79	S8S50-6/3I	21.22	58.73	15.8	76.2
F2	19.86	64.58	S8S50-6/3A	19.6	64.19	16.8	76

2. Station de pompage de Balla :

C'est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et celle de la conduite $H_c=f(Q)$

Tableau V.14. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (station de Balla)

N°	Q (l/s)	H_g (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (mm)	Δh_t (m)	H_c (m)
1	0	65	786	150	0.00	65.00
2	3	65	786	150	0.09	65.09
3	6	65	786	150	0.38	65.38
4	9	65	786	150	0.85	65.85
5	12	65	786	150	1.52	66.52
6	15	65	786	150	2.37	67.37
7	18	65	786	150	3.42	68.42
8	21	65	786	150	4.65	69.65
9	24	65	786	150	6.08	71.08

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (Pf) de la pompe de la station de pompage de Balla sont donnés sur la figure suivante :

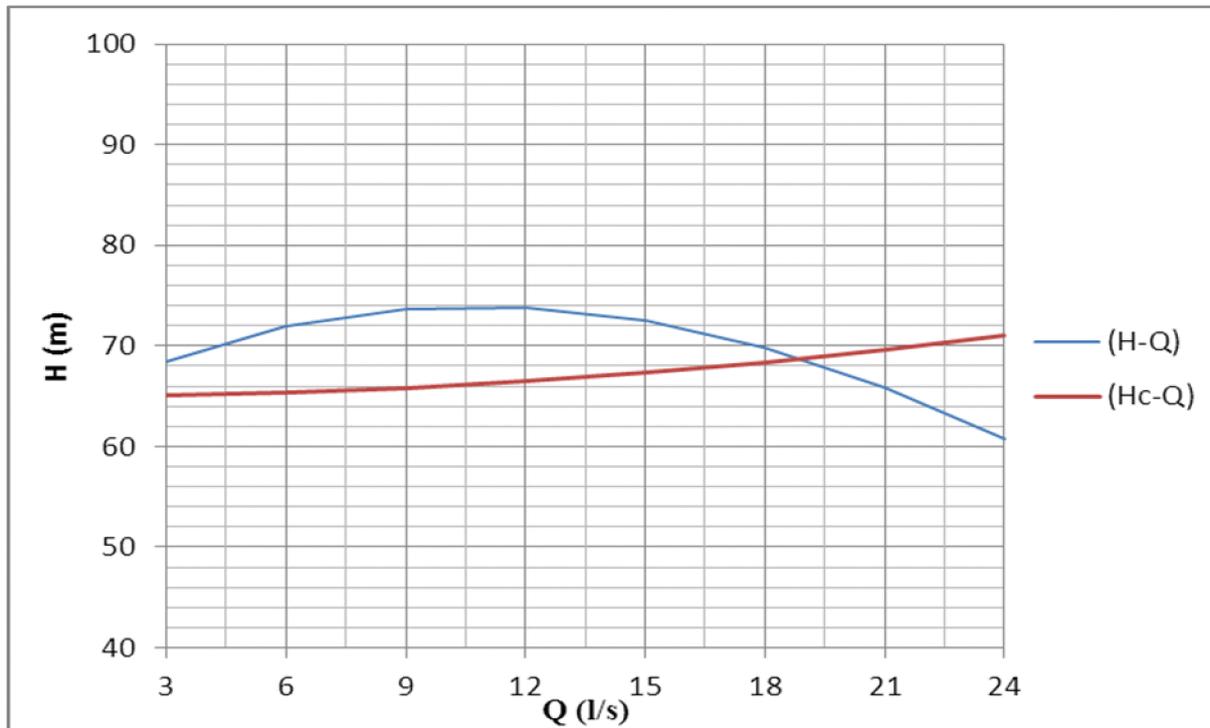


fig V.10. Point de fonctionnement de la pompe de la station de Balla

Le point de fonctionnement de la pompe de F3 correspond à un débit de $Q_{Pf}=19.08\text{l/s}$ et une hauteur de $H_{Pf}=68.55\text{m}$.

V.6.8. Réglage des pompes :

V.6.8.1. différents mode de réglage des pompes :

Selon le débit demandé ou appelé et celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

a. Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-30)$$

$\eta_{inst_{ap, van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%);

$\eta_{inst_{av, van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%);

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m);

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V-31)$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m).

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-32)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V-33)$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

ϕ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

*Rendement de rognage

$$R = (1-m)*100 \quad (V-34)$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V-35)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-36)$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible

b. Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

V.6.8.2. choix de mode de réglage :

1. la pompe de forage F1 de Morri :

Pour le forage F1, le débit demandé est inférieur au débit de fonctionnement, donc on va utiliser un réglage quantitatif, appelé aussi le vannage qui est la fermeture partiel de robinet vanne de la conduite de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst\ ap,van} = \eta_{inst\ av,van} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-37)$$

Où :

$\eta_{inst\ ap,van}$: Rendement de l'installation après le vannage (%);

$\eta_{inst\ av,van}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%);

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m);

h_v : différence entre la hauteur H_c et la hauteur appelée.

$$h_v = H_c - H_{app} \quad (V-38)$$

H_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau V.15

Tableau V.15. Caractéristique des pompes de F1 après vannage

pompe	Q _{pf} (l/s)	H _{pf} (m)	η avant vannage	H_c	h _v	η après vannage
F1	21.65	107.33	72.2	140.29	36.56	55.31

2. la pompe de forage F2 de Morri :

On a obtenu un débit correspondant au point de fonctionnement inférieur au débit demandé, donc on opte pour un réglage qualitatif qui nécessite une augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{Pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe après le réglage.

Donc on aura :

$$n = N \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}} = 3460 * \frac{19.86}{19.60} = 3506 \text{ Tr / min}$$

3. la pompe de forage F3 de Balla:

Le même cas que le F1, le débit demandé est inférieur au débit de fonctionnement, donc on va utiliser un réglage quantitatif.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-39)$$

Où :

$\eta_{ap,van}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{av,van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H_c et la hauteur appelée.

$$h_v = H_c - H_{app} \quad (V-40)$$

H_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) (m).

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau V.16

Tableau V.16. Caractéristique des pompes de F1 après vannage

pompe	Q _{pf} (l/s)	H _{pf} (m)	η avant vannage	H_c	h _v	η après vannage
F3	19.98	65.55	75.4	107	0.84	74.81

V.7. équipement d'une adduction :

✓ Robinets-vanne :

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

La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.

✓ Clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

✓ Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.

V.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude, cette adduction est caractérisée par deux tracés :

- Une adduction à partir de deux forages ayant un débit total de 41l/s et qui refoulent dans le réservoir de Morri.
- Une autre conduite de refoulement situé dans la zone de Balla transporte un débit de 21 l/s,.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors, dans ce cas, examiner attentivement toutes les variantes possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal.

Chapitre 6

Réseau de distribution

VI.1. Introduction

L'alimentation en eau potable d'une population se fait par l'utilisation des conduites qui constituent le réseau de distribution ; une conduite maîtresse, à partir de laquelle prend issue des conduites secondaires alimentant des conduites tertiaires....etc.

Les études préliminaires doivent être faite à fin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation de telle façon à assurer la demande des consommateurs en débit et en pression.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, ces schémas seront choisis selon l'importance de l'agglomération.

VI.2. Classification et choix du réseau de distribution :

Les réseaux de distribution sont repartis en trois types :

- le réseau ramifié
- le réseau étagé
- le réseau maillé
- Le réseau mixte

VI.2.1. Le réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture ; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

VI.2.2. Le Réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

VI.2.3. Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons, disposés de telle manière qu'il soit possible, de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associés à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Ce réseau présente les avantages suivants :

- Permettant une alimentation en retour
- Isolation du tronçon accidenté par un simple manœuvre des robinets
- Sa mise en place est onéreuse, mais il présente une haute sécurité vis-à-vis du réseau ramifié.

VI.2.4. Le réseau mixte

Un réseau mixte est constitué d'une série de mailles sous forme associée à des réseaux ramifiés. Ce type de réseau est généralisé dans les agglomérations urbaines et rurales.

Il présente les mêmes avantages que le réseau maillé.

Remarque :

Vu l'importance de notre agglomération, sa structure et sa configuration, le réseau de type maillé convient très bien pour cette dernière.

VI.3. Conception d'un réseau :

Il y a plusieurs facteurs qui peuvent influencer sur le réseau. Parmi les quels, on peut noter que les plus importants sont :

- L'emplacement des quartiers
- l'emplacement des principaux consommateurs
- le relief de la région
- le souci d'assurer un service souple et précis.

VI.4. Principe du tracé du réseau

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les endroits où les besoins sont importants, c'est-à-dire les quartiers ayant une forte densité de population
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution aux consommateurs
- Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau
- Les conduites principales doivent être reliées entre elles, par des conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers.

VI.5. Choix du type des matériaux

Le type de matériau établi selon des critères d'ordre technique et économique.

- **Critères techniques :**
 - Le diamètre
 - Résistance aux attaques chimique, aux pressions de service.
 - Les conditions de pose.
 - Bonne étanchéité
 - Facilité d'entretien et mise en service.
- **Critères économique :**
 - Le prix de la fourniture et du transport
 - La disponibilité sur le marché local

Pour notre agglomération nous avons choisi des conduites en PEHD qui présentent les avantages suivants :

- ✓ Bonne résistance à la corrosion et à l'entartrage ;
- ✓ Souplesse, légèreté et facilité d'utilisation ;
- ✓ Disponibilité sur le marché
- ✓ Facilité de transport et de stockage
- ✓ Durée de vie plus de 50ans
- ✓ Résistance aux conditions climatiques
- ✓ Répondent parfaitement aux normes de potabilité, et ils sont peu onéreux
- ✓ Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

VI.6. Calcul hydraulique du réseau maillé :

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

Tout d'abord nous déterminons

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- On calcul les débits routes pendant les heures considérées de pointe
- On détermine le débit spécifique à partir des débits en routes
- Sachant le débit spécifique, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds

Remarque : Vu la difficulté de la détermination des débits, nous supposons par hypothèse que les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires de chaque tronçon formant la maille.

VI.6.1. Détermination des débits du réseau

Le système de distribution doit assurer les deux cas :

- cas de pointe
- cas de pointe plus incendie

VI.6.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique qui est égal à :

$$Q_{sp} = \sum Q_{ri} / \sum L_i \quad (\text{l/s /ml}) \quad (\text{VI.1})$$

Avec:

$\sum L_i$: somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route (m).

$\sum Q_{ri}$: débit en route (l/s).

$$\sum Q_{ri} = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad (\text{VI.2})$$

Q_{cons} : débit maximal consommé (l/s) ;

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

VI.6.1.2. Débit en route

C'est le débit circulant à travers un tronçon est supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur du tronçon.

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

Q_{ri} : débit route de tronçon 'i' (l/s)

L_i : longueur du tronçon (i) en mètre

Q_{sp} : débit spécifique en l/s/m

VI.6.1.3. Débits aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_{conc} \quad (\text{VI.4})$$

Avec:

Q_{ni} : débit en nœud (l/s)

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons aboutissant au nœud 'i'.

a. cas de pointe :

Nous avons calculé dans le chapitre (III) le débit maximum consommé qui est de $367.57\text{m}^3/\text{h}$ soit 102.10 l/s et puisque les débits concentrés sont nuls donc :

$$Q_{\text{cons}} = 102.10\text{ l/s} \quad \text{Et} \quad Q_{\text{conc}} = 0 \text{ (débit nul)}$$

Alors $\sum Q_{ri} = Q_{\text{cons}} = 102.10\text{ l/s}$

Et nous avons la somme des longueurs assurant le service en route est de : 10343.24m

Donc le débit spécifique est :

$$Q_{sp} = 102.10/1034.24 = 0.009871\text{ l/s/ml}$$

Ces données nous permettent de calculer le débit dans chaque nœud ainsi le débit de route sur tous les tronçons

Tableau VI.1. Calcul de débit en route : cas de pointe

nom	tronçons		longueur (m)	débit spécifique Q_{sp} (l/s/ml)	débit route Q_r (l/s)
	début	fin			
T1	N1	N2	241.87	0.009872	2.39
T2	N2	N3	213.32		2.11
T3	N3	N4	116.2		1.15
T4	N4	N1	388.03		3.83
T5	N4	N6	498.87		4.92
T6	N6	N7	225		2.22
T7	N5	N3	259.74		2.56
T8	N7	N10	379.01		3.74
T9	N10	N11	178.1		1.76
T10	N11	N12	243.16		2.40
T11	N12	N13	301.59		2.98
T12	N13	N8	268.67		2.65
T13	N8	N10	148.24		1.46
T14	N8	N5	516.42		5.10
T15	N8	N9	256.42		2.53
T16	N9	N5	417.86		4.12
T17	N9	N19	197.09		1.95
T18	N19	N2	531.94		5.25
T19	N13	N14	262.29		2.59
T20	N14	N15	362.01		3.57
T21	N15	N12	249.85		2.47
T22	N15	N16	103.67		1.02
T23	N17	N16	381.03		3.76
T24	N16	N18	512.91		5.06
T25	N18	N21	229.06		2.26
T26	N21	N20	268.51		2.65
T27	N20	N19	417.5		4.12
T28	N21	N22	355.03		3.50
T29	N22	N23	340.2		3.36
T30	N23	N21	536.92		5.30

Tableau VI.1.Calcul de débit en route : cas de pointe (suite)

tronçons			longueur (m)	débit spécifique Q_{sp} (l/s/ml)	débit route Q_r (l/s)
nom	début	fin			
T31	N14	N18	199.11	0.009872	1.97
T32	N24	N15	229.29		2.26
T33	N17	N24	261.54		2.58
T34	N7	N5	252.79		2.50
Total			10343.24		102.10

Tableau VI.2.Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe

nœud	tronçons	débit nodaux Q_n (l/s)
N1	T1-T4	3.11
N2	T1-T2-T18	4.87
N3	T2-T3-T7	2.91
N4	T3-T4-T5	4.95
N5	T14-T16-T34-T7	7.14
N6	T6-T5	3.57
N7	T34-T8-T6	4.23
N8	T14-T13-T12-T15	5.87
N9	T17-T16-T15	4.30
N10	T8-T9-T13	3.48
N11	T10-T9	2.08
N12	T10-T11-T21	3.92
N13	T12-T11-T19	4.11
N14	T20-T31-T19	4.06
N15	T20-T21-T22-T32	4.66
N16	T24-T23-T22	4.92
N17	T23-T33	3.17
N18	T24-T25-T31	4.64
N19	T27-T17-T18	5.66
N20	T26-T27	3.39
N21	T28-T25-T26-T30	6.86
N22	T28-T29	3.43
N23	T29-T30	4.33
N24	T32-T33	2.42
Total		102.10

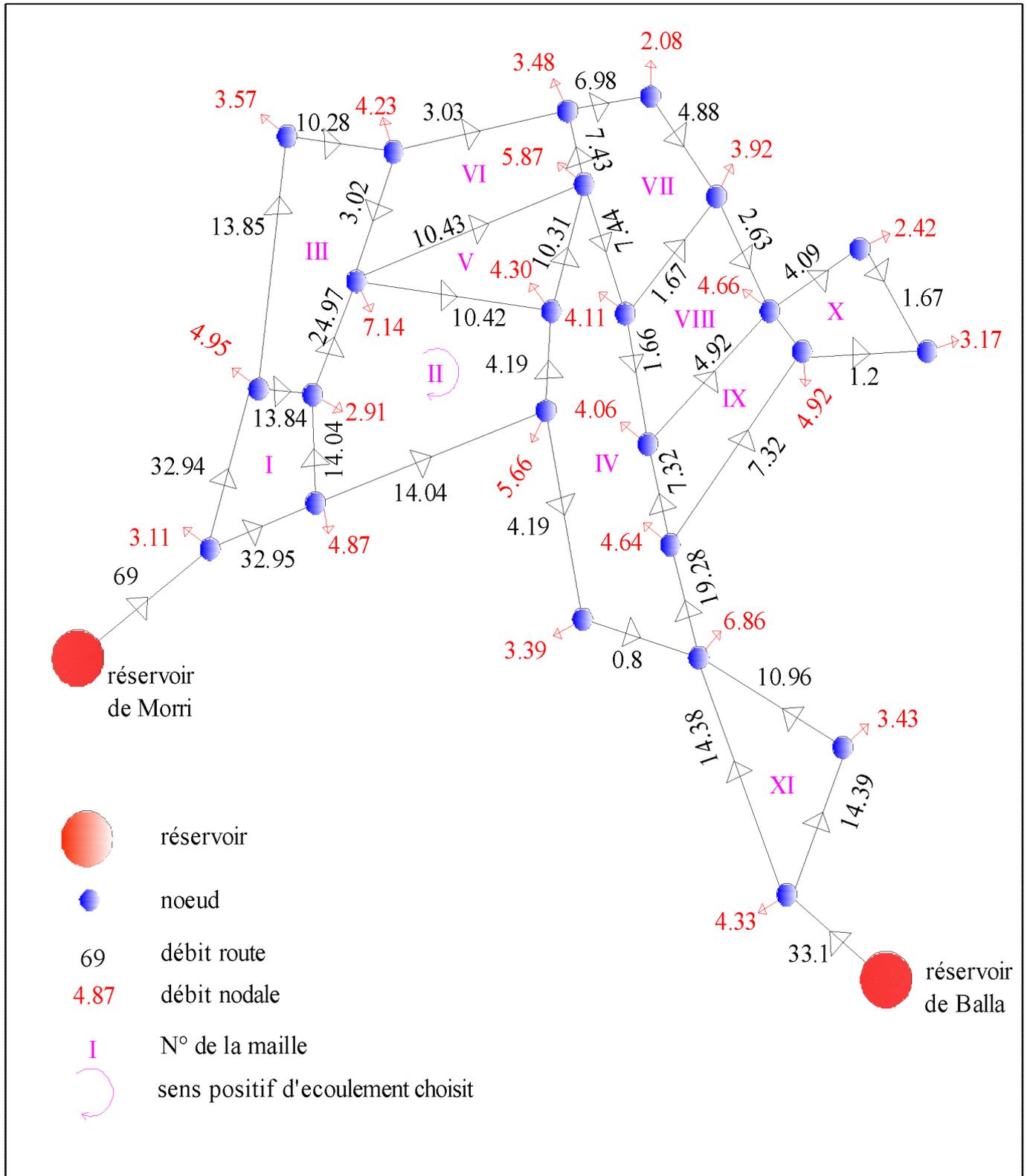
b. Cas de pointe plus incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (**17 l/s**) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud **N8**.

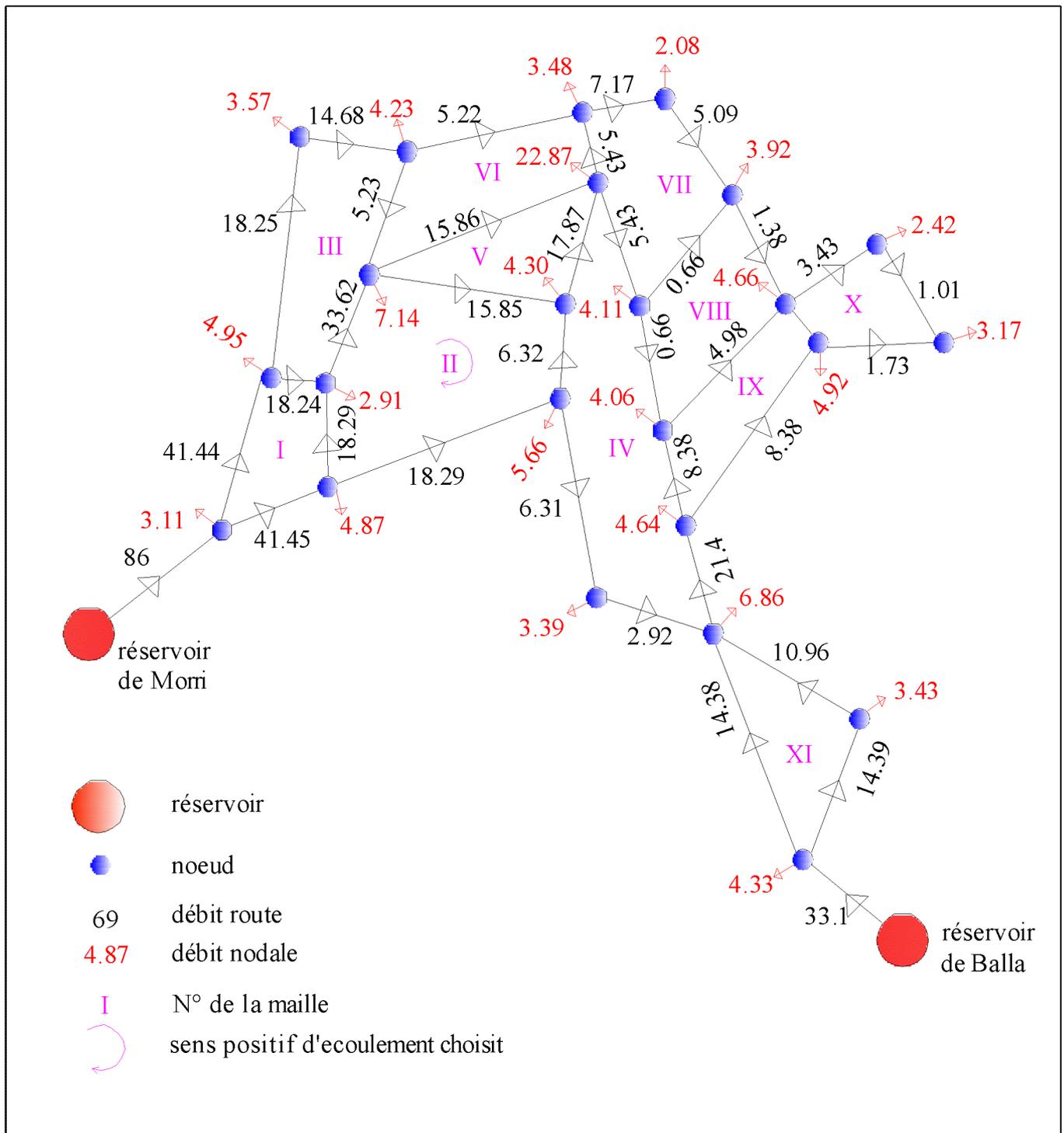
Donc $Q_{\text{nœuds}} = 5.87 + 17 = 22.87$ l/s

VI.6.2. Répartition arbitraire des débits :

Pour pouvoir déterminer le diamètre de chaque tronçon, on fait la répartition arbitraire des débits qui est présentée dans les figures qui suivent.



figVI.1.repartition arbitraire des débits en cas de pointe.



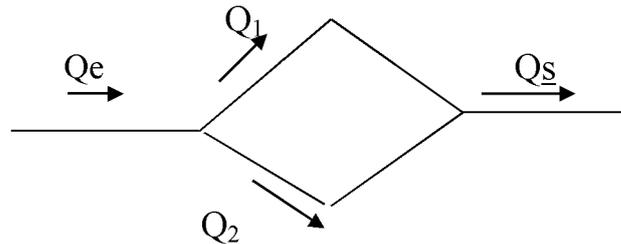
figVI.2.repartition arbitraire des débits en cas de pointe plus incendie.

VI.6.3. Calcul du réseau maille par la méthode de HARDY-CROSS

La méthode de HARDY-CROSS est aussi l'une des méthodes de calcul du réseau maillé ; elle est caractérisée par son ajustement successif qui permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau ainsi que son sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

a. 1^{ière} loi des nœuds (1^{ière} loi de KIRCHOFF)



Le débit entrant se partage en Q_1 et Q_2 , dans un nœud et qui se rassemble dans un autre nœud pour être un débit sortant

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s \quad (\text{VI.5})$$

b. 2^{ième} loi des mailles (2^{ième} loi de KURCHOFF)

Cette loi propose que sur le parcours d'une maille, la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$\sum \Delta H = 0 \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

$$\Delta H = (16\lambda L e Q^2) / (2g \pi^2 D^5) = R Q^2 \quad (\text{VI.7})$$

R : résistance de la conduite

La deuxième loi de KIRCHOFF peut se traduire par l'égalité suivante :

$$\sum \Delta H_T = \sum R Q^2 = 0 \quad (\text{VI.8})$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1^{er} coup, donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaction de cette loi tout en accepte une différence de 0.5m ($\sum \Delta H_T \leq 0.5\text{m}$).

VI.6.4. Principe de la méthode de HARDY-CROSS

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ière} loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ième} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

VI.6.4.1. Détermination du débit correctif

Nous avons

$$Q_1 = Q_0 + \zeta \Delta Q_0 \quad (\text{VI.9})$$

Avec : $\zeta = \pm 1$ suivant le sens d'écoulement par au sens positif choisit dans la maille.

Q_1 : débit corrigé

Q_0 : débit supposé

ΔQ_0 : débit correctif.

Or nous avons que :

$$\Delta H_T = \zeta R Q^2 \dots \dots \dots (VI.10)$$

R : résistance de la conduite

Donc :

$$\Delta H_T = \zeta R (Q_0 + \Delta Q_0)^2 \quad (VI.11)$$

$$\sum \zeta R (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum \zeta R (Q_0^2 + 2Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) = 0 \quad (VI.12)$$

Avec:

ΔQ_0 très petit par rapport à Q_0

Donc, le calcul du débit correctif nous amène à déterminer d'abord les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L \quad (VI.13)$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15 \Delta H_L = 1.15 \Delta H_L \quad (VI.14)$$

Avec :

$$\Delta H_L = \lambda V^2 L / 2g D \quad (VI.15)$$

λ : Coefficient de frottement évalué par les formules suivantes :

- La formule de COLEBROOK (régime transitoire)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7.D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (VI.16)$$

- la formule de NIKRADZE (régime turbulent rigueur)

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad (VI.17)$$

- la formule de BLASIUS (régime turbulent lisse)

$$\lambda = 0,3164 / R^{0,25} \quad (VI.18)$$

- Pour le régime laminaire

$$\lambda = 64 / R_e \quad (VI.19)$$

En tenant compte des approximations définies précédemment nous estimons que

$$\Delta Q_0^2 = 0 \quad (\Delta Q_0 \text{ est très petit par rapport à } Q_0)$$

Donc :

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

$$\sum \zeta R Q_0^2 = -2 \sum R Q_0 \Delta Q_0$$

D'où :

$$\Delta Q_0 = -\frac{\sum \zeta R Q_0^2}{2 \sum R Q_0} \quad (\text{VI.20})$$

Toute branche commune de deux mailles recevra bien entendu les deux corrections correspondantes, et chaque maille est calculée séparément ; les corrections apportées sont :

- correction propre à la maille considérée avec le même signe de ΔQ_0
- correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ_0 .

Pour pouvoir déterminer le débit Q_{i+1} , il suffit de faire, la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et de l'ajouter au débit Q_i .

$$Q_{i+1} = Q_i + \Delta Q_0 \quad (\text{VI.21})$$

Nous reprenons alors le calcul avec les nouvelles valeurs des débits obtenues pour le calcul, par itération successive, la méthode converge rapidement vers la solution. Le nombre d'itération nécessaire varie pratiquement entre 2 et 5 suivant la complexité du problème, la précision désirée est celle de l'approche initiale.

a. cas de pointe :

Le calcul de notre réseau malle par la méthode de HARDY-CROSS a donné les résultats récapitulés dans les tableaux ci-après. La deuxième loi des mailles est vérifiée à partir de la cinquième correction des débits (voir annexe VI.1).

Tableau VI.3. caractéristique de la conduite pour le cas de pointe.

N° de maille	N° maille adj.	caractéristiques de la conduite				débit (l/s)
		tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	longueur eq (m)	
I	II III	T1	241.87	200	278.15	-32.95
		T2	213.32	150	245.32	-14.04
		T3	116.2	150	133.63	13.84
		T4	388.03	200	446.23	32.94
II	I III V IV	T2	213.32	150	245.32	14.04
		T7	259.74	200	298.70	24.97
		T16	417.86	125	480.54	10.42
		T17	197.09	75	226.65	-4.19
		T18	531.94	150	611.73	-14.04
III	I II VI	T3	116.2	150	133.63	-13.84
		T5	498.87	150	573.70	13.85
		T6	225	125	258.75	10.28
		T7	259.74	200	298.70	-24.97
		T34	252.79	75	290.71	3.02
IV	VII V II VIII IX	T12	268.67	100	308.97	7.44
		T15	256.42	125	294.88	10.31
		T17	197.09	75	226.65	4.19
		T19	262.29	50	301.63	1.66
		T25	229.06	150	263.42	-19.28
		T26	268.51	50	308.79	-0.8
		T27	417.5	75	480.13	-4.19
		T31	199.11	100	228.98	-7.32
V	VI IV II	T14	516.42	125	593.88	10.43
		T15	256.42	125	294.88	-10.31
		T16	417.86	125	480.54	-10.42
VI	VII V III	T8	379.01	75	435.86	3.03
		T13	148.24	100	170.48	-7.43
		T14	516.42	125	593.88	-10.43
		T34	252.79	75	290.71	-3.02
VII	VIII IV VI	T9	178.1	100	204.82	6.98
		T10	243.16	75	279.63	4.88
		T11	301.59	50	346.83	-1.67
		T12	268.67	100	308.97	-7.44
		T13	148.24	100	170.48	7.43
VIII	VII IV IX	T11	301.59	50	346.83	1.67
		T19	262.29	50	301.63	-1.66
		T20	362.01	75	416.31	-4.92
		T21	249.85	75	287.33	2.63
IX	VIII X IV	T20	362.01	75	416.31	4.92
		T22	103.67	50	119.22	-1.2
		T24	512.91	100	589.85	-7.32
		T31	199.11	100	228.98	7.32
X	IX	T22	103.67	50	119.22	1.2
		T23	381.03	50	438.18	-1.2
		T32	229.29	75	263.68	4.09
		T33	261.54	50	300.77	1.67
XI		T28	355.03	125	408.28	-10.96
		T29	340.2	150	391.23	-14.39
		T30	536.92	150	617.46	14.38

Tableau VI.4. Première correction des débits pour le cas de pointe.

première approximation					première correction				
λ	P.D.C (m)	Σ (pdc) maille (m)	R*Q	$\Sigma(R*Q)$	ΔQ (l/s)	ΔQ adj. (l/s)	$Q'=Q+\Delta Q$ (l/s)	P.D.C (m)	Σ (pdc) maille (m)
0.010723	-0.84	0.22	25.40	131.26	-0.86	0.34	-33.81	-0.88	0.06
0.011294	-0.59		42.37				-15.23	-0.70	
0.011294	0.31		22.75				15.06	0.37	
0.010723	1.34		40.74				32.08	1.27	
0.011294	0.59	-0.51	42.37	753.33	0.34	0.66	15.23	0.70	-0.001
0.010723	0.52		20.67				27.39	0.62	
0.011680	1.65		158.51				10.09	1.55	
0.012874	-1.79		426.12				-3.79	-1.46	
0.011294	-1.48		105.66				-13.70	-1.41	
0.011294	-0.31	2.58	22.75	619.31	-2.08	-0.86	-15.06	-0.37	0.53
0.011294	1.35		97.75				11.77	0.98	
0.011680	0.87		84.21				8.20	0.55	
0.010723	-0.52		20.67				-27.39	-0.62	
0.012874	1.19		393.94				0.03	0.00	
0.012180	1.72	0.62	231.58	4650.0	-0.07	0.05	7.32	1.67	-1.26
0.011680	0.99		96.24				9.58	0.86	
0.012874	1.79		426.12				3.79	1.46	
0.013956	3.07		1849.5				1.30	1.87	
0.011294	-1.20		62.48				-19.35	-1.21	
0.013956	-0.73		912.49				-0.87	-0.86	
0.012874	-3.78		902.67				-4.26	-3.90	
0.012180	-1.24		168.86				-7.04	-1.14	
0.011680	2.05	-0.60	196.09	450.84	0.66	0.91	10.18	1.95	-0.45
0.011680	-0.99		96.24				-9.58	-0.86	
0.011680	-1.65		158.51				-10.09	-1.55	
0.012874	1.80		592.59				3.94	3.04	
0.012180	-0.95	-2.39	127.61	1310.2	0.91	0.05	-6.57	-0.74	0.34
0.011680	-2.05		196.09				-10.18	-1.95	
0.012874	-1.19		393.94				-0.03	0.00	
0.012180	1.01		144.02				7.03	1.02	
0.012874	2.99	-0.35	612.31	3255.0	0.05	0.30	4.93	3.06	-1.54
0.013956	-3.57		2139.4				-1.91	-4.69	
0.012180	-1.72		231.58				-7.32	-1.67	
0.012180	0.95		127.61				6.57	0.74	
0.013956	3.57	-3.13	2139.4	5247.1	0.30	-0.07	1.91	4.69	0.71
0.013956	-3.07		1849.5				-1.30	-1.87	
0.012874	-4.52		919.06				-4.15	-3.22	
0.012874	0.89		339.07				2.93	1.11	
0.012874	4.52	1.94	919.06	2051.3	-0.47	0.30	4.15	3.22	-0.06
0.013956	-0.63		528.46				-1.32	-0.77	
0.012180	-3.18		434.98				-7.79	-3.61	
0.012180	1.24		168.86				6.91	1.10	
0.013956	0.63	3.38	528.46	4810.0	-0.35	-0.47	1.32	0.77	0.46
0.013956	-2.33		1942.3				-1.55	-3.90	
0.012874	1.98		483.91				3.74	1.65	
0.013956	3.10		1855.3				1.32	1.93	
0.011680	-1.55	-0.98	141.66	320.14	1.53		-9.43	-1.15	-0.024
0.011294	-1.00		69.26				-12.86	-0.80	
0.011294	1.57		109.23				15.91	1.92	

Tableau VI.5. Cinquième correction des débits pour le cas de pointe.

cinquième approximation		cinquième correction			P.D.C (m)	Σ (pdc) maille (m)	
R*Q ⁽⁴⁾	Σ(R*Q ⁽⁴⁾)	ΔQ ⁽⁴⁾ (l/s)	ΔQ ⁽⁴⁾ adj. (l/s)	Q ⁽⁵⁾ =Q ⁽⁴⁾ +ΔQ ⁽⁴⁾ (l/s)			
26.37	139.03	-0.01	0.055	-34.21	-0.90	-0.01	
47.51				-15.80	-0.75		
25.96				15.78	0.41		
39.19				31.68	1.24		
47.51	715.51	0.05	-0.005	15.80	0.75	0.00	
23.70				28.67	0.68		
146.98				9.71	1.43		
395.03				-3.83	-1.49		
102.29				-13.54	-1.38		
25.96	311.25	0.01	-0.005	-15.78	-0.41	-0.01	
75.11				10.65	0.80		
57.93				7.08	0.41		
23.70				-28.67	-0.68		
128.56				-1.00	-0.13		
225.62	4161.91	0.00	-0.008	7.25	1.64	-0.27	
86.32				9.23	0.80		
395.03				3.83	1.49		
1613.78				1.37	2.09		
62.02				-19.14	-1.19		
750.67				-0.66	-0.50		
872.10				-4.05	-3.54		
156.38				0.007	-6.79		-1.06
203.76	437.06	0.01	0.021	10.83	2.20	-0.02	
86.32				-0.004	-9.23		-0.80
146.98				0.055	-9.71		-1.43
748.56	1200.51	0.02	-0.008	3.85	2.90	-0.01	
119.64				-6.94	-0.83		
203.76				-10.83	-2.20		
128.56				1.00	0.13		
150.91	3315.45	-0.01	0.074	7.31	1.10	-0.33	
654.15				5.21	3.40		
2165.14				-1.77	-4.02		
225.62				-7.25	-1.64		
119.64	4936.54	0.07	-0.004	0.021	0.83	0.06	
2165.14				1.77	4.02		
1613.78				-1.37	-2.09		
772.97				-4.06	-3.08		
384.65				3.06	1.21		
772.97	1930.63	0.00	0.074	4.06	3.08	-0.12	
541.52				0.007	-1.24		-0.68
460.45				-0.004	-7.75		-3.57
155.70				6.75	1.05		
541.52	4978.40	0.01	-0.004	1.24	0.68	0.00	
2587.98				-1.59	-4.10		
436.71				3.70	1.62		
1412.18				1.28	1.81		
121.40	304.25	0.00	-0.004	-9.39	-1.14	0.00	
61.71				-12.82	-0.79		
121.13				15.95	1.93		

b. cas de pointe plus incendie :

Tableau VI.6.caractéristique de la conduite pour le cas de pointe+incendie

N° de maille	N° maille adj.	caractéristiques de la conduite				débit (l/s)
		tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	longueur eq (m)	
I	II III	T1	241.87	200	278.15	-41.45
		T2	213.32	150	245.32	-18.29
		T3	116.2	150	133.63	18.24
		T4	388.03	200	446.23	41.44
II	I III V IV	T2	213.32	150	245.32	18.29
		T7	259.74	200	298.70	33.62
		T16	417.86	150	480.54	15.85
		T17	197.09	100	226.65	-6.32
		T18	531.94	150	611.73	-18.29
III	I II VI	T3	116.2	150	133.63	-18.24
		T5	498.87	150	573.70	18.25
		T6	225	150	258.75	14.68
		T7	259.74	200	298.70	-33.62
		T34	252.79	100	290.71	5.23
IV	VII V II VIII IX	T12	268.67	100	308.97	5.43
		T15	256.42	150	294.88	17.87
		T17	197.09	100	226.65	6.32
		T19	262.29	50	301.63	0.66
		T25	229.06	150	263.42	-21.4
		T26	268.51	75	308.79	-2.92
		T27	417.5	100	480.13	-6.31
		T31	199.11	100	228.98	-8.38
V	VI IV II	T14	516.42	150	593.88	15.86
		T15	256.42	150	294.88	-17.87
		T16	417.86	150	480.54	-15.85
VI	VII V III	T8	379.01	75	435.86	5.22
		T13	148.24	75	170.48	-5.43
		T14	516.42	150	593.88	-15.86
		T34	252.79	75	290.71	-5.23
VII	VIII IV VI	T9	178.1	100	204.82	7.17
		T10	243.16	75	279.63	5.09
		T11	301.59	50	346.83	-0.66
		T12	268.67	100	308.97	-5.43
		T13	148.24	100	170.48	5.43
VIII	VII IV IX	T11	301.59	50	346.83	0.66
		T19	262.29	50	301.63	-0.66
		T20	362.01	75	416.31	-4.98
		T21	249.85	50	287.33	1.38
IX	VIII X IV	T20	362.01	75	416.31	4.98
		T22	103.67	50	119.22	-1.73
		T24	512.91	100	589.85	-8.38
		T31	199.11	100	228.98	8.38
X	IX	T22	103.67	50	119.22	1.73
		T23	381.03	50	438.18	-1.73
		T32	229.29	75	263.68	3.43
		T33	261.54	50	300.77	1.01
XI		T28	355.03	125	408.28	-10.96
		T29	340.2	150	391.23	-14.39
		T30	536.92	150	617.46	14.38

Tableau VI.7. Première correction des débits pour le cas de pointe+incendie

première approximation					première correction					
λ	P.D.C (m)	Σ (pdc) maille (m)	R*Q	$\Sigma(R*Q)$	ΔQ (l/s)	ΔQ adj. (l/s)	$Q'=Q+\Delta Q$ (l/s)	P.D.C (m)	Σ (pdc) maille (m)	
0.010723	-1.32	0.34	31.95	168.39	-1.00	0.00	-42.45	-1.39	0.19	
0.011294	-1.01		55.20				-19.29	-1.12		
0.011294	0.55		29.98				20.29	0.68		
0.010723	2.12		51.25				40.44	2.02		
0.011294	1.01	0.00	55.20	458.67	0.00	-1.00	19.29	1.12	-0.17	
0.010723	0.94		27.83			-3.05	36.67	1.11		
0.011294	1.49		93.70			1.47	14.38	1.22		
0.012180	-0.91		144.31			0.66	-6.98	-1.11		
0.011294	-2.52		137.64			-18.29	-2.52			
0.011294	-0.55	2.35	29.98	386.52	-3.05	-1.00	-20.29	-0.68	0.35	
0.011294	2.35		128.80			15.20	1.63			
0.011294	0.69		46.73			11.63	0.43			
0.010723	-0.94		27.83			0.00	-36.67	-1.11		
0.012180	0.80		153.17			0.52	1.66	0.08		
0.012180	0.92	-2.74	169.02	2085.9	0.66	-0.88	6.97	1.51	-0.28	
0.011294	1.16		64.82			1.47	17.06	1.06		
0.012180	0.91		144.31			0.00	6.98	1.11		
0.013956	0.49		735.37			0.32	1.00	1.11		
0.011294	-1.48		69.35			-20.74	-1.39			
0.012874	-1.18		404.58			-2.26	-0.71			
0.012180	-1.93		305.21			-5.65	-1.55			
0.012180	-1.62		193.31			0.10	-7.82	-1.41		
0.011294	1.84	-0.81	115.87	274.39	1.47	0.52	16.81	2.06	-0.21	
0.011294	-1.16		64.82			0.66	-17.06	-1.06		
0.011294	-1.49		93.70			0.00	-14.38	-1.22		
0.012874	5.33	-2.33	1020.8	2234.3	0.52	-0.88	5.74	6.45	2.78	
0.012874	-2.26		415.36			-0.88	-4.03	-1.24		
0.011294	-1.84		115.87			1.47	-16.81	-2.06		
0.012874	-3.57		682.21			-3.05	-1.66	-0.36		
0.012180	1.06	3.34	147.95	1894.4	-0.88	0.32	6.29	0.82	-2.63	
0.012874	3.25		638.66				0.32	4.21		2.22
0.013956	-0.56		845.55				0.66	-1.86		-4.44
0.012180	-0.92		169.02				0.66	-6.97		-1.51
0.012180	0.51		93.26				0.52	4.03		0.28
0.013956	0.56	-2.54	845.55	3975.8	0.32	-0.88	1.86	4.44	2.61	
0.013956	-0.49		735.37			0.66	-1.00	-1.11		
0.012874	-4.63		930.27			-0.16	-4.50	-3.78		
0.013956	2.02		1464.6			1.70	3.06			
0.012874	4.63	0.76	930.27	2383.4	-0.16	0.32	4.50	3.78	-0.97	
0.013956	-1.32		761.86			0.10	-1.99	-1.74		
0.012180	-4.17		497.97			0.66	-8.54	-4.33		
0.012180	1.62		193.31			0.66	7.56	1.32		
0.013956	1.32	-1.00	761.86	5089.9	0.10	-0.16	1.99	1.74	0.27	
0.013956	-4.84		2800.1			-0.16	-1.63	-4.31		
0.012874	1.39		405.82			0.10	3.53	1.47		
0.013956	1.13		1122.1			1.11	1.36			
0.011680	-1.55	-0.98	141.66	320.14	1.53		-9.43	-1.15	-0.02	
0.011294	-1.00		69.26				-12.86	-0.80		
0.011294	1.57		109.23				15.91	1.92		

Tableau VI.8. Cinquième correction des débits pour le cas de pointe+incendie

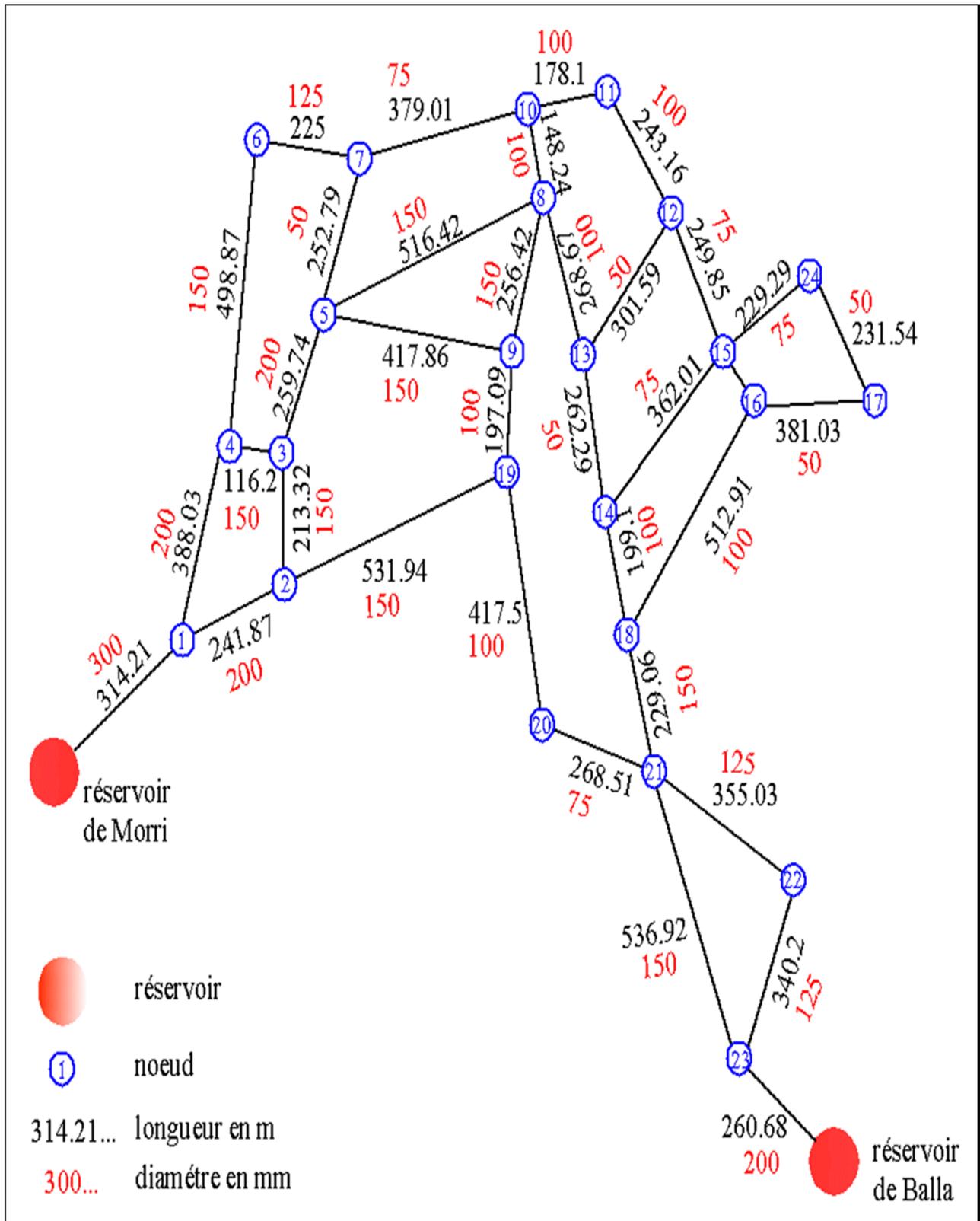
cinquième approximation		cinquième correction			P.D.C (m)	Σ(pdc) maille (m)
R*Q ₍₄₎	Σ(R*Q ₍₄₎)	ΔQ ₍₄₎ (l/s)	ΔQ ₍₄₎ adj. (l/s)	Q ₍₅₎ =Q ₍₄₎ +ΔQ ₍₄₎ (l/s)		
33.23	176.59	-0.03	0.02	-43.13	-1.43	0.00
60.37				-20.06	-1.21	
33.78				20.54	0.69	
49.21				39.76	1.95	
60.37	473.15	0.02	-0.03	20.06	1.21	0.03
31.16				37.69	1.18	
84.89				14.43	1.23	
159.58				-6.94	-1.10	
137.15				-18.21	-2.50	
33.78	246.96	-0.03	-0.03	-20.54	-0.69	0.00
100.87				14.26	1.44	
34.13				10.69	0.36	
31.16				-37.69	-1.18	
47.01				1.55	0.07	
207.51	2560.67	-0.03	-0.04	6.67	1.39	-0.14
61.85				17.07	1.06	
159.58				6.94	1.10	
1313.60				1.08	1.30	
66.97				-20.70	-1.39	
302.93				-2.22	-0.68	
269.73				-5.61	-1.52	
178.51				0.01	-1.40	
129.65	276.39	-0.05	0.02	17.67	2.28	0.00
61.85				-17.07	-1.06	
84.89				-14.43	-1.23	
955.98	1697.29	0.02	-0.04	4.91	4.72	0.06
402.27				-5.20	-2.07	
129.65				-17.67	-2.28	
209.39				-1.55	-0.31	
137.57	2775.78	-0.04	0.06	6.63	0.91	-0.23
575.55				4.55	2.60	
1764.83				-1.48	-2.81	
207.51				-6.67	-1.39	
90.32	5667.33	0.06	-0.03	5.20	0.46	0.28
1764.83				1.48	2.81	
1313.60				-1.08	-1.30	
896.46				-4.71	-4.15	
1692.45				1.66	2.92	
896.46	2357.12	-0.02	0.01	4.71	4.15	-0.12
787.53				-1.82	-1.47	
495.97				-8.37	-4.16	
177.16				7.69	1.36	
787.53	5079.84	-0.02	-0.02	1.82	1.47	0.04
2651.39				-1.63	-4.28	
416.70				3.53	1.48	
1224.23				1.11	1.38	
121.40	304.25	0.00		-9.39	-1.14	0.00
61.71				-12.82	-0.79	
121.13				15.95	1.93	

VI.7. Détermination des diamètres des conduites et les vitesses d'écoulement :

Après avoir fait correction des débits, on peut déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau en utilisant le tableau extrait de l'ouvrage d'AEP d'Abramove, et la vitesse correspondante. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Calcul des diamètres et des vitesses du réseau de distribution

tronçons	le débit (l/s)		débit max (l/s)	diamètre (mm)	vitesse (m/s)	
	cas de pointe	pointe plus incendie			cas de pointe	pointe plus incendie
T1	34.21	43.13	43.13	200	1.09	1.37
T2	15.80	20.06	20.06	150	0.89	1.14
T3	15.78	20.54	20.54	150	0.89	1.16
T4	31.68	39.76	39.76	200	1.01	1.27
T5	10.65	14.26	14.26	150	0.60	0.81
T6	7.08	10.69	10.69	125	0.58	0.87
T7	28.67	37.69	37.69	200	0.91	1.20
T8	3.85	4.91	4.91	75	0.87	1.11
T9	7.31	6.63	7.31	100	0.93	0.84
T10	5.21	4.55	5.21	100	0.66	0.58
T11	1.77	1.48	1.77	50	0.90	0.75
T12	7.25	6.67	7.25	100	0.92	0.85
T13	6.94	5.20	6.94	100	0.88	0.66
T14	10.83	17.67	17.67	150	0.61	1.00
T15	9.23	17.07	17.07	150	0.52	0.97
T16	9.71	14.43	14.43	150	0.55	0.82
T17	3.83	6.94	6.94	100	0.49	0.88
T18	13.54	18.21	18.21	150	0.77	1.03
T19	1.37	1.08	1.37	50	0.70	0.55
T20	4.06	4.71	4.71	75	0.92	1.07
T21	3.06	1.66	3.06	75	0.69	0.38
T22	1.24	1.82	1.82	50	0.63	0.93
T23	1.59	1.63	1.63	50	0.81	0.83
T24	7.75	8.37	8.37	100	0.99	1.07
T25	19.14	20.70	20.70	150	1.08	1.17
T26	0.66	2.22	2.22	75	0.15	0.50
T27	4.05	5.61	5.61	100	0.52	0.71
T28	9.39	9.39	9.39	125	0.77	0.77
T29	12.82	12.82	12.82	125	1.05	1.05
T30	15.95	15.95	15.95	150	0.90	0.90
T31	6.75	7.69	7.69	100	0.86	0.98
T32	3.70	3.53	3.70	75	0.84	0.80
T33	1.28	1.11	1.28	50	0.65	0.57
T34	1.00	1.55	1.55	50	0.51	0.79



figVI.3. longueur et diamètre des tronçons.

VI.8. Résultats de la simulation hydraulique de réseau projeté :

On procède à la simulation hydraulique de réseau à l'aide de logiciel WATER-CAD, qui est un logiciel du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans le réseau sous pression

Les paramètres hydrauliques de réseau projeté pour les deux cas (pointe et pointe plus incendie) sont donnés dans les tableaux suivants.

VI.8.1. cas de pointe :

Tableau VI.10. Calcul des vitesses et pertes de charge de réseau projeté en cas de pointe

tronçons	Start Nœud	Stop Nœud	longueur (m)	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)	P.D.C unitaire (m/m)
T1	N1	N2	241.87	200	34.88	1.11	6.586
T2	N2	N3	213.32	150	15.68	0.89	6.085
T3	N3	N4	116.2	150	16.1	0.91	6.387
T4	N4	N1	388.03	200	31.77	1.01	5.538
T5	N4	N6	498.87	150	10.72	0.61	3.006
T6	N6	N7	225	125	7.15	0.58	3.45
T7	N3	N5	259.74	200	28.87	0.92	4.64
T8	N7	N10	379.01	75	3.3	0.75	9.907
T9	N10	N11	178.1	100	8.81	1.12	15.066
T10	N11	N12	243.16	100	6.73	0.86	9.148
T11	N12	N13	301.59	50	1.47	0.75	15.972
T12	N13	N8	268.67	100	6.66	0.85	8.975
T13	N8	N10	148.24	100	8.99	1.14	15.653
T14	N5	N8	516.42	150	11.48	0.65	3.413
T15	N8	N9	256.42	150	10.04	0.57	2.665
T16	N9	N5	417.86	150	9.88	0.56	2.583
T17	N9	N19	197.09	100	4.47	0.57	4.285
T18	N19	N2	531.94	150	14.33	0.81	5.147
T19	N13	N14	262.29	50	1.08	0.55	9.058
T20	N14	N15	362.01	75	4.53	1.02	17.82
T21	N15	N12	249.85	75	4.28	0.97	16.05
T22	N15	N16	103.67	50	1.47	0.75	15.968
T23	N16	N17	381.03	50	1.98	1.01	27.753
T24	N16	N18	512.91	100	8.37	1.07	13.697
T25	N18	N21	229.06	150	20.51	1.16	10.002
T26	N21	N20	268.51	75	0.81	0.18	0.738
T27	N20	N19	417.5	100	4.2	0.53	3.824
T28	N21	N22	355.03	125	8.12	0.66	4.372
T29	N22	N23	340.2	125	11.55	0.94	8.396
T30	N23	N21	536.92	150	18.44	1.04	8.211
T31	N18	N14	199.11	100	7.5	0.96	11.197
T32	N15	N24	229.29	75	5.61	1.27	26.535
T33	N24	N17	261.54	50	1.19	0.61	10.839
T34	N7	N5	252.79	50	0.38	0.19	1.299
T35	R1	N1	314.21	300	69.76	0.99	3.298
T36	N23	R1	260.68	200	34.32	1.09	6.391

Tableau VI.11. Calcul des pressions au niveau des nœuds en cas de pointe

nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	charge (m)	Pression (m)
N1	1 044.90	3.11	1 057.05	12.15
N2	1 042.72	4.87	1 055.46	12.74
N3	1 038.12	2.91	1 054.16	16.04
N4	1 037.38	4.95	1 054.90	17.52
N5	1 031.57	7.14	1 052.95	21.38
N6	1 024.74	3.57	1 053.40	28.66
N7	1 022.13	4.23	1 052.63	30.5
N8	1 019.33	5.87	1 051.19	31.86
N9	1 026.12	4.3	1 051.88	25.76
N10	1 016.82	3.48	1 048.87	32.05
N11	1 015.90	2.08	1 046.19	30.29
N12	1 018.47	3.92	1 043.96	25.49
N13	1 022.92	4.11	1 048.78	25.86
N14	1 026.25	4.06	1 046.40	20.15
N15	1 020.71	4.66	1 039.95	19.24
N16	1 018.15	4.92	1 041.61	23.46
N17	1 015.34	3.17	1 031.03	15.69
N18	1 028.49	4.64	1 048.63	20.14
N19	1 027.30	5.66	1 052.72	25.42
N20	1 036.21	3.39	1 051.12	14.91
N21	1 031.19	6.86	1 050.93	19.74
N22	1 036.95	3.43	1 052.48	15.53
N23	1 042.41	4.33	1 055.33	12.92
N24	1 016.90	4.42	1 033.87	16.97

VI.8.2.cas de pointe plus incendie :**Tableau VI.12. Calcul des vitesses et pertes de charge en cas de pointe plus incendie**

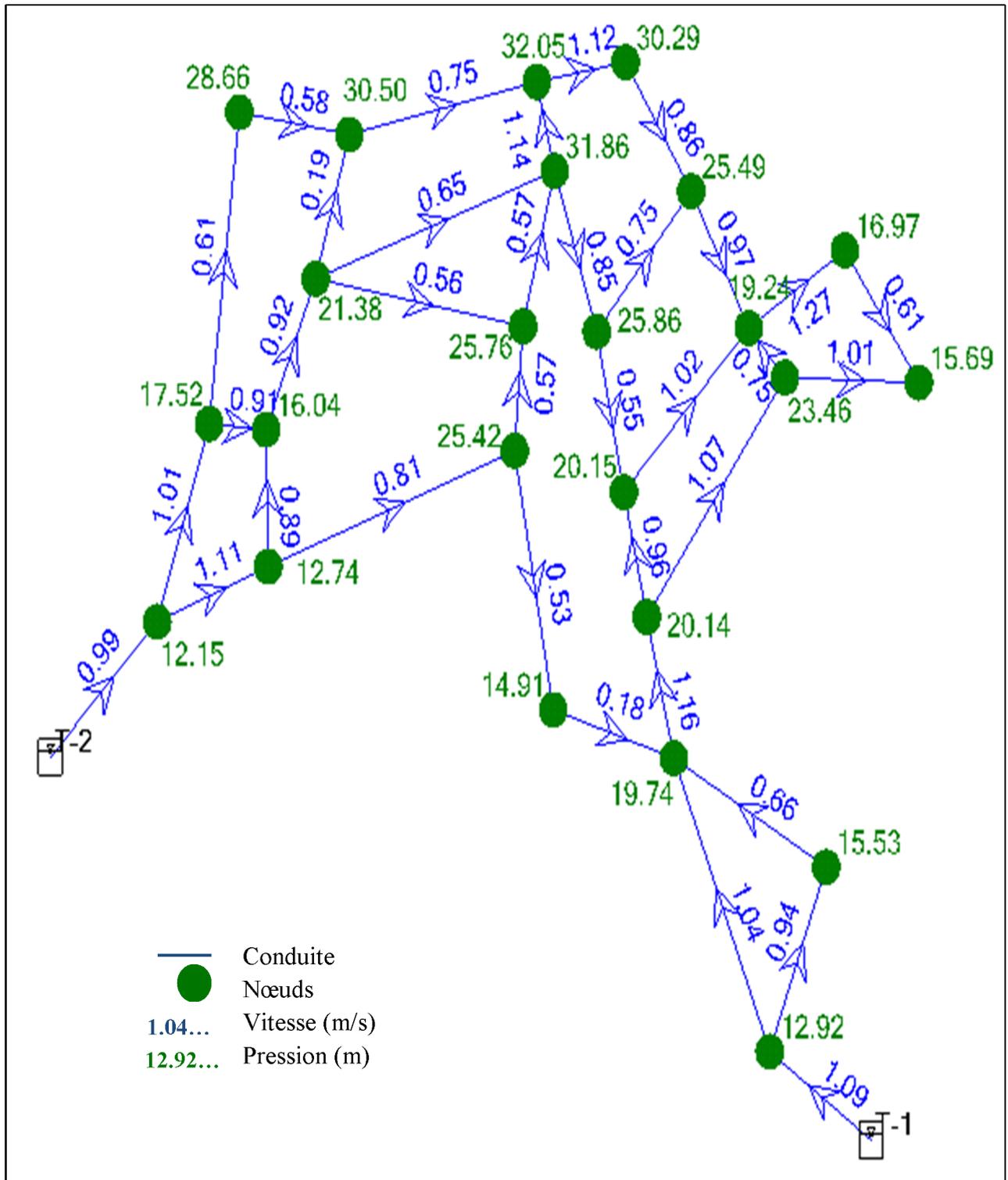
tronçons	Start Nœud	Stop Nœud	longueur (m)	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)	P.D.C unitaire (m/m)
T1	N1	N2	241.87	200	34.88	1.11	6.586
T2	N2	N3	213.32	150	15.68	0.89	6.085
T3	N3	N4	116.2	150	16.1	0.91	6.387
T4	N4	N1	388.03	200	31.77	1.01	5.538
T5	N4	N6	498.87	150	10.72	0.61	3.006
T6	N6	N7	225	125	7.15	0.58	3.45
T7	N3	N5	259.74	200	28.87	0.92	4.64
T8	N7	N10	379.01	75	3.3	0.75	9.907
T9	N10	N11	178.1	100	8.81	1.12	15.066
T10	N11	N12	243.16	100	6.73	0.86	9.148
T11	N12	N13	301.59	50	1.47	0.75	15.972
T12	N13	N8	268.67	100	6.66	0.85	8.975
T13	N8	N10	148.24	100	8.99	1.14	15.653
T14	N5	N8	516.42	150	11.48	0.65	3.413
T15	N8	N9	256.42	150	10.04	0.57	2.665
T16	N9	N5	417.86	150	9.88	0.56	2.583

Tableau VI.12. Calcul des vitesses et pertes de charge en cas de pointe plus incendie (suite)

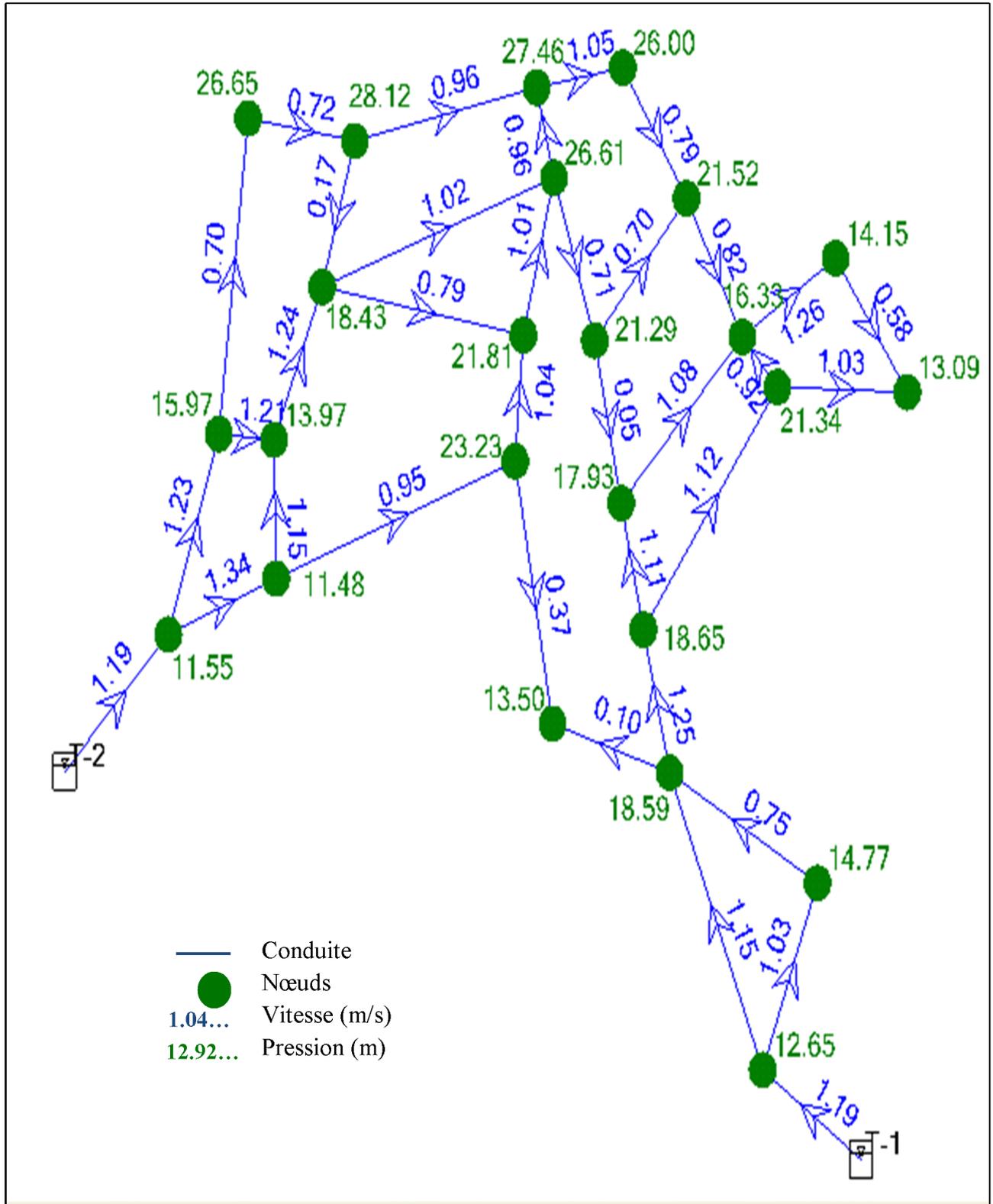
tronçons	Start Nœud	Stop Nœud	longueur (m)	Diamètre (mm)	débit (L/s)	vitesse (m/s)	P.D.C unitaire (m/m)
T17	N9	N19	197.09	100	4.47	0.57	4.285
T18	N19	N2	531.94	150	14.33	0.81	5.147
T19	N13	N14	262.29	50	1.08	0.55	9.058
T20	N14	N15	362.01	75	4.53	1.02	17.82
T21	N15	N12	249.85	75	4.28	0.97	16.05
T22	N15	N16	103.67	50	1.47	0.75	15.968
T23	N16	N17	381.03	50	1.98	1.01	27.753
T24	N16	N18	512.91	100	8.37	1.07	13.697
T25	N18	N21	229.06	150	20.51	1.16	10.002
T26	N21	N20	268.51	75	0.81	0.18	0.738
T27	N20	N19	417.5	100	4.2	0.53	3.824
T28	N21	N22	355.03	125	8.12	0.66	4.372
T29	N22	N23	340.2	125	11.55	0.94	8.396
T30	N23	N21	536.92	150	18.44	1.04	8.211
T31	N18	N14	199.11	100	7.5	0.96	11.197
T32	N15	N24	229.29	75	5.61	1.27	26.535
T33	N24	N17	261.54	50	1.19	0.61	10.839
T34	N7	N5	252.79	50	0.38	0.19	1.299
T35	R1	N1	314.21	300	69.76	0.99	3.298
T36	N23	R1	260.68	200	34.32	1.09	6.391

Tableau VI.13. Calcul des pressions au niveau des nœuds en cas de pointe plus incendie

nœud	Elévation (m)	Demande (L/s)	charge (m)	Pression (m)
N1	1 044.90	3.11	1 056.45	11.55
N2	1 042.72	4.87	1 054.20	11.48
N3	1 038.12	2.91	1 052.09	13.97
N4	1 037.38	4.95	1 053.35	15.97
N5	1 031.57	7.14	1 050.00	18.43
N6	1 024.74	3.57	1 051.39	26.65
N7	1 022.13	4.23	1 050.25	28.12
N8	1 019.33	22.87	1 045.94	26.61
N9	1 026.12	4.3	1 047.93	21.81
N10	1 016.82	3.48	1 044.28	27.46
N11	1 015.90	2.08	1 041.90	26
N12	1 018.47	3.92	1 039.99	21.52
N13	1 022.92	4.11	1 044.21	21.29
N14	1 026.25	4.06	1 044.18	17.93
N15	1 020.71	4.66	1 037.04	16.33
N16	1 018.15	4.92	1 039.49	21.34
N17	1 015.34	3.17	1 028.43	13.09
N18	1 028.49	4.64	1 047.14	18.65
N19	1 027.30	5.66	1 050.53	23.23
N20	1 036.21	3.39	1 049.71	13.5
N21	1 031.19	6.86	1 049.78	18.59
N22	1 036.95	3.43	1 051.72	14.77
N23	1 042.41	4.33	1 055.06	12.65
N24	1 016.90	4.42	1 031.05	14.15



figVI.4. Vitesses et pressions pour le cas de pointe.



figVI.5. Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie.

IV.9. Interprétation des résultats obtenus :

La simulation du réseau à travers le logiciel WATER-CAD, nous a permis de dégager les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau ; en assurant une pression minimale de 10 m.c.e au niveau de tous les nœuds, sans dépasser les limites de la pression sur les conduites; et ceci dans les deux cas (pointe et pointe plus incendie). Pour cela des fermetures partielles des vannes ne seront pas nécessaires et aussi les réducteurs de pression automatiques sont inutiles.

Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui sont inférieures à 0.5m/s dans quelques tronçons, ceci peut conduire à des dépôts de nature minérale sur la conduite. Alors nous recommandons des curages périodiques et systématiques des conduites par l'ouverture des vannes de vidange.

V.10. Equipement du réseau de distribution :

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau de distribution nécessitent en service normale comme en cas d'incendie, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires qui ont pour rôle :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Ces organes accessoires concernent essentiellement :

IV.10.1. Les robinets vanne :

Ce sont des appareils de sectionnement 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.

IV.10.2. Bouches ou poteaux d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites « d'un diamètre minimale de 100 mm » capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques d'incendies.

IV.10.3. Robinets de vidange :

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

IV.10.4. Les ventouses :

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

IV.10.5. Les compteurs :

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

IV.10.6. les pièces spéciales de raccord :

Il existe toute une gamme de raccords en PE, les raccordements se font par électro-soudage ou par soudage bout à bout, on trouve

- **Les Tés et les croix :** Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale.
- **Les coudes :** Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction
- **Les cônes :** Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents, ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autre accessoires.

VI.11. Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution alimenté par deux réservoirs existants, nous avons pu vérifier le fonctionnement de réseau pendant les heures critiques (cas de pointe et en cas de la présence d'incendie) à l'aide du logiciel WATER-CAD. Nous avons constatés que les pressions sont acceptables dans les deux cas et elle varié entre 11.15m et 31.2m et des vitesses acceptables à l'exception de quelques tronçons où la vitesse est faible. Afin de remédier à ce problème nous avons proposé des curages périodiques en utilisant les vannes de vidanges.

Chapitre 7

Protection des conduites

VII.1.Introduction :

Un projet d'alimentation en eau potable est réalisé dans le but de satisfaire les besoins en eau de l'agglomération, pour cela on doit prendre les précautions et les mesures nécessaires qui s'imposent à d'éventuelle dégradation des conduites qui sont dues à plusieurs facteurs à savoir le phénomène de coup de bélier et la corrosion des conduites en cas des conduites métalliques.

Les coups de bélier consistent en des oscillations de pression (surpressions et dépressions alternatives) provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite transportant un liquide. Ces oscillations parcourent la conduite de l'une de ses extrémités à l'autre en un mouvement d'aller et retour périodique.

VII.2. Définition de phénomène de coup de bélier :

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connues.

VII.3. Risques dus aux coups de bélier :

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

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

VII.3.1. Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au

coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

VII.3.2. Cas de la dépression

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

VII.3.3. Fatigue de la canalisation

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

VII.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque et instantané, quatre phases peuvent être envisagées :

VII.4.1. Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par ' c '.

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

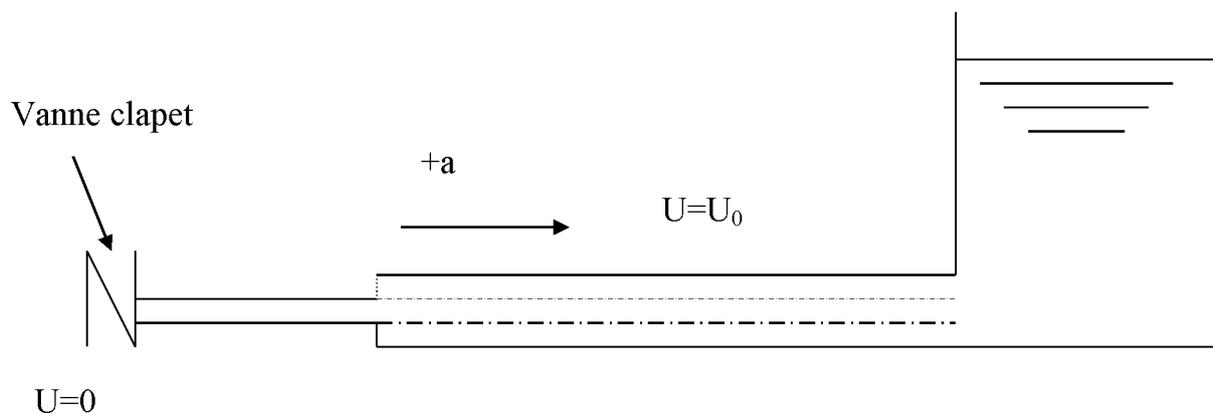


fig. VII.1. Phase 1

VII.4.2. Phase 02

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et, cela, de proche en proche, on considérant les tranches successives à partir du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $2L/c$ 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.

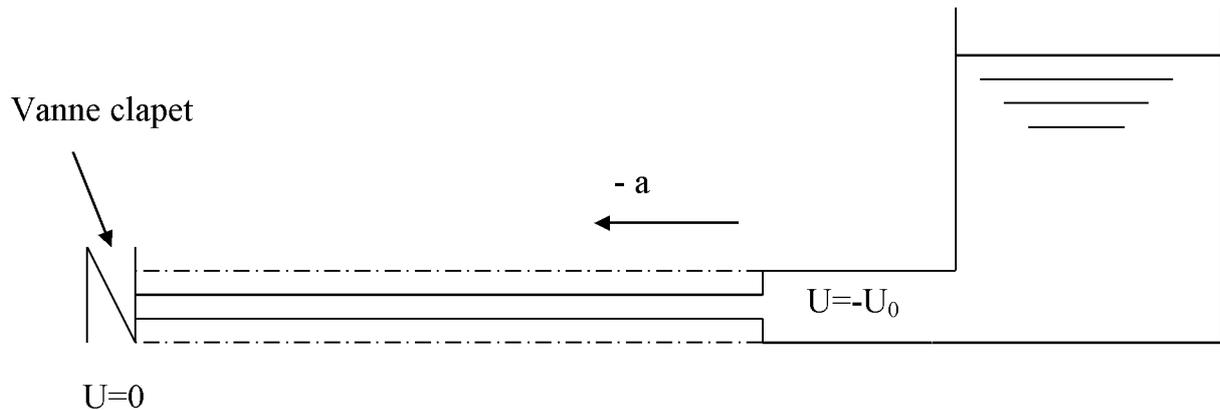


fig. VII.2. Phase 2.

VII.4.3. Phase 03

En raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagnant de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $3L/c$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

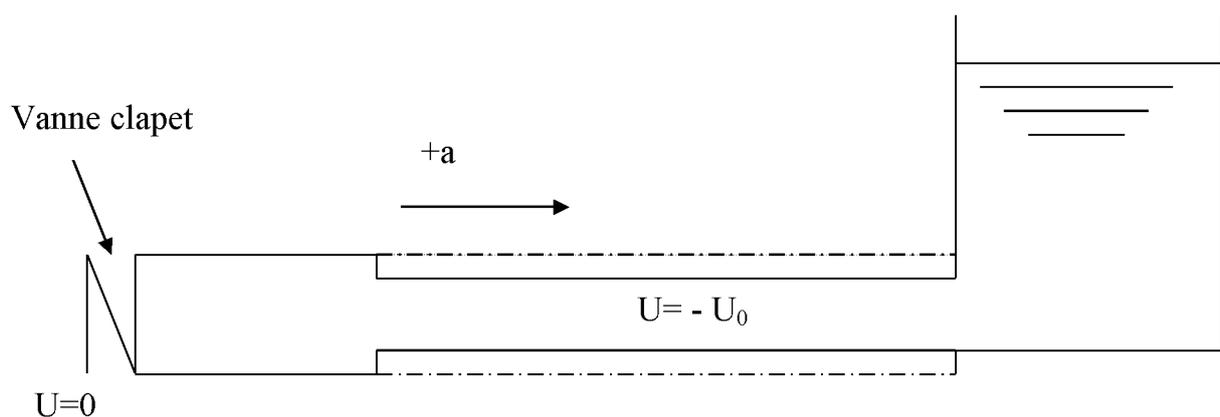


fig. VII.3. Phase 3

VII.4.4. Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $4L/c$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc.

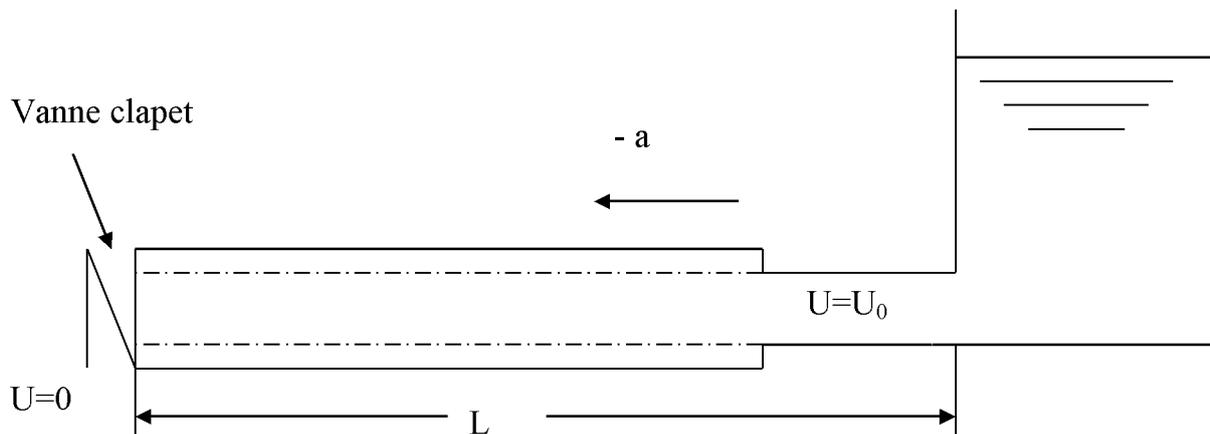


fig. VII.4. Phase 4.

VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VII.5.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VII.5.2. Les soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre.

L'utilisation d'une soupape de décharge nécessite un entretien permanent et une surveillance attentive.

VII.5.3. Les réservoirs d'air

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement immédiatement à l'aval du clapet.

VII.5.4. Les cheminées d'équilibre

À la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression;
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer :
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

VII.6. installation de réservoir d'air :

Le réservoir d'air doit être installé à l'aval de la pompe, il succède le clapet et la vanne de refoulement comme le montre la figure suivante.

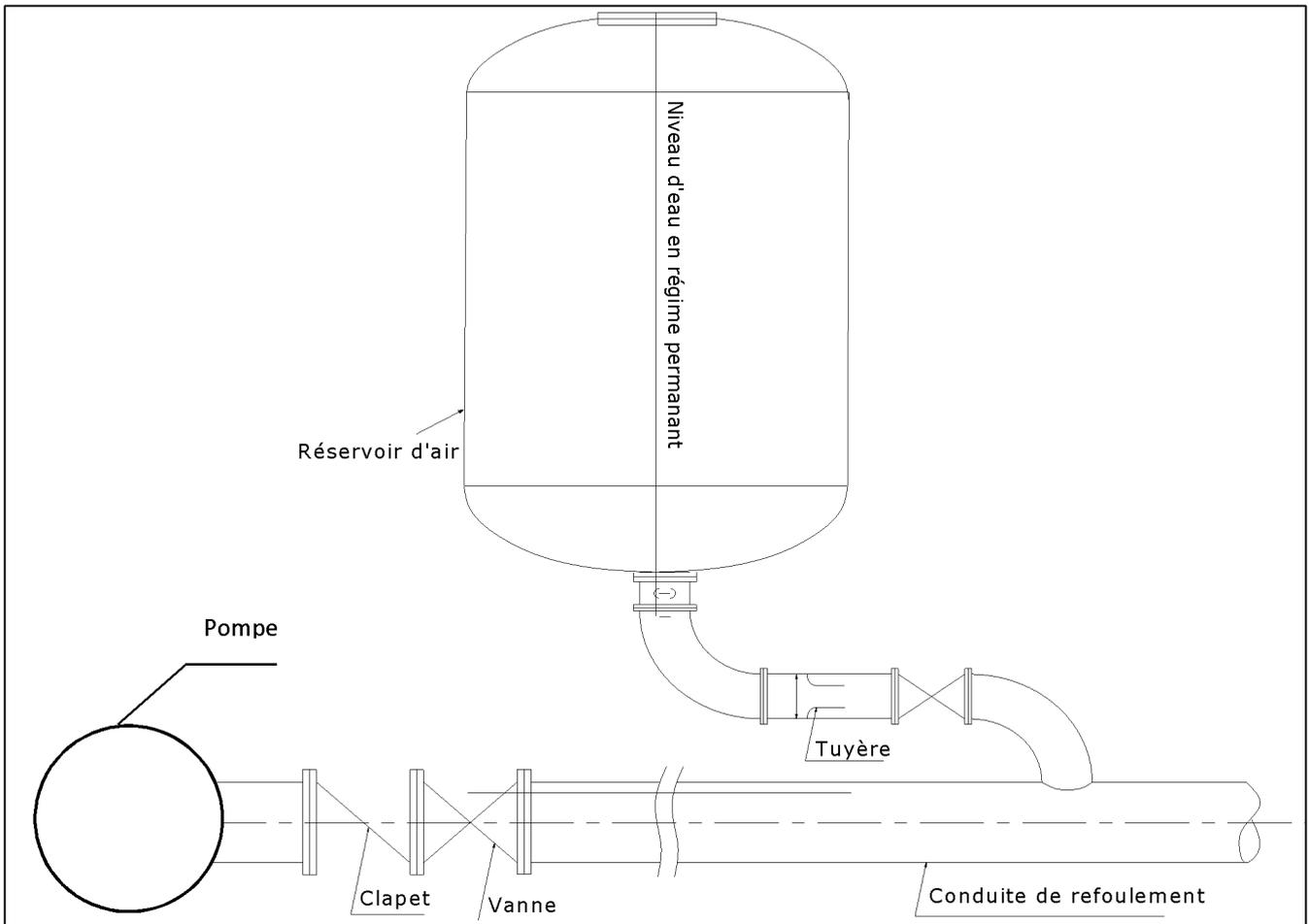


fig VII.5. Schéma d'installation du réservoir d'air

VII.7. Calcul simplifié du volume du réservoir d'air anti-bélier en utilisant la méthode de VIBERT :

Pour un fonctionnement normal (caractéristiques mécaniques et hydrauliques identiques sur toute sa longueur) on a :

Le volume d'air U_0 dans la cloche est donné par la formule suivante:

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \tag{VII.1}$$

Avec :

- L : longueur de la conduite à protéger(m) ;
- S : section de la conduite à protéger (m^2);
- V_0 : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement
- g: l'accélération de pesanteur.

$$f(Z/ Z_0) = (Z_0/ Z_{min}) - \text{Log}(Z_0/ Z_{min}) - 1$$

Z_0 : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10 \tag{VII.2}$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique(m).

Et en posant : $h_0 = \frac{v_0^2}{2gZ_0}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{VII.3})$$

➤ Dans le cas de coup de bélier :

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{CV_0}{g} \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule de **SALAH. B** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, E_m = 2*10⁹ pour le PEHD

E_s : module de Young du sol ; E_m = 2*10⁸ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, ν_m=0,5 pour le PEHD

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

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

U_{max}: volume du réservoir d'air.

VII.8. Calcul de volume du réservoir d'air anti-bélier pour les différentes conduites :

VII.8.1. Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau VII.1: Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement

tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
F1-R1	PEHD	200	0.0314	0.68	55.2	103
F2-R1	PEHD	200	0.0314	0.63	74.75	105.46
F3-R2	PEHD	150	0.0177	1.09	128	65

VII.8.2. Calcul de la célérité d'onde C

Tableau VII.2 : Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement

tronçon	K (*10 ⁹ Pa)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (*10 ⁸ Pa)	E _m (*10 ⁹ Pa)	e _m (m)	C (m/s)
F1-R1	2.07	1000	0.0904	0.5	0.33	2	1.2	0.0096	458.7
F2-R1	2.07	1000	0.0904	0.5	0.33	2	1.2	0.0096	458.7
F3-R2	2.07	1000	0.0684	0.5	0.33	2	1.2	0.0066	451.79

VII.8.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VII.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

tronçon	Z ₀	Z _{max}	Z _{max} /Z ₀	h ₀	h ₀ /Z ₀	Z _{min} /Z ₀	U ₀ /LS	U ₀	U _{max} (m ³)	V _{final} (L)
F1-R1	113	134.62	1.19	0.0236	0.00021	0.847	0.0144	0.1041	0.1228	200
F2-R1	115.46	134.02	1.161	0.0202	0.000175	0.864	0.0155	0.1217	0.1409	200
F3-R2	75	129.72	1.73	0.6055	0.00081	0.634	0.0066	0.0151	0.0237	100

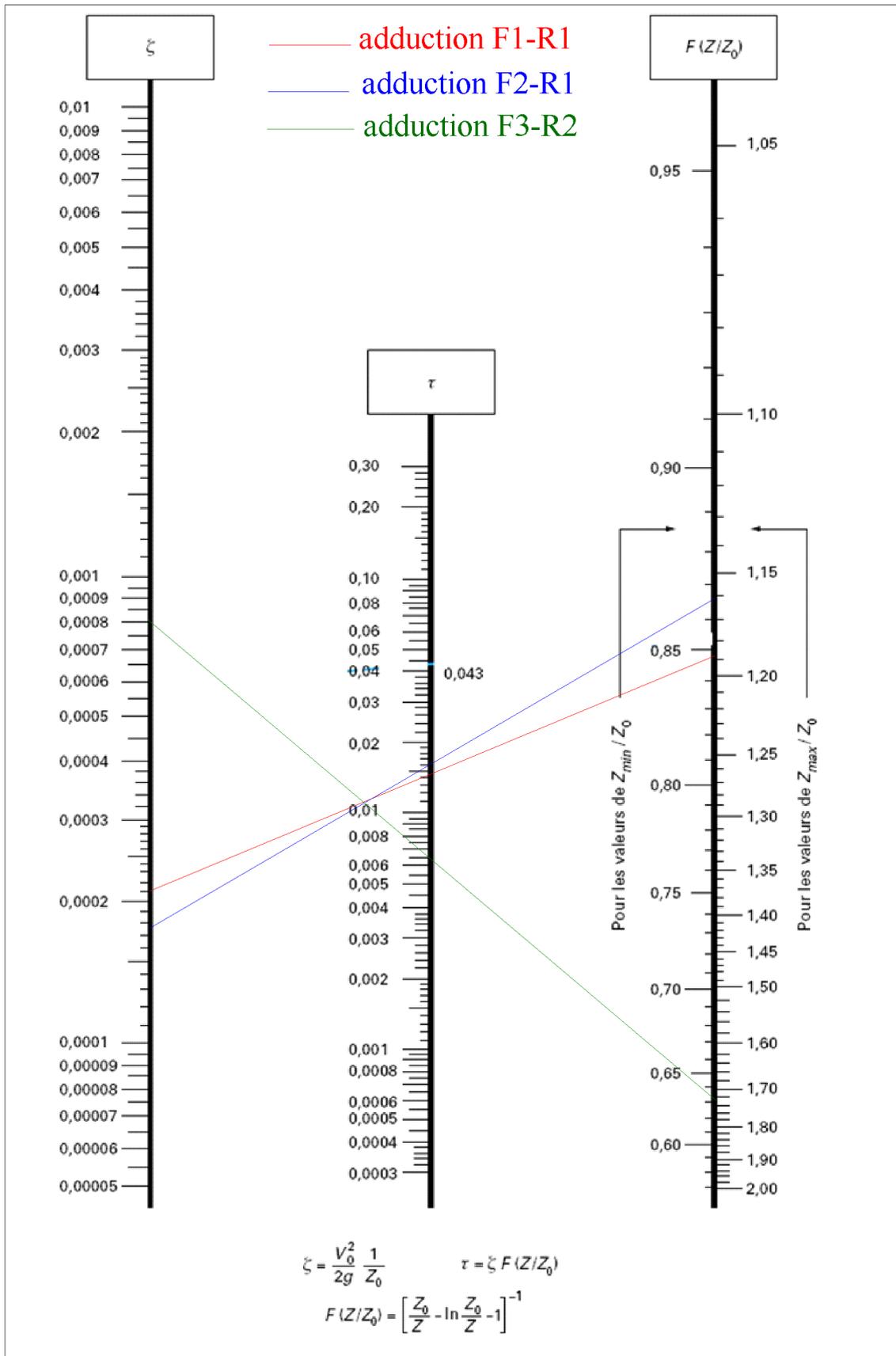


fig VII.6. Calcul de volume du réservoir d'air (abaque de VIBERT)

VII.9. Encombrement du réservoir d'air :

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

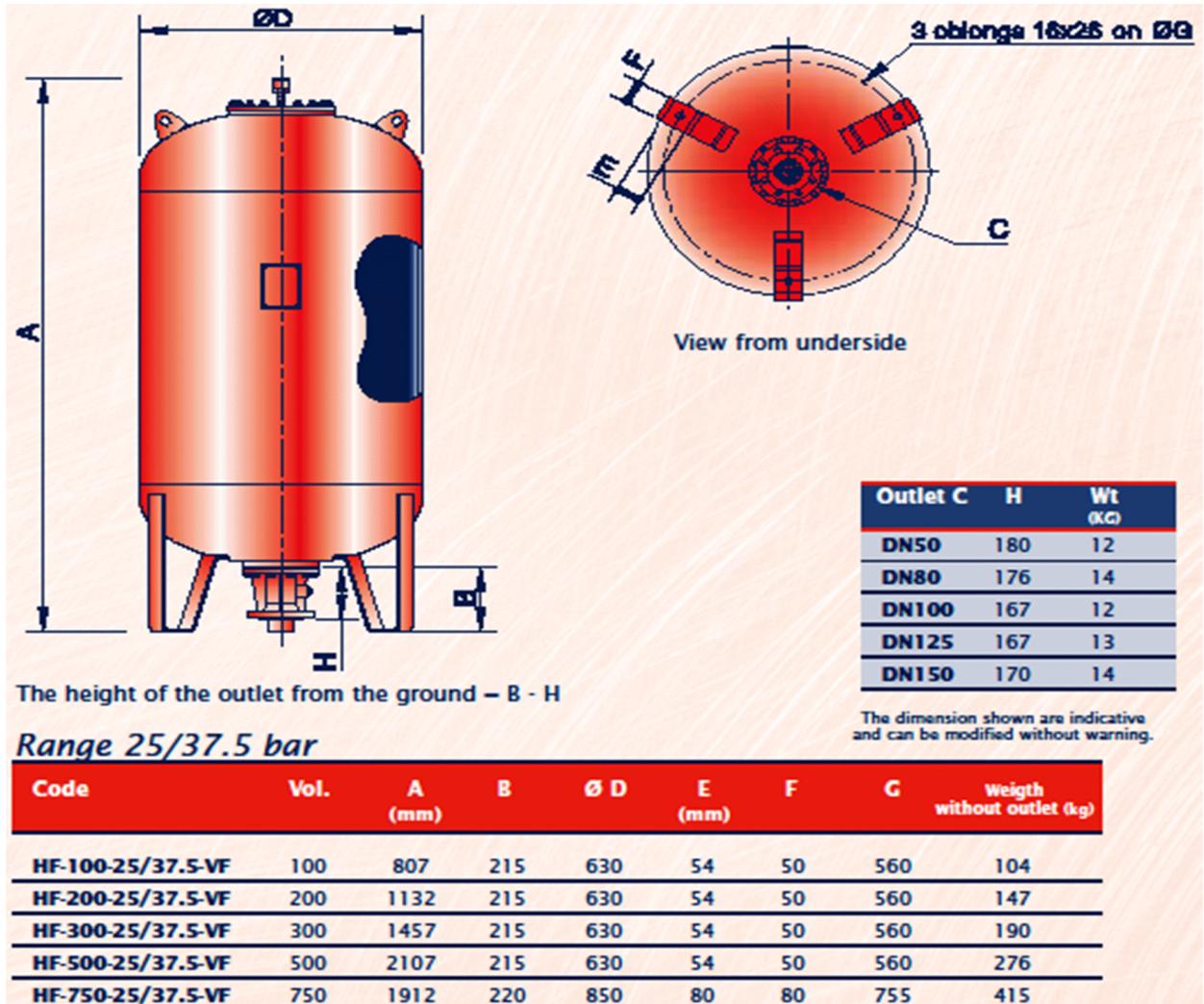


fig VII.7. Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

D'après cette figure les dimensions des réservoirs d'air sont représentées comme suite :

Tableau VII.4 : Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

tronçon	Volume (Litre)	D (mm)	A (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	Poids (kg)
F1, F2	200	630	1132	215	54	50	560	104
F3	100	630	807	215	54	50	560	147

VII.10. Conclusion :

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on a prévu d'installer des réservoirs d'air. L'étude de ce phénomène nous a permis de dimensionner ces derniers avec la méthode de VIBERT.

Chapitre 8

Organisation de chantier

VIII.1.Introduction:

L'organisation de chantier a pour but de réaliser les projets dans des délais courts et à moindre coût. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif d'avoir une méthode d'ordonnement des travaux qui nous permet de décomposer l'ouvrage ou les ouvrages à réaliser en plusieurs opérations ou tâches, de déterminer les relations entre opérations, ainsi connaître les tâches qui sont en amont et celles qui sont en aval d'une opération (la succession chronologique des opérations).

Les travaux à réaliser dans notre projet concernent la mise en place d'un réseau de distribution alimentant la ville de Timgad-W de Batna. Dans ce chapitre, nous allons définir les travaux à entreprendre, pose des conduites de réseau, calculer leurs volumes et établir l'ordonnement des opérations constituant l'ensemble des travaux suivant la méthode CPM (critical path method) par réseau à nœuds ou à flèches et d'élaborer le diagramme de Gantt.

VIII.2.Définitions des travaux à entreprendre :

Dans notre projet on va calculer le volume des travaux pour la mise en place des conduites de réseau de distribution.

VIII.2.1.Travaux concernant les conduites de réseau :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de réseau sont :

- Implantation de tracé.
- Décapage de la couche végétal ou goudron
- Exécution des tranchées.
- Pose du lit de sable.
- Poses conduites.
- Essais d'étanchéités.
- Remblayage des tranchées.
- Nivellement et compactage.

VIII.3.Calcul du volume de terrassements pour le réseau :

VIII.3.1.Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Tel que :

B : largeur de la tranchée (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Les résultats sont représentés dans le tableau VIII.1

VIII.3.2. Calcul du volume de la tranchée (déblai) : (V_d)

D'après la figure VIII.1 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$V_d = S \times L$$

Avec:

$$S = B \times H$$

$$B = 0,6 + \varnothing \text{ et } H = \varnothing + h + e$$

L : longueur de la tranchée

B : la largeur de la tranchée

H : hauteur de la tranchée qui est égale au diamètre de la conduite additionné à l'épaisseur de lit du sable et la hauteur d'enfouissement de 60 cm.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII.1

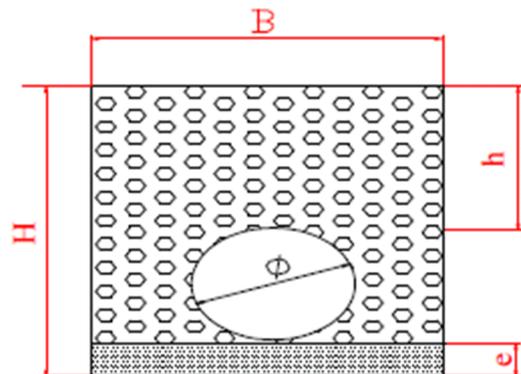


fig VIII.1 : Schéma de la tranchée

VIII.3.3. Calcul du volume de lit de sable :

On calcule ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V_s = e \times B \times L$$

Avec :

e : l'épaisseur de la couche de sable (0.15 m)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII.1

VIII.3.4. Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai et le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai compacté (m^3)

V_d : Volume du déblai (m^3)

V_s : Volume du lit de sable (m^3)

V : Volume occupé par la conduite (m^3), $V = L * \frac{\pi * \varnothing^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

\varnothing : Diamètre de la conduite

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII.1

VIII.3.5. Calcul de volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Avec : $V_f = V_d * K_f$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,25.$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : Calcul des volumes des travaux

Diamètres des conduites (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur de la tranchée (m)	volume de la couche végétale (m^3)	volume du déblai (m^3)	volume du sable (m^3)	volume occupé par la conduite (m^3)	volume du remblai (m^3)	volume du sol foisonné (m^3)	volume excédentaire (m^3)
50	1261.32	0.65	81.99	655.89	122.98	2.48	530.43	819.86	289.43
75	1109.66	0.68	74.90	617.94	112.35	4.90	500.69	772.43	271.74
100	1326.61	0.70	92.86	789.33	139.29	10.41	639.63	986.67	347.04
125	695.23	0.73	50.40	441.04	75.61	8.53	356.90	551.30	194.39
150	1297.92	0.75	97.34	876.10	146.02	22.92	707.16	1095.12	387.96
200	260.68	0.80	20.85	198.12	31.28	8.19	158.65	247.65	89.00
300	623.24	0.90	56.09	588.96	84.14	44.03	460.79	736.20	275.41
total			474.44	4167.37	711.67	101.46	3354.25	5209.22	1854.97

VIII.4. Devis estimatif :**Tableau VIII.2 : Volumes et coût des travaux total :**

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m ³	551.39	200	110278.145
2	Déblai	m ³	4167.37	300	1250211.72
3	Lit de sable (sable)	m ³	711.67	800	569333.67
4	Conduite	m	6574.66	400	2629864
5	Remblai compacté	m ³	3354.247	800	2683397.63
6	Volume excédentaire	m ³	1854.9685	160	296794.953
TOTAL				SOMME	7539880.11
				TVA	1281779.62
				TTC	8821659.73

Remarque :

Les TVA (Taxe à Valeur Ajoutée) sont de 17%

VIII.5. les engins :

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Les pelles hydrauliques
- Le compacteur avec rouleau à pneu
- Le bulldozer

1-La pelle hydraulique sera utilisée pour creuser les tranchés et chargement de débris et déblais.

2-Le compacteur qui sera utilisé pour compacter le remblai sur la tranchée.

3-Le bulldozer qui sera utilisé pour les opérations suivantes :

- Lame sur sol pour débroussailler.
- Lame élevée pour abattement des arbres.
- Lame sur sol pour pousser les masses (remblayer la tranchée)
- Lame au sol pour niveler le remblai avant compactage.

VIII.5.1.Définition de la pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment. Dans notre projet nous emploierons la pelle avec un godet équipé en rétro pour faire les tranchées.

VIII.5.2.Définition du compacteur avec rouleau à pneu :

L'extension de ces compacteurs résulte des perfectionnements intervenus dans la fabrication des pneus à basse pression. Les déformations et les déplacements relatifs à ces pneus au cours du cylindrage produisent un malaxage du sol qui en réalise rapidement le compactage.

VIII.5.3. Définition du Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également. La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

VIII.6.Planification des travaux :

Un planning comporte un certain nombre d'aspects qui décrivent le chantier :

- la durée des tâches
- la détermination des effectifs, la composition des équipes, la qualification des ouvriers
- le délai d'exécution contractuel, la prise en compte des intempéries et des congés payés des ouvriers.
- l'enclenchement chronologique des tâches en fonction du phasage et des cycles de rotation

. Dans ce travail ; on va déterminer la durée d'exécution des travaux, pour cela on a séparé notre réseau en deux parties : Partie nord et partie sud.

VIII.6.1. Les principales opérations à exécuter :

Pour l'élaboration de la planification selon la méthode CPM, on doit tout d'abord répartir les différents travaux en opération :

- A.** Implantation de tracé (générale) 5 jours
- Bn.** Décapage de la couche de goudron ou celle de la végétation. (Partie Nord) 6 jours
- Bs.** Décapage de la couche de goudron ou celle de la végétation (partie Sud) 6 jours
- Cn.** Exécution des tranchées. (Partie Nord) 8 jours
- Cs.** Exécution des tranchées. (Partie Sud) 8 jours
- Dn.** Aménagement du lit de pose. (Partie Nord) 6 jours
- Ds.** Aménagement du lit de pose. (Partie Sud) 6 jours
- En.** La mise en place des canalisations en tranchée. (partie Nord) 3 jours
- Es.** La mise en place des canalisations en tranchée. (Partie Sud) 3 jours
- Fn.** Assemblage des tuyaux. . (Partie Nord) 4 jours
- Fs.** Assemblage des tuyaux. (Partie Sud) 4 jours
- G.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints. (2 jours)
- H.** Remblai des tranchées. (7 jours)
- I.** Travaux de finition. (4 jours)

VIII.6.2. Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent :

On montre le lien entre les taches dans le tableau VIII.3

Tableau VIII.3. Opérations des travaux (précède, succède)

Opération	Temps de réalisation (Jours)	Précède	Succède
A	5	Bn-Bs	----
Bn	6	Cn	A
Bs	6	Cs	A
Cn	8	Fn-Dn-En	Bn
Cs	8	Fs-Ds-Es	Bs
Dn	6	G	Cn
Ds	6	G	Cs
En	3	G	Cn
Es	3	G	Cs
Fn	4	G	Cn
Fs	4	G	Cs
G	2	H	Fn-Dn-En-Fs-Ds-Es
H	7	I	G
I	4	----	H

Le réseau à nœuds est représenté sur la figure VIII.2 ci-après, ainsi que les dates de commencement et de finitions au plus tôt (DCP et DFP) et les dates de commencement et de finitions au plus tard (DCPP et DFPP) et les marges totales (MT) et le temps de réalisation.

Le temps de réalisation de ce réseau d'AEP est de 38 jours.

On a deux chemins critiques :

A → B_n → C_n → D_n → G → H → I

A → B_s → C_s → D_s → G → H → I

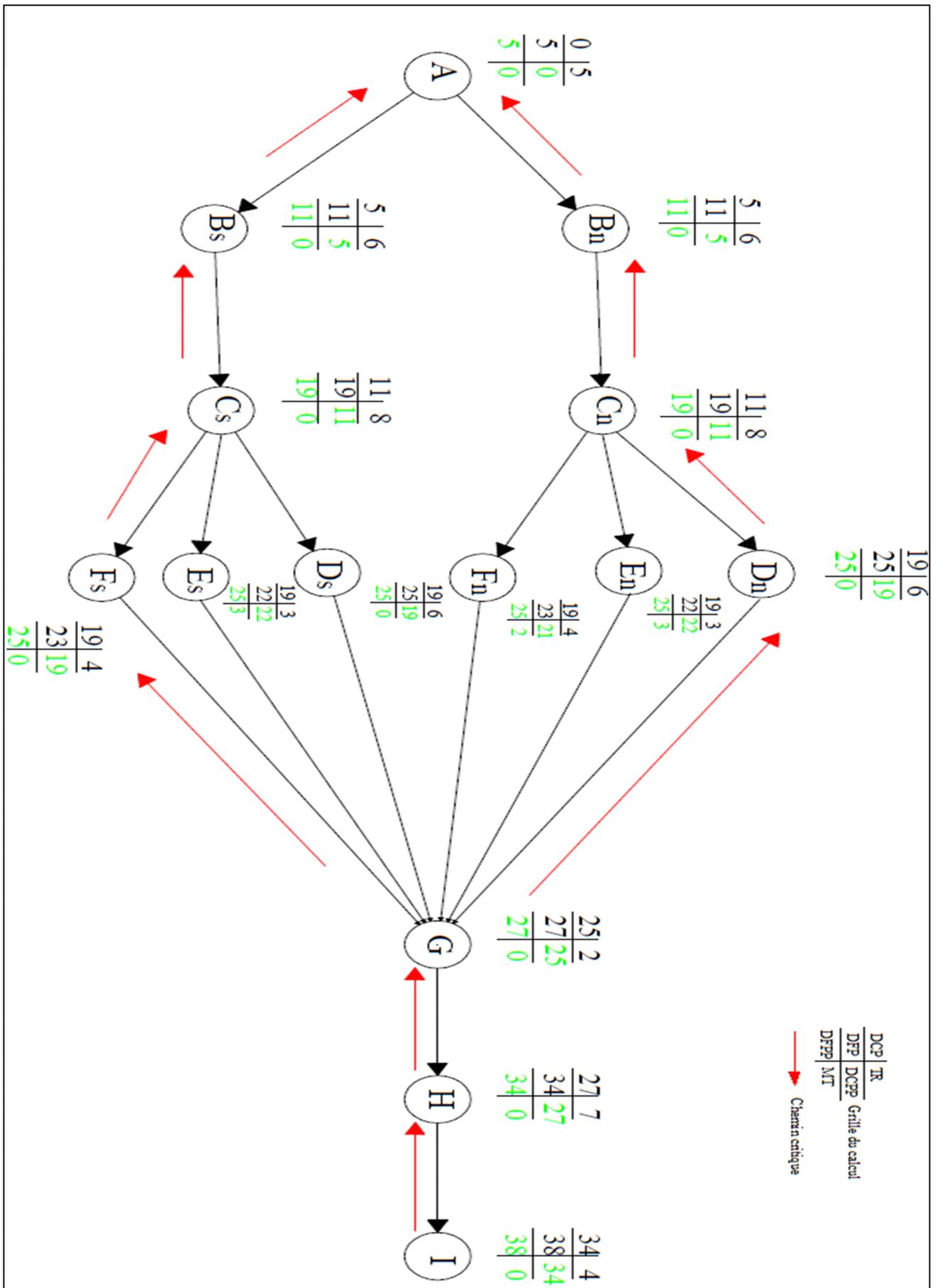


fig VIII.2. Réseau à nœud

VIII.6.3. Elaboration du diagramme de GANTT :

On mentionne les dates de commencement et de finition au plutôt « respectivement DCP et DFP» et les dates de commencement et de finition au plus tard «respectivement DCPP et DFPP», les marges totales « MT » et les temps de réalisation dans le tableau VIII.4:

Tableau VIII.4.Planification selon la méthode de GANTT

Opération	Temps de réalisation (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	5	0	5	0	5	0
Bn	6	5	11	5	11	0
Cn	8	11	19	11	19	0
Dn	6	19	25	19	25	0
En	3	19	22	22	25	3
Fn	4	19	23	21	25	2
Bs	6	5	11	5	11	0
Cs	8	11	19	11	19	0
Ds	6	19	25	19	25	0
Es	3	19	22	22	25	3
Fs	4	19	23	21	25	2
G	2	25	27	25	27	0
H	7	27	34	27	34	0
I	4	34	38	34	38	0

Les chemins critiques :

A → Bn → Cn → Dn → G → H → I

A → Bs → Cs → Ds → G → H → I

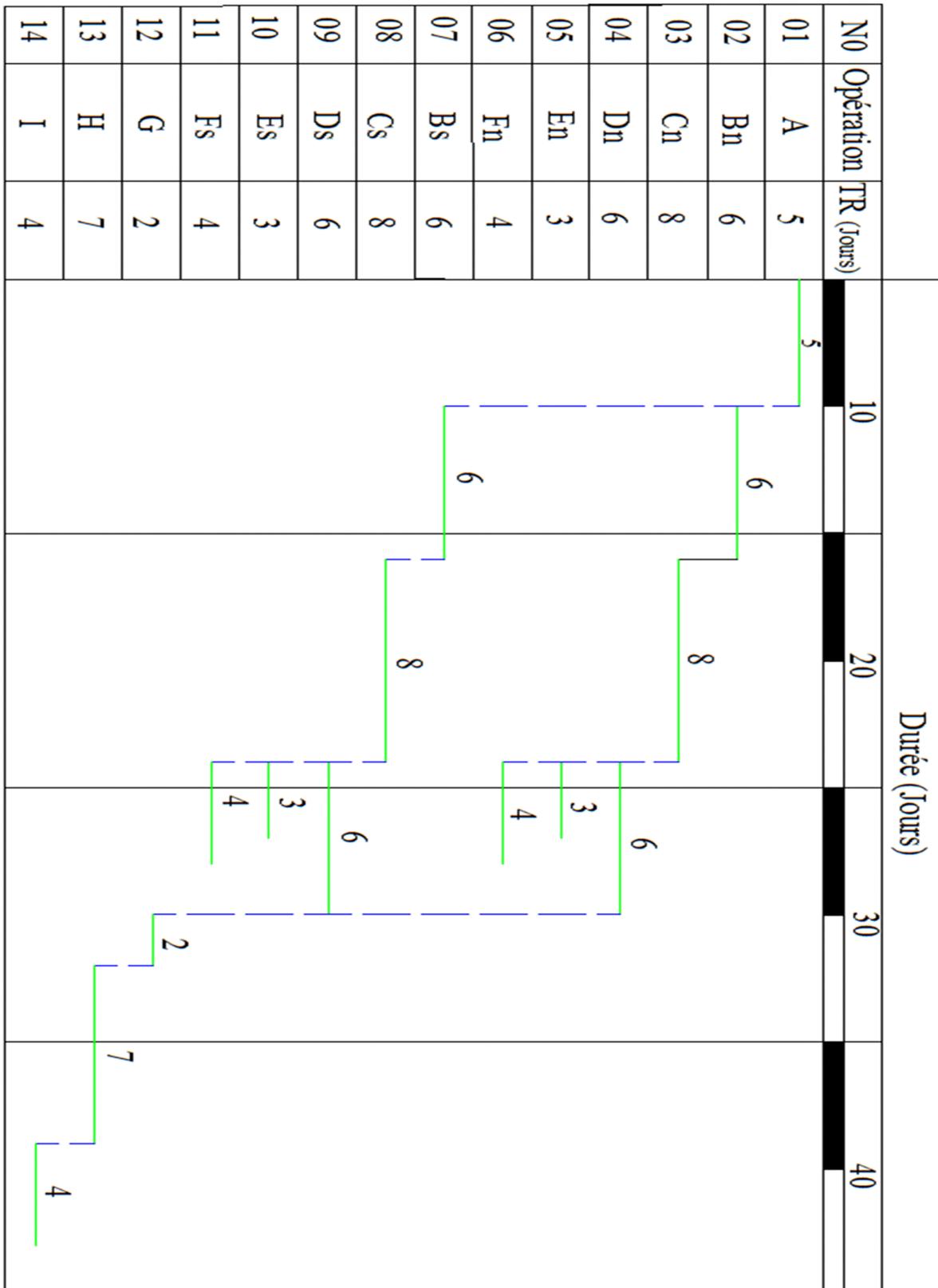


fig VIII.3 : Diagramme de Gantt du réseau d'AEP

VIII.7. 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.
- Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui l'a déjà réalisé.
- Matériel de réalisation adéquat.
- La bonne planification des travaux

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit pas subir des défaillances à la fois technique et humaine et qui par conséquence, cet ensemble de critères cités plus haut doivent strictement être respectés.

Concernant la durée de la réalisation de réseau d'alimentation en eau potable de notre ville, on l'a estimée à 38 jours.

Le coût total de la réalisation de notre projet est de : huit millions, huit cent-vingt-un mille, six cent cinquante-neuf DA et sept centimes.

INTRODUCTION GENERALE

Dès la plus haute antiquité jusqu'à l'époque moderne, l'homme n'a jamais cessé de voir en l'eau une de ses préoccupations fondamentale. Elément de base à toute vie qu'elle soit végétale ou animale, ce liquide fait l'objet d'un intérêt majeur, tels que le développement des techniques de son exploitation ont évolué dans le temps.

La question de la disponibilité et d'accès à l'eau est sans aucun doute un des problèmes majeurs auxquels l'humanité devra faire face durant le siècle à venir. En effet, on estime aujourd'hui qu'un habitant sur cinq de la planète n'a pas accès à l'eau en suffisance et, un sur trois à une eau de qualité.

L'être-humaine, n'a pas cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, actuellement on assiste à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Le réseau d'AEP (Alimentation en eau potable) constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de le renouveler quand il atteint un seuil de vétusté. Ce seuil dépend de nombreux paramètres que ce soit environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une bonne gestion des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est le dimensionnement de réseau d'AEP de la ville de TIMGAD (W. BATNA).

Nous procédons en premier lieu aux études préliminaires pour aborder en second lieu les ouvrages de stockage, l'adduction, la conception et le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable avec l'usage du logiciel Water-cad en guise de support. Enfin, nous terminons par la protection contre les coups de bélier et l'organisation de différentes opérations aboutissant à la réalisation du projet.

Références Bibliographiques

- [1] **BONNIN, J.** Hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petites et moyennes importances, édition Eyrolles, Paris, 1986. 228 p.
- [2] **LENCASTRE, A.** Hydraulique générale, Tome 2, édition Eyrolles, paris, 1983. 349 p.
- [3] **SALAH, B .** Cours d'Alimentation en Eau Potable : cinquième année
- [4] **GODART, H.** Techniques d'ingénieur, édition Eyrolles, paris, 2009. 195p.
- [5] **DUPONT, A.** Hydraulique urbaine : ouvrage de transport, élévation et distribution d'eau, Tome 2, édition, Eyrolles.Paris, 1979.573 p. .
- [6] **MEUNIER, M.** Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression, édition Dunod.Paris, 1980.198p.
- [7] **GUECHOU, Y.** Mémoire fin d'étude d'Alimentation en eau potable : Alimentation en eau potable de la ville GHRIS (W.Mascara), ENSH 2008.

Annexes

ANNEXE VI.1 : calcul des débits correctifs (cas de pointe)

N° de maille	N° maille adj	caractéristiques de la conduite				débit (l/s)
		tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	longueur eq (m)	
I	II III	T1	241.87	200	278.15	-32.95
		T2	213.32	150	245.32	-14.04
		T3	116.2	150	133.63	13.84
		T4	388.03	200	446.23	32.94
II	I III V IV	T2	213.32	150	245.32	14.04
		T7	259.74	200	298.70	24.97
		T16	417.86	125	480.54	10.42
		T17	197.09	75	226.65	-4.19
		T18	531.94	150	611.73	-14.04
III	I II VI	T3	116.2	150	133.63	-13.84
		T5	498.87	150	573.70	13.85
		T6	225	125	258.75	10.28
		T7	259.74	200	298.70	-24.97
		T34	252.79	75	290.71	3.02
IV	VII V II VIII IX	T12	268.67	100	308.97	7.44
		T15	256.42	125	294.88	10.31
		T17	197.09	75	226.65	4.19
		T19	262.29	50	301.63	1.66
		T25	229.06	150	263.42	-19.28
		T26	268.51	50	308.79	-0.8
		T27	417.5	75	480.13	-4.19
		T31	199.11	100	228.98	-7.32
V	VI IV II	T14	516.42	125	593.88	10.43
		T15	256.42	125	294.88	-10.31
		T16	417.86	125	480.54	-10.42
VI	VII V III	T8	379.01	75	435.86	3.03
		T13	148.24	100	170.48	-7.43
		T14	516.42	125	593.88	-10.43
		T34	252.79	75	290.71	-3.02
VII	VIII IV VI	T9	178.1	100	204.82	6.98
		T10	243.16	75	279.63	4.88
		T11	301.59	50	346.83	-1.67
		T12	268.67	100	308.97	-7.44
		T13	148.24	100	170.48	7.43
VIII	VII IV IX	T11	301.59	50	346.83	1.67
		T19	262.29	50	301.63	-1.66
		T20	362.01	75	416.31	-4.92
		T21	249.85	75	287.33	2.63
IX	VIII X IV	T20	362.01	75	416.31	4.92
		T22	103.67	50	119.22	-1.2
		T24	512.91	100	589.85	-7.32
		T31	199.11	100	228.98	7.32
X	IX	T22	103.67	50	119.22	1.2
		T23	381.03	50	438.18	-1.2
		T32	229.29	75	263.68	4.09
		T33	261.54	50	300.77	1.67
XI		T28	355.03	125	408.28	-10.96
		T29	340.2	150	391.23	-14.39
		T30	536.92	150	617.46	14.38

première approximation					première correction			deuxième approximation	
λ	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)	R*Q	$\Sigma(\text{R*Q})$	ΔQ (l/s)	ΔQ adj (l/s)	$Q'=Q+\Delta Q$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)
0.010723	-0.84	0.22	25.40	131.26	-0.86	0.34	-33.81	-0.88	0.065
0.011294	-0.59		42.37				-15.23	-0.70	
0.011294	0.31		22.75				15.06	0.37	
0.010723	1.34		40.74				32.08	1.27	
0.011294	0.59	-0.51	42.37	753.33	0.34	-0.86	15.23	0.70	-0.002
0.010723	0.52		20.67				27.39	0.62	
0.011680	1.65		158.51				10.09	1.55	
0.012874	-1.79		426.12				-3.79	-1.46	
0.011294	-1.48		105.66				-13.70	-1.41	
0.011294	-0.31	2.58	22.75	619.31	-2.08	-0.86	-15.06	-0.37	0.534
0.011294	1.35		97.75				11.77	0.98	
0.011680	0.87		84.21				8.20	0.55	
0.010723	-0.52		20.67				-27.39	-0.62	
0.012874	1.19		393.94				0.03	0.00	
0.012180	1.72	0.62	231.58	4650.00	-0.07	0.05	7.32	1.67	-1.261
0.011680	0.99		96.24				9.58	0.86	
0.012874	1.79		426.12				3.79	1.46	
0.013956	3.07		1849.56				1.30	1.87	
0.011294	-1.20		62.48				-19.35	-1.21	
0.013956	-0.73		912.49				-0.87	-0.86	
0.012874	-3.78		902.67				-4.26	-3.90	
0.012180	-1.24		168.86				-7.04	-1.14	
0.011680	2.05	-0.60	196.09	450.84	0.66	0.91	10.18	1.95	-0.456
0.011680	-0.99		96.24				-9.58	-0.86	
0.011680	-1.65		158.51				-10.09	-1.55	
0.012874	1.80	-2.39	592.59	1310.21	0.91	0.05	3.94	3.04	0.346
0.012180	-0.95		127.61				-6.57	-0.74	
0.011680	-2.05		196.09				-10.18	-1.95	
0.012874	-1.19		393.94				-0.03	0.00	
0.012180	1.01	-0.35	144.02	3255.02	0.05	0.30	7.03	1.02	-1.540
0.012874	2.99		612.31				4.93	3.06	
0.013956	-3.57		2139.49				-1.91	-4.69	
0.012180	-1.72		231.58				-7.32	-1.67	
0.012180	0.95		127.61				6.57	0.74	
0.013956	3.57	-3.13	2139.49	5247.18	0.30	0.05	1.91	4.69	0.710
0.013956	-3.07		1849.56				-1.30	-1.87	
0.012874	-4.52		919.06				-4.15	-3.22	
0.012874	0.89		339.07				2.93	1.11	
0.012874	4.52	1.94	919.06	2051.36	-0.47	0.30	4.15	3.22	-0.059
0.013956	-0.63		528.46				-1.32	-0.77	
0.012180	-3.18		434.98				-7.79	-3.61	
0.012180	1.24		168.86				6.91	1.10	
0.013956	0.63	3.38	528.46	4810.06	-0.35	-0.47	1.32	0.77	0.458
0.013956	-2.33		1942.31				-1.55	-3.90	
0.012874	1.98		483.91				3.74	1.65	
0.013956	3.10		1855.38				1.32	1.93	
0.011680	-1.55	-0.98	141.66	320.14	1.53		-9.43	-1.15	-0.024
0.011294	-1.00		69.26				-12.86	-0.80	
0.011294	1.57		109.23				15.91	1.92	

deuxième approximation		deuxième correction			troisième approximation	
R*Q'	$\Sigma(R*Q')$	$\Delta Q'$ (l/s)	$\Delta Q'$ adj (l/s)	Q''=Q'+ $\Delta Q'$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(pdc)$ maille (m)
26.06	136.48	-0.24	0.001 -1.327	-34.04	-0.89	0.07
45.97				-15.47	-0.72	
24.76				16.15	0.43	
39.68				31.85	1.25	
45.97	710.49	0.00	-0.237 -1.327 0.525 0.147	15.47	0.72	-0.19
22.67				28.72	0.68	
153.52				9.57	1.39	
385.20				-3.93	-1.57	
103.13				-13.70	-1.41	
24.76	201.24	-1.33	-0.237 0.001 -0.160	-16.15	-0.43	-0.12
83.06				10.44	0.77	
67.16				6.87	0.39	
22.67				-28.72	-0.68	
3.59				-1.14	-0.17	
227.82	4276.19	0.15	0.217 0.525 0.001 -0.070 -0.046	7.25	1.64	0.05
89.42				9.20	0.79	
385.20				3.93	1.57	
1443.46				1.51	2.55	
62.69				-19.20	-1.19	
988.31				-0.72	-0.59	
916.99				-4.11	-3.64	
162.28				-6.84	-1.08	
191.44	434.39	0.53	-0.160 0.147 0.001	10.87	2.22	0.04
89.42				-9.20	-0.79	
153.52				-9.57	-1.39	
770.77	1078.70	-0.16	0.217 0.525 -1.327	3.78	2.80	-0.09
112.89				-6.95	-0.83	
191.44				-10.87	-2.22	
3.59				1.14	0.17	
145.15	3556.51	0.22	-0.070 0.147 -0.160	7.25	1.08	0.22
619.14				5.15	3.33	
2451.51				-1.63	-3.39	
227.82				-7.25	-1.64	
112.89				6.95	0.83	
2451.51	5047.55	-0.07	0.217 0.147 0.015	1.63	3.39	-1.46
1443.46				-1.51	-2.55	
775.08				-4.23	-3.35	
377.49				2.86	1.05	
775.08	1979.52	0.01	-0.070 -0.046 0.147	4.23	3.35	0.12
581.88				-1.26	-0.70	
463.07				-7.78	-3.59	
159.49				6.78	1.06	
581.88	5000.29	-0.05	0.015	1.26	0.70	-0.02
2511.17				-1.60	-4.13	
442.33				3.69	1.61	
1464.91				1.27	1.80	
121.91	304.64	0.04		-9.39	-1.14	0.00
61.90				-12.82	-0.79	
120.83				15.95	1.93	

troisième approximation		troisième correction			quatrième approximation	
R*Q"	$\Sigma(R*Q'')$	$\Delta Q''$ (l/s)	$\Delta Q''$ adj (l/s)	$Q'''=Q''+\Delta Q''$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)
26.25	138.88	-0.24	0.132	-34.29	-0.91	-0.02
46.69				-15.85	-0.76	
26.56				15.72	0.41	
39.39				31.60	1.24	
46.69	719.20	0.13	-0.243	15.85	0.76	0.03
23.77			0.190	28.66	0.68	
145.55			-0.044	9.74	1.44	
400.07			-0.006	-3.80	-1.47	
103.12				-13.57	-1.39	
26.56	328.90	0.19	-0.243	-15.72	-0.41	-0.01
73.69				10.63	0.80	
56.29				7.06	0.41	
23.77			0.132	-28.66	-0.68	
148.60			0.035	-0.99	-0.13	
225.67	4323.18	-0.01	-0.034	7.28	1.65	-0.55
85.90			-0.044	9.24	0.80	
400.07			0.132	3.80	1.47	
1686.13			0.148	1.36	2.06	
62.21				-19.20	-1.20	
820.15				-0.72	-0.60	
885.23				-4.11	-3.65	
157.83			0.002	-6.85	-1.08	
204.34	435.78	-0.04	0.035	10.79	2.19	-0.05
85.90			-0.006	-9.24	-0.80	
145.55			0.132	-9.74	-1.44	
739.40	1211.71	0.04		3.82	2.85	-0.03
119.37			-0.034	-6.88	-0.81	
204.34			-0.044	-10.79	-2.19	
148.60			0.190	0.99	0.13	
149.62	3224.91	-0.03		7.22	1.07	-0.66
646.31				5.12	3.29	
2083.94			0.148	-1.81	-4.19	
225.67			-0.006	-7.28	-1.65	
119.37			0.035	6.88	0.81	
2083.94	4929.50	0.15	-0.034	1.81	4.19	0.22
1686.13			-0.006	-1.36	-2.06	
791.00			-0.029	-4.06	-3.07	
368.42				3.01	1.16	
791.00	1964.78	-0.03	0.148	4.06	3.07	-0.23
555.16			0.002	-1.29	-0.73	
462.19				-7.81	-3.62	
156.43			-0.006	6.76	1.05	
555.16	4991.40	0.00	-0.029	1.29	0.73	0.03
2585.31				-1.60	-4.12	
436.91				3.69	1.61	
1414.02				1.27	1.80	
121.40	304.25	0.00		-9.39	-1.14	0.00
61.71				-12.82	-0.79	
121.13				15.95	1.93	

quatrième approximation		quatrième correction			cinquième approximation	
R*Q'''	$\Sigma(R*Q''')$	$\Delta Q'''$ (l/s)	$\Delta Q'''$ adj (l/s)	$Q_{(4)}=Q''' + \Delta Q'''$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)
26.43	139.18	0.08	-0.021 0.011	-34.21	-0.90	0.00
47.82				-15.74	-0.75	
25.84				15.79	0.41	
39.09				31.68	1.24	
47.82	707.98	-0.02	0.081	15.74	0.75	-0.08
23.72			0.011	28.63	0.68	
148.21			0.060	9.66	1.42	
386.09			0.067	-3.88	-1.53	
102.13			-13.59	-1.39		
25.84	310.92	0.01	0.081	-15.79	-0.41	-0.01
75.03			10.64	0.80		
57.84			7.07	0.41		
23.72			-0.021	-28.63	-0.68	
128.49			0.011	-0.99	-0.13	
226.54	4147.20	0.07	0.096	7.25	1.64	0.03
86.25			0.060	9.25	0.80	
386.09			-0.021	3.88	1.53	
1514.79			-0.022	1.45	2.34	
62.23			-19.14	-1.19		
826.81			-0.66	-0.49		
886.49			-4.05	-3.53		
158.00			-0.003	-6.78	-1.06	
202.85	437.31	0.06	0.011	10.84	2.21	-0.01
86.25			0.067	-9.25	-0.80	
148.21			-0.021	-9.66	-1.42	
746.33	1195.84	0.01	0.096	3.83	2.87	-0.05
118.18			0.060	-6.97	-0.83	
202.85			0.011	-10.84	-2.21	
128.49			0.011	0.99	0.13	
148.92	3452.43	0.10	-0.022	7.31	1.10	0.05
642.07			5.21	3.41		
2316.72			-1.69	-3.66		
226.54			0.067	-7.25	-1.64	
118.18			0.011	6.97	0.83	
2316.72	4976.88	-0.02	0.096	1.69	3.66	-0.73
1514.79			0.067	-1.45	-2.34	
757.88			0.059	-4.14	-3.20	
387.49			2.98	1.15		
757.88	1946.53	0.06	-0.022	4.14	3.20	0.02
568.83			-0.003	-1.23	-0.67	
463.94			-7.75	-3.57		
155.88			0.067	6.75	1.05	
568.83	5004.43	0.00	0.059	1.23	0.67	-0.07
2582.64			-1.60	-4.14		
437.10			3.69	1.61		
1415.85			1.27	1.80		
121.40	304.25	0.00	-9.39	-1.14	0.00	
61.71			-12.82	-0.79		
121.13			15.95	1.93		

cinquième approximation		cinquième correction			sixième approximation	
R*Q ₍₄₎	Σ(R*Q ₍₄₎)	ΔQ ₍₄₎ (l/s)	ΔQ ₍₄₎ adj (l/s)	Q _{(5)=Q₍₄₎+ΔQ₍₄₎ (l/s)}	P.D.C (m)	Σ(pdc) maille (m)
26.37	139.03	-0.01	0.055 0.010	-34.21	-0.90	-0.01
47.51				-15.80	-0.75	
25.96				15.78	0.41	
39.19				31.68	1.24	
47.51	715.51	0.05	-0.005 0.010 0.011 -0.004	15.80	0.75	0.00
23.70				28.67	0.68	
146.98				9.71	1.43	
395.03				-3.83	-1.49	
102.29				-13.54	-1.38	
25.96	311.25	0.01	-0.005 0.055 0.021	-15.78	-0.41	-0.01
75.11				10.65	0.80	
57.93				7.08	0.41	
23.70				-28.67	-0.68	
128.56				-1.00	-0.13	
225.62	4161.91	0.00	-0.008 0.011 0.055 0.074 0.007	7.25	1.64	-0.27
86.32				9.23	0.80	
395.03				3.83	1.49	
1613.78				1.37	2.09	
62.02				-19.14	-1.19	
750.67				-0.66	-0.50	
872.10				-4.05	-3.54	
156.38				-6.79	-1.06	
203.76	437.06	0.01	0.021 -0.004 0.055	10.83	2.20	-0.02
86.32				-9.23	-0.80	
146.98				-9.71	-1.43	
748.56	1200.51	0.02	-0.008 0.011 0.010	3.85	2.90	-0.01
119.64				-6.94	-0.83	
203.76				-10.83	-2.20	
128.56				1.00	0.13	
150.91	3315.45	-0.01	0.074 -0.004 0.021	7.31	1.10	-0.33
654.15				5.21	3.40	
2165.14				-1.77	-4.02	
225.62				-7.25	-1.64	
119.64				6.94	0.83	
2165.14	4936.54	0.07	-0.008 -0.004 -0.004	1.77	4.02	0.06
1613.78				-1.37	-2.09	
772.97				-4.06	-3.08	
384.65				3.06	1.21	
772.97	1930.63	0.00	0.074 0.007 -0.004	4.06	3.08	-0.12
541.52				-1.24	-0.68	
460.45				-7.75	-3.57	
155.70				6.75	1.05	
541.52	4978.40	0.01	-0.004	1.24	0.68	0.00
2587.98				-1.59	-4.10	
436.71				3.70	1.62	
1412.18				1.28	1.81	
121.40	304.25	0.00		-9.39	-1.14	0.00
61.71				-12.82	-0.79	
121.13				15.95	1.93	

ANNEXE VI.1 : calcul des débits correctifs (cas de pointe+incendie)

N° de maille	N° maille adj	caractéristiques de la conduite				débit (l/s)
		tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	longueur eq (m)	
I	II III	T1	241.87	200	278.15	-41.45
		T2	213.32	150	245.32	-18.29
		T3	116.2	150	133.63	18.24
		T4	388.03	200	446.23	41.44
II	I III V IV	T2	213.32	150	245.32	18.29
		T7	259.74	200	298.70	33.62
		T16	417.86	150	480.54	15.85
		T17	197.09	100	226.65	-6.32
		T18	531.94	150	611.73	-18.29
III	I II VI	T3	116.2	150	133.63	-18.24
		T5	498.87	150	573.70	18.25
		T6	225	150	258.75	14.68
		T7	259.74	200	298.70	-33.62
		T34	252.79	100	290.71	5.23
IV	VII V II VIII	T12	268.67	100	308.97	5.43
		T15	256.42	150	294.88	17.87
		T17	197.09	100	226.65	6.32
		T19	262.29	50	301.63	0.66
		T25	229.06	150	263.42	-21.4
		T26	268.51	75	308.79	-2.92
		T27	417.5	100	480.13	-6.31
		T31	199.11	100	228.98	-8.38
V	VI IV II	T14	516.42	150	593.88	15.86
		T15	256.42	150	294.88	-17.87
		T16	417.86	150	480.54	-15.85
VI	VII V III	T8	379.01	75	435.86	5.22
		T13	148.24	75	170.48	-5.43
		T14	516.42	150	593.88	-15.86
		T34	252.79	75	290.71	-5.23
VII	VIII IV VI	T9	178.1	100	204.82	7.17
		T10	243.16	75	279.63	5.09
		T11	301.59	50	346.83	-0.66
		T12	268.67	100	308.97	-5.43
		T13	148.24	100	170.48	5.43
VIII	VII IV IX	T11	301.59	50	346.83	0.66
		T19	262.29	50	301.63	-0.66
		T20	362.01	75	416.31	-4.98
		T21	249.85	50	287.33	1.38
IX	VIII X IV	T20	362.01	75	416.31	4.98
		T22	103.67	50	119.22	-1.73
		T24	512.91	100	589.85	-8.38
		T31	199.11	100	228.98	8.38
X	IX	T22	103.67	50	119.22	1.73
		T23	381.03	50	438.18	-1.73
		T32	229.29	75	263.68	3.43
		T33	261.54	50	300.77	1.01
XI		T28	355.03	125	408.28	-10.96
		T29	340.2	150	391.23	-14.39
		T30	536.92	150	617.46	14.38

première approximation					première correction			deuxième approximation	
λ	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)	R*Q	$\Sigma(\text{R*Q})$	ΔQ (l/s)	ΔQ adj (l/s)	$Q^i=Q+\Delta Q$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)
0.010723	-1.32	0.34	31.95	168.39	-1.00	0.00	-42.45	-1.39	0.19
0.011294	-1.01		55.20				-19.29	-1.12	
0.011294	0.55		29.98				20.29	0.68	
0.010723	2.12		51.25				40.44	2.02	
0.011294	1.01	0.00	55.20	458.67	0.00	1.47	19.29	1.12	-0.17
0.010723	0.94		27.83				36.67	1.11	
0.011294	1.49		93.70				14.38	1.22	
0.012180	-0.91		144.31				-6.98	-1.11	
0.011294	-2.52		137.64				-18.29	-2.52	
0.011294	-0.55	2.35	29.98	386.52	-3.05	-1.00	-20.29	-0.68	0.35
0.011294	2.35		128.80				15.20	1.63	
0.011294	0.69		46.73				11.63	0.43	
0.010723	-0.94		27.83				-36.67	-1.11	
0.012180	0.80		153.17				1.66	0.08	
0.012180	0.92	-2.74	169.02	2085.9 7	0.66	0.32	-0.88	1.51	-0.28
0.011294	1.16		64.82				17.06	1.06	
0.012180	0.91		144.31				6.98	1.11	
0.013956	0.49		735.37				1.00	1.11	
0.011294	-1.48		69.35				-20.74	-1.39	
0.012874	-1.18		404.58				-2.26	-0.71	
0.012180	-1.93		305.21				-5.65	-1.55	
0.012180	-1.62		193.31				-7.82	-1.41	
0.011294	1.84	-0.81	115.87	274.39	1.47	0.52	16.81	2.06	-0.21
0.011294	-1.16		64.82				-17.06	-1.06	
0.011294	-1.49		93.70				-14.38	-1.22	
0.012874	5.33	-2.33	1020.89	2234.3 3	0.52	-0.88	5.74	6.45	2.78
0.012874	-2.26		415.36				-4.03	-1.24	
0.011294	-1.84		115.87				-16.81	-2.06	
0.012874	-3.57		682.21				-1.66	-0.36	
0.012180	1.06	3.34	147.95	1894.4 3	-0.88	0.32	6.29	0.82	-2.63
0.012874	3.25		638.66				4.21	2.22	
0.013956	-0.56		845.55				-1.86	-4.44	
0.012180	-0.92		169.02				-6.97	-1.51	
0.012180	0.51		93.26				4.03	0.28	
0.013956	0.56	-2.54	845.55	3975.8 4	0.32	-0.88	1.86	4.44	2.61
0.013956	-0.49		735.37				-1.00	-1.11	
0.012874	-4.63		930.27				-4.50	-3.78	
0.013956	2.02		1464.66				1.70	3.06	
0.012874	4.63	0.76	930.27	2383.4 1	-0.16	0.32	4.50	3.78	-0.97
0.013956	-1.32		761.86				-1.99	-1.74	
0.012180	-4.17		497.97				-8.54	-4.33	
0.012180	1.62		193.31				7.56	1.32	
0.013956	1.32	-1.00	761.86	5089.9 6	0.10	-0.16	1.99	1.74	0.27
0.013956	-4.84		2800.16				-1.63	-4.31	
0.012874	1.39		405.82				3.53	1.47	
0.013956	1.13		1122.11				1.11	1.36	
0.011680	-1.55	-0.98	141.66	320.14	1.53		-9.43	-1.15	-0.02
0.011294	-1.00		69.26				-12.86	-0.80	
0.011294	1.57		109.23				15.91	1.92	

deuxième approximation		deuxième correction			troisième approximation		
R*Q'	$\Sigma(R*Q')$	$\Delta Q'$ (l/s)	$\Delta Q'$ adj (l/s)	$Q''=Q'+\Delta Q'$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(pdc)$ maille (m)	
32.73	174.30	-0.54	0.18	-42.99	-1.42	0.02	
58.21				-20.01	-1.21		
33.35				20.44	0.69		
50.02				39.90	1.97		
58.21	470.54	0.18	-0.54	20.01	1.21	0.02	
30.35			-0.69	37.54	1.17		
85.01			0.40	14.16	1.19		
159.32			0.06	-6.85	-1.07		
137.65			-18.11	-2.47			
33.35	256.70	-0.69	-0.54	-20.44	-0.69	0.11	
107.30				14.52	1.49		
37.03				10.95	0.38		
30.35				0.18	-37.54		-1.17
48.67				-0.79	1.76		0.09
216.90	2383.66	0.06	0.40	6.63	1.37	0.29	
61.88			0.40	16.72	1.01		
159.32			0.18	6.85	1.07		
1110.77			-0.21	1.27	1.79		
67.22			-20.69	-1.39			
313.66			-2.21	-0.67			
273.47			-5.60	-1.51			
180.44			-0.03	-7.74	-1.38		
122.78	269.67	0.40	-0.79	17.99	2.36	0.16	
61.88			0.06	-16.72	-1.01		
85.01			0.18	-14.16	-1.19		
1122.95	1770.46	-0.79		4.96	4.80	-0.04	
307.97			0.40	-5.21	-2.07		
122.78			0.40	-17.99	-2.36		
216.76			-0.69	-1.76	-0.40		
129.74	3328.42	0.40		6.68	0.92	0.67	
527.98				4.60	2.66		
2384.65			-0.21	-1.25	-2.01		
216.90			0.06	-6.63	-1.37		
69.15			-0.79	5.21	0.47		
2384.65	6139.71	-0.21	0.40	1.25	2.01	-1.95	
1110.77			0.06	-1.27	-1.79		
840.78			0.20	-4.92	-4.51		
1803.52				1.49	2.35		
840.78	2398.26	0.20	-0.21	4.92	4.51	0.39	
875.53			-0.03	-1.76	-1.36		
507.46				-8.34	-4.13		
174.49			0.06	7.71	1.37		
875.53	5165.35	-0.03	0.20	1.76	1.36	-0.33	
2641.01				-1.66	-4.45		
417.46				3.50	1.45		
1231.35				1.08	1.30		
121.91	304.64	0.04		-9.39	-1.14	0.00	
61.90				-12.82	-0.79		
120.83				15.95	1.93		

troisième approximation		troisième correction			quatrième approximation		
R*Q"	$\Sigma(R*Q")$	$\Delta Q''$ (l/s)	$\Delta Q''$ adj (l/s)	$Q'''=Q''+\Delta Q''$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)	
33.14	176.47	-0.07	-0.02	-43.05	-1.43	0.02	
60.38				-20.05	-1.21		
33.60				20.58	0.70		
49.35				39.84	1.96		
60.38	467.96	-0.02	-0.07	20.05	1.21	0.09	
31.07			-0.21	37.72	1.18		
83.73			-0.30	14.44	1.23		
156.49			-0.05	-6.82	-1.06		
136.28			-0.05	-18.13	-2.47		
33.60	253.48	-0.21	-0.07	-20.58	-0.70	0.01	
102.44			14.31	1.44			
34.84			10.74	0.37			
31.07			-0.02	-37.72	-1.18		
51.53			0.01	1.54	0.07		
206.39	2657.65	-0.05	-0.13	6.70	1.40	-0.36	
60.65			-0.30	16.96	1.04		
156.49			-0.02	6.82	1.06		
1412.29			0.18	1.04	1.20		
67.03			-20.74	-1.39			
305.63			-2.26	-0.71			
270.67			-5.65	-1.54			
178.50			0.03	-7.83	-1.41		
131.43	275.81	-0.30	0.01	17.68	2.28	0.01	
60.65			-0.05	-16.96	-1.04		
83.73			-0.02	-14.44	-1.23		
969.18	1728.49	0.01	-0.13	4.97	4.83	0.27	
398.38				-5.07	-1.97		
131.43				-17.68	-2.28		
229.50				-0.21	-1.54		-0.31
137.91	2616.57	-0.13	0.18	6.56	0.89	-0.66	
577.63				4.48	2.51		
1605.20				-1.56	-3.11		
206.39				-6.70	-1.40		
89.45				0.01	5.07		0.44
1605.20	5513.56	0.18	-0.13	1.56	3.11	0.79	
1412.29				-0.05	-1.04		-1.20
918.29				-0.08	-4.66		-4.05
1577.78				-0.08	1.66		2.94
918.29	2366.54	-0.08	0.18	4.66	4.05	-0.35	
774.99			0.03	-1.87	-1.55		
495.45			-0.05	-8.42	-4.21		
177.82			-0.05	7.68	1.36		
774.99	5074.95	0.03	-0.08	1.87	1.55	0.13	
2683.16				-1.63	-4.27		
414.38				3.53	1.48		
1202.42				1.11	1.38		
121.40	304.25	0.00	-0.08	-9.39	-1.14	0.00	
61.71				-12.82	-0.79		
121.13				15.95	1.93		

quatrième approximation		quatrième correction			cinquième approximation		
R*Q'''	$\Sigma(R*Q''')$	$\Delta Q'''$ (l/s)	$\Delta Q'''$ adj (l/s)	$Q_{(4)}=Q''' + \Delta Q'''$ (l/s)	P.D.C (m)	$\Sigma(\text{pdc})$ maille (m)	
33.19	176.81	-0.05	-0.09	-43.10	-1.43	0.01	
60.51				-20.01	-1.21		
33.83				20.55	0.69		
49.27				39.79	1.96		
60.51	469.30	-0.09	-0.05	20.01	1.21	-0.01	
31.23			-0.01	37.64	1.17		
85.37			-0.01	14.36	1.22		
155.74			0.07	-6.99	-1.12		
136.44	245.28	-0.01	-0.05	-18.22	-2.50	0.02	
33.83				-20.55	-0.69		
100.97				14.29	1.44		
34.17				10.72	0.37		
31.23				-0.09	-37.64		-1.17
45.08				-0.08	1.61		0.08
208.67	2415.17	0.07	0.11	6.67	1.38	0.17	
61.53			-0.01	17.05	1.05		
155.74			-0.09	6.99	1.12		
1155.07			-0.07	1.18	1.55		
67.21			-20.67	-1.38			
313.15			-2.19	-0.66			
273.29			-5.58	-1.50			
180.51	-0.01	-7.74	-1.38				
129.17	276.07	-0.01	-0.08	17.75	2.30	0.03	
61.53			0.07	-17.05	-1.05		
85.37			-0.09	-14.36	-1.22		
971.46	1689.13	-0.08	0.11	4.89	4.67	-0.08	
387.74				-5.26	-2.12		
129.17				-17.75	-2.30		
200.77				-1.61	-0.34		
135.28	2987.42	0.11	-0.07	6.67	0.92	0.22	
561.64				4.59	2.64		
1994.79				-1.38	-2.43		
208.67				0.07	-6.67		-1.38
87.06				-0.08	5.26		0.47
1994.79	5784.99	-0.07	0.11	1.38	2.43	-0.72	
1155.07			0.07	-1.18	-1.55		
869.90			0.07	-4.80	-4.30		
1765.24			1.59	2.70			
869.90	2373.09	0.07	-0.07	4.80	4.30	0.11	
825.68			-0.01	-1.79	-1.41		
500.35			-8.35	-4.14			
177.17			0.07	7.68	1.36		
825.68	5112.93	-0.01	0.07	1.79	1.41	-0.12	
2630.30			-1.64	-4.34			
418.24			3.52	1.47			
1238.70			1.10	1.35			
121.40	304.25	0.00		-9.39	-1.14	0.00	
61.71				-12.82	-0.79		
121.13				15.95	1.93		

cinquième approximation		cinquième correction			sixième approximation		
R*Q ₍₄₎	Σ(R*Q ₍₄₎)	ΔQ ₍₄₎ (l/s)	ΔQ _{(4) adj} (l/s)	Q _{(5)=Q₍₄₎+ΔQ₍₄₎} (l/s)	P.D.C (m)	Σ(pdc) maille (m)	
33.23	176.59	-0.03	0.02	-43.13	-1.43	0.00	
60.37				-20.06	-1.21		
33.78				20.54	0.69		
49.21				39.76	1.95		
60.37	473.15	0.02	-0.03	20.06	1.21	0.03	
31.16			-0.03	37.69	1.18		
84.89			-0.05	14.43	1.23		
159.58			-0.03	-6.94	-1.10		
137.15			-18.21	-2.50			
33.78	246.96	-0.03	-0.03	-20.54	-0.69	0.00	
100.87			14.26	1.44			
34.13			10.69	0.36			
31.16			0.02	-37.69	-1.18		
47.01			0.02	1.55	0.07		
207.51			-0.04	6.67	1.39		
61.85	2560.67	-0.03	-0.05	17.07	1.06	-0.14	
159.58			0.02	6.94	1.10		
1313.60			0.06	1.08	1.30		
66.97			-20.70	-1.39			
302.93			-2.22	-0.68			
269.73			-5.61	-1.52			
178.51			0.01	-7.78	-1.40		
129.65			0.02	17.67	2.28		
61.85	276.39	-0.05	-0.03	-17.07	-1.06	0.00	
84.89			0.02	-14.43	-1.23		
955.98			1697.29	0.02	-0.04		4.91
402.27	-0.04	-5.20			-2.07		
129.65	-0.05	-17.67			-2.28		
209.39	-0.03	-1.55			-0.31		
137.57	2775.78	-0.04	0.06	6.63	0.91	-0.23	
575.55				4.55	2.60		
1764.83				-1.48	-2.81		
207.51				-0.03	-6.67		-1.39
90.32				0.02	5.20		0.46
1764.83	5667.33	0.06	-0.04	1.48	2.81	0.28	
1313.60			-0.03	-1.08	-1.30		
896.46			-0.02	-4.71	-4.15		
1692.45			1.66	2.92			
896.46	2357.12	-0.02	0.06	4.71	4.15	-0.12	
787.53			0.01	-1.82	-1.47		
495.97			-8.37	-4.16			
177.16			-0.03	7.69	1.36		
787.53	5079.84	0.01	-0.02	1.82	1.47	0.04	
2651.39			-1.63	-4.28			
416.70			3.53	1.48			
1224.23			1.11	1.38			
121.40	304.25	0.00		-9.39	-1.14	0.00	
61.71				-12.82	-0.79		
121.13				15.95	1.93		

ANNEXE VII.1

Module d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (meunier)

Matériaux	Module d'élasticité (young) en Pa	Coefficient de poisson ν
PVC	$3 \cdot 10^9$	0.3
ACIER	$2 \cdot 10^{11}$	0.46-0.5
FONTE	$1 \cdot 10^{11}$	0.3
AMIANTE-CIMENT	$2 \cdot 28 \cdot 10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2 \cdot 10^9$	0.45-0.5
BETON	1 à $5 \cdot 10^{10}$	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 à $4 \cdot 10^9$	0.33