

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du réseau d'adduction a partir du champ de captage de droh pour l'alimentation en eau potable de la ville de Biskra.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-12

APA Citation (توثيق APA):

Temacini, Djaber (2012). Etude du réseau d'adduction a partir du champ de captage de droh pour l'alimentation en eau potable de la ville de Biskra[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ADDUCTION A PARTIR DU
CHAMP DE CAPTAGE DE DROH POUR
L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE BISKRA**

Présenté par :

M^r : TEMACINI DJABER

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	MC.A	Président
M^r M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} W. MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r A. HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r M. BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^{me} M. KAHLERRAS	MA.B	Promotrice

Juillet-2012

DEDICACE

Je dédie ce modeste mémoire aux deux personnes que je chéris le plus :

Mes parents, ma mère qui a souffert pour me donner la vie, et qui n'a jamais cessé d'être avec moi tout le long de mon cursus scolaire ; mon père qui m'a aidé par sa compréhension et son soutien.

Cette dédicace est aussi pour :

Mes frères : Mohamed ElFateh, Bachir, Zakaria, Djalal et ma sœur

:

Fatima Zohra, à qui je pense toujours comme eux pensent à moi.

A tous les membres de la famille Témacini et Djaber.

Je dédie ce modeste travail à mon encadreur M^{ème} Kahlerras Malika qui m'a énormément apporté l'aide dont j'avais justement besoin.

Ma dédicace s'adresse aussi à mes chers amis d'El Méghaiér, et à ceux de l'école nationale supérieure de l'hydraulique, Blida .

A toutes les personnes qui me connaissent surtout.

A vous tous un grand merci.

Temacini Djaber

Remerciements

Je remercie fortement ma promotrice : M^{me} KAHLERAS MALIKA pour son encadrement et son aide précieuse.

Je remercie aussi les membres du jury qui me faisant l'honneur de critiquer mon travail.

Ma sincère reconnaissance à mes enseignants et mes collègues étudiants de l'ENSH.

Mes remerciements s'adressent aussi, à tous les travailleurs des L'ADE; ANRH ; DHW ; URBA(BISKRA).

Enfin je remercie mes parents et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, trouvant ici l'expression de notre profondes gratitudes et respects.

Temacini Djaber

الملخص:

بعد العجز الواضح الذي تعاني منه المناطق (2,3,6,7) بمدينة بسكرة في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب, أدى بنا إلى إنجاز دراسة شاملة من أجل تحسين الوضع.

لهذا السبب توجب علينا أن نخطط لوضع أنابيب لجر المياه الصالحة للشرب من حقل أبار المياه الجوفية الواقعة بمنطقة الدروع نحو مضخة بسكرة القديمة, بهدف تلبية طلب سكان هاته المناطق كماً و نوعاً.

Résumé :

Compte tenu du déficit apparent dont souffrent les zones (II, III, VI, VII) de la ville de Biskra dans le domaine de l'alimentation en eau potable, nous avons élaboré une étude complète pour remédier à ce problème.

Cette étude nous a mené à la planification d'une pose de canalisation pour conduire les eaux potables à partir du champ de captage dans la région de Droh vers l'ancienne station de pompage de Biskra, dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins de la population de cette région.

Obstruct:

Regarding the serious lack in the drinking water supply in the region (II, III, VI, VII) in Biskra, we have conducted an overall study in order to solve the problem.

This study has led us to plan for pipes setting to conduct the drinking water from the underground water that exist in the region of Droh towards the old pipe pump of Biskra in order to satisfy quantitatively and qualitatively the population needs in this region.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : *Présentation de la région d'étude.*

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique de la wilaya de Biskra.....	2
I.2. Situation administrative de la ville.....	2
I.3. Situation topographique de la ville.....	4
I.4. Situation géologique et géotechnique de la ville.....	4
I.5. Situation climatologique de la ville.....	4
I.5.1.Climat.....	4
I.5.2.Température.....	4
I.5.3.Evapotranspiration.....	4
I.5.4.Pluviométrie.....	5
I.5.5.Les vents.....	5
I.6. Situation démographique.....	5
I.7. Situation hydraulique actuelle.....	6
I.8.Ressources en eau.....	6
Conclusion.....	6

CHAPITRE II : *Estimation des besoins en eaux*

Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude	7
II.2.Estimation des besoins en eau potable.....	8
II.2.1.Les besoins domestiques.....	8
II.2.1.1.l'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	8
II.2.1.2.Calcul les besoins moyennes journalières.....	8
II.2.2.Les besoins scolaires.....	8
II.2.3.Les besoins sanitaires.....	9
II.2.4.Les besoins administratifs.....	9
II.2.5.Les besoins commerciaux.....	10
II.2.6.Les besoins socioculturels.....	11
II.2.7.Récapitulation des différentes besoins en eaux de la zone.....	11
II.3.Variations de la consommation journalière.....	12
II.3.1.Consommation maximale journalière.....	12
II.3.2.Consommation minimale journalière.....	12
II.4.Variations de la consommation horaire.....	13
II.4.1.Consommation moyen horaire.....	13
II.4.2.Consommation maximale horaire.....	13
II.4.3.Consommation minimale horaire.....	14
II.4.4.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant..	16
II.5.Calcul de déficit de consommation	25
Conclusion.....	25

CHAPITRE III : Etude du réseau d'adduction.

Introduction.....	26
III.1. Type d'adduction.....	26
III.1.1. Adduction gravitaire.....	26
III.1.2. Adduction par refoulement.....	26
III.1.3. Adduction mixte.....	26
III.2. Ligne piézométrique et ligne de charge.....	26
a) la ligne piézométrique.....	27
b) Ligne de charge.....	27
III.3.Choix du tracé.....	27
III.4.Choix de type de canalisation.....	27
III.5.Etude technico-économique de l'adduction.....	28
III.5.1.Cas gravitaire.....	28
a) Détermination de diamètre avantageux.....	28
III.5.2.Cas de refoulement.....	29
1)Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement.....	29
2)Calcul des pertes de charge.....	29
3)Calcul de la hauteur manométrique totale.....	30
4)Puissance absorbée par de pompage.....	31
5)Energie consommée par le pompage.....	31
6) Frais d'exploitation.....	31
7) Frais d'amortissement.....	31
III.6.Proposition des variantes.....	32
III.6.1.La première variante.....	32
III.6.2.La deuxième variante.....	32
III.7.Etude de la première variante.....	35
III.7.1.Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	35
III.7.2.Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	36
III.8.Etude de la deuxième variante.....	43
III.8.1.Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	43
III.8.2.Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	43
III.8.3.Détermination des différentes cotes piézométrie.....	55
III.8.4.Détermination des pression au niveau des points de piquage.....	56
III.9.Choix du variante.....	57
Conclusion.....	57

CHAPITRE IV : Etude des réservoirs.

Introduction.....	58
IV.1.généralité sur le réservoir.....	58
IV.2. Classification des réservoirs.....	58
IV.3.choix du réservoir.....	59
IV.4.Equipements du réservoir.....	59

IV.4.1.Equipements hydrauliques des réservoirs.....	59
IV.4.1.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	59
IV.4.1.2.Conduite de départ.....	59
IV.4.1.3.Conduite de trop-plein.....	59
IV.4.1.4.Conduite de vidange.....	59
IV.4.1.5.Conduite by-pass	59
IV.4.1.6.Matérialisation de la réserve d'incendie	60
a)Système à deux prises	60
b)Système à siphon	60
IV.5.Hygiène et sécurité	60
IV.6.Détermination de la capacité des réservoirs	61
IV.6.1.Méthode analytique	61
IV.6.2.Méthode graphique.....	62
IV.6.3.Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique....	63
IV.6.4.Forme des réservoirs	67
IV.7.Dimensionnement de réservoir tampon (RT).....	68
Conclusion.....	68

Chapitre V : Protection des conduites

Introduction	69
V.1.Définition de la corrosion.....	69
A) Corrosion sèche.....	69
B) Corrosion humide	69
V.2. Classification de la corrosion.....	69
V.2.1. Aspects morphologique de la corrosion	70
a) Corrosion uniforme.....	70
b) Corrosion par piqûre.....	70
c) Corrosion inter granulaire.....	70
d) Corrosion transe granulaire.....	70
V.2.2. Modes de formation de la corrosion.....	70
V.2.2.1.Corrosion électrochimique.....	70
V.2.2.2.Corrosion biochimique.....	70
a) Dépôt microbien.....	71
b) Libération d'agents chimiques Agressifs.....	71
c) L'activation anodique.....	71
V.3.Problèmes de corrosion.....	71
V.3.1.Corrosion interne	71
V.3.2.Corrosion externe.....	72
V.4.Influence de la corrosion sur la capacité de débit des conduites.....	73
V.5.Les principaux types de protection contre la corrosion.....	73
V.5.1.Protection contre la basse résistivité des sols.....	73
a) Revêtement zingué complété par un vernis bituminé.....	73
b) Revêtement avec manche en polyéthylène.....	73

V.5.2. Protection des conduites a proximité des voies ferrées et des lignes a hautes tension en courant continu.....	74
V.5.3. Protection contre l'agressivité des fluides véhicules.....	74
Conclusion.....	75

Chapitre VI : Pose des canalisations et accessoires

Introduction.....	76
VI.1. Pose des canalisations	76
VI.1.1. Le Principe de pose des canalisations.....	76
1. Pose en terrain ordinaire.....	76
2. Pose en mauvais terrain.....	76
a) Cas d'un terrain peu consistant.....	76
b) Cas d'un terrain mouillé.....	76
3. Pose en galerie.....	77
4. Pose en pente	77
5. Traversée de route.....	78
VI.2. Accessoires.....	78
VI.2.1. Les robinets-vannes.....	78
a) Robinet-vanne à opercule (à coin).....	78
b) Les vannes à papillon	79
VI.2.2. Les ventouses.....	79
VI.2.3. les vidanges.....	80
VI.2.4. les clapets anti-retour	80
VI.2.5. Les stabilisateurs d'écoulements	81
VI.2.6. les les organes de raccordement	81
a) Le cône.....	81
b) Tés.....	82
c) Coudes	82
d) Joints	83
VI.2.7. By-pass	83
VI.2.8. Crépines	83
VI.2.9. Les organes des mesures	83
a) Mesure de débit	83
b) Mesure de pression	85
Conclusion.....	86

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	87
VII.1. Travaux concernant l'adduction	87
a) Exécution des tranchées	87
b) Pose du lit de sable	87

c) Pose des conduites	87
d) Epreuve de joint et de la canalisation.....	87
e) Remblayage des tranchées	87
f) Nivellement et compactage	87
VII.2.Travaux concernant les réservoirs	87
VII.3.Calcul des volumes des travaux de l'adduction	88
VII.3.1.Déblais d'excavation	88
VII.3.1.1.La profondeur de la tranchée	88
VII.3.1.2.Largueur de la tranchée	88
VII.3.2.Lit de sable	89
VII.3.3.Volume de la conduite	89
VII.3.4.Remblais compacté.....	90
VII.4. Calcul des volumes des travaux des réservoirs	90
a) Calcul du volume des déblais	90
b)Calcul du volume du remblai compacté.....	90
VII.5.Engins	91
VII.5.1.Pelle hydraulique	91
VII.5.2.Bulldozer.....	92
VII.5.3.Chargeur.....	93
VII.5.4.Compacteur	93
VII.6.Planification des travaux	94
VII.6.1.Définitions des tâches et leurs durées	94
VII.6.2.Planification par la méthode du réseau(la méthode CPM).....	94
Conclusion.....	96
Conclusion générale	97

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : *Présentation de la région d'étude.*

Tableau I-1 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).....	5
Tableau I-2 : Tableau de répartition de la population en 2008.....	5
Tableau I-3 : Tableau des caractéristiques des forages.....	6

CHAPITRE II : *Estimation des besoins en eaux.*

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l' horizon 2040.....	7
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	8
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	8
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	9
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	9
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.....	10
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	11
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	11
Tableau II.9: Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour les zones.....	12
Tableau II.10: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.....	13
Tableau II.11: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau II.12: Calcul des consommations maximale et minimale horaires à l' horizon 2040 pour les zones.....	15
Tableau II.13 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants ...	16
Tableau II.14 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone II.....	17
Tableau II.15 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone III.....	19
Tableau II.16 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone VI.....	21
Tableau II.17 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone VII.....	23
Tableau II.18 : Tableau des déficits à combler à l'horizon 2040.....	25

CHAPITRE III : *Etude du réseau d'adduction*

Tableau III.1: Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.....	28
Tableau III.2: Détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire.....	34
Tableau III.3: Frais d'amortissement de la conduite gravitaire.....	35
Tableau III.4: Calcul de La HMT du tronçon (FD06-A).....	35
Tableau III.5: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD06-A).....	35
Tableau III.6: Calcul de La HMT du tronçon (FD03-A).....	35
Tableau III.7: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD03-A).....	35
Tableau III.8: Calcul de La HMT du tronçon (A-B).....	36
Tableau III.9: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (A-B).....	36
Tableau III.10: Calcul de La HMT du tronçon (FD07-B).....	36

Tableau III.11: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon(FD07-B)	36
Tableau III.12: Calcul de La HMT du tronçon (B-C).....	36
Tableau III.13: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (B-C).	37
Tableau III.14: Calcul de La HMT du tronçon (FD02-C).	37
Tableau III.15: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon(FD02-C)	37
Tableau III.16: Calcul de La HMT du tronçon (C-D).	37
Tableau III.17: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (C-D).	37
Tableau III.18: calcul de La HMT du tronçon (FD04-D).	38
Tableau III.19: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon(FD04-D)	38
Tableau III.20: Calcul de La HMT du tronçon (D-RT).	38
Tableau III.21: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (D-RT).	38
Tableau III.22: Calcul de La HMT du tronçon (FD08-E).	38
Tableau III.23: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (FD08-E)	39
Tableau III.24: Calcul de La HMT du tronçon (FD05-E).	39
Tableau III.25: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon(FD05-E)	39
Tableau III.26: Calcul de La HMT du tronçon (E-F)	39
Tableau III.27: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (E-F).	39
Tableau III.28: Calcul de La HMT du tronçon (FD09-F)	40
Tableau III.29: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon(FD09-F)	40
Tableau III.30: Calcul de La HMT du tronçon (F-G).	40
Tableau III.31: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (F-G)	40
Tableau III.32: Calcul de La HMT du tronçon (FD10-G).	40
Tableau III.33: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon(FD10-G)	41
Tableau III.34: Calcul de La HMT du tronçon (G-H).	41
Tableau III.35: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (G-H).	41
Tableau III.36: Calcul de La HMT du tronçon (FD01-H).	41
Tableau III.37: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon(FD01-H)	41
Tableau III.38: Calcul de La HMT du tronçon (H-RT).	42
Tableau III.39: Calcul des frais d’amortissements et frais d’exploitations du tronçon (H-RT)	42
Tableau III.40: Calcul de La HMT du tronçon (FD06-A).	42
Tableau III.41: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD06-A)	42
Tableau III.42: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD06-A)	43
Tableau III.43: Calcul de bilan du tronçon (FD06-A).	43
Tableau III.44: calcul de La HMT du tronçon (FD03-A).	43
Tableau III.45: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD03-A).	43
Tableau III.46: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD03-A).	43

Tableau III.47: Calcul de bilan du tronçon (FD03-A).	44
Tableau III.48: Calcul de La HMT du tronçon (A-B).	44
Tableau III.49: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (A-B).	44
Tableau III.50: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (A-B).	44
Tableau III.51: Calcul de bilan du tronçon (A-B).	44
Tableau III.52: Calcul de La HMT du tronçon (FD07-B).	45
Tableau III.53: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD07-B).	45
Tableau III.54: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD07-B).	45
Tableau III.55: Calcul de bilan du tronçon (FD07-B).	45
Tableau III.56: calcul de La HMT du tronçon (B-C).	45
Tableau III.57: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (B-C).	45
Tableau III.58: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (B-C).	46
Tableau III.59: Calcul de bilan du tronçon (B-C).	46
Tableau III.60: Calcul de La HMT du tronçon (FD02-C).	46
Tableau III.61: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD02-C).	46
Tableau III.62: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD02-C).	46
Tableau III.63: Calcul de bilan du tronçon (FD02-C).	46
Tableau III.64: calcul de La HMT du tronçon (C-D).	47
Tableau III.65: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (C-D).	47
Tableau III.66: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (C-D).	47
Tableau III.67: Calcul de bilan du tronçon (C-D).	47
Tableau III.68: Calcul de La HMT du tronçon (FD04-D).	47
Tableau III.69: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD04-D).	47
Tableau III.70: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD04-D).	48
Tableau III.71: Calcul de bilan du tronçon (FD04-D).	48
Tableau III.72: Calcul de La HMT du tronçon (D-E).	48
Tableau III.73: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (D-E).	48
Tableau III.74: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (D-E).	48
Tableau III.75: Calcul de bilan du tronçon (D-E).	48
Tableau III.76: Calcul de La HMT du tronçon (FD08-E).	49
Tableau III.77: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD08-E).	49
Tableau III.78: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD08-E)	49
Tableau III.79: Calcul de bilan du tronçon (FD08-E).	49
Tableau III.80: calcul de La HMT du tronçon (E-F).	49
Tableau III.81: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (E-F).	49
Tableau III.82: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (E-F)	50
Tableau III.83: Calcul de bilan du tronçon (E-F).	50
Tableau III.84: Calcul de La HMT du tronçon (FD05-F).	50
Tableau III.85: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD05-F).	50
Tableau III.86: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD05-F).	50
Tableau III.87: Calcul de bilan du tronçon (FD05-F).	50
Tableau III.88: Calcul de La HMT du tronçon (F-G).	51
Tableau III.89: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (F-G).	51
Tableau III.90: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (F-G).	51
Tableau III.91: Calcul de bilan du tronçon (F-G).	51
Tableau III.92: Calcul de La HMT du tronçon (FD09-G).	51
Tableau III.93: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD09-G).	51
Tableau III.94: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD09-G).	52
Tableau III.95: Calcul de bilan du tronçon (FD09-G).	52
Tableau III.96: calcul de La HMT du tronçon (G-H).	52

Tableau III.97: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (G-H).	52
Tableau III.98: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (G-H).	52
Tableau III.99: Calcul de bilan du tronçon (G-H).	52
Tableau III.100: Calcul de La HMT du tronçon (FD10-H).	53
Tableau III.101: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD10-H).....	53
Tableau III.102: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD10-H).....	53
Tableau III.103: Calcul de bilan du tronçon (FD10-H).	53
Tableau III.104: Calcul de La HMT du tronçon (H-I).	53
Tableau III.105: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (H-I).	53
Tableau III.106: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (H-I).	54
Tableau III.107: Calcul de bilan du tronçon (H-I).	54
Tableau III.108: Calcul de La HMT du tronçon (FD01-I).	54
Tableau III.109: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (FD01-I).	54
Tableau III.110: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (FD01-I).	54
Tableau III.111: Calcul de bilan du tronçon (FD01-I)	54
Tableau III.112: Calcul de La HMT du tronçon (E-RT).	55
Tableau III.113: Calcul des frais d’amortissements du tronçon (I-RT)	55
Tableau III.114: Calcul des frais d’exploitations du tronçon (I-RT).	55
Tableau III.115: Calcul de bilan du tronçon (I-RT)	55
Tableau III.116: Détermination des cotes piézométries au niveau des points de piquage.....	56
Tableau III.117: Détermination des cotes piézométrie des autres points.....	56
Tableau III.118: Détermination des pression au niveau des points de piquage.....	56
Tableau III.119: Tableau des caractéristiques des forages.....	57

CHAPITRE IV : *Etude des réservoirs.*

Tableau IV.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone II.....	63
Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone III.....	64
Tableau IV.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone VI.....	65
Tableau IV.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone VII.....	66
Tableau IV.5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	67
Tableau IV.6: Tableau donnant les dimensions de réservoir tampon.....	68

Chapitre V : *Protection des conduites.*

Tableau V.1: Tableau de représentation des conditions moyennes.....	73
--	----

Chapitre VII : *Organisation de chantier.*

Tableau VII.1: Calcul du volume du déblai de l’adduction.....	88
Tableau VII.2: Calcul du volume du lit de sable.....	89
Tableau VII.3: Calcul du volume de la conduite.....	89
Tableau VII.4: Volume des travaux de l’adduction.....	90
Tableau VII.5: Temps de réalisation des opérations de l’adduction.....	94
Tableau VII.6: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l’adduction.....	94

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : *Présentation de la région d'étude.*

Figure I.1 : Situation administrative de la wilaya de Biskra.....	3
--	---

CHAPITRE II : *Estimation des besoins en eaux.*

Figure II.1 :Evolution de la population.....	7
Figure II.2 :Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone II.....	18
Figure II.3 :Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone II.....	18
Figure II.4 :Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone III.....	20
Figure II.5 :Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone III.....	20
Figure II.6 :Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone VI.....	22
Figure II.7 :Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone VI.....	22
Figure II.8 :Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone VII.....	24
Figure II.9 : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone VII.....	24
Figure II.10 : Evolution du déficit.....	25

CHAPITRE III : *Etude du réseau d'adduction.*

Figure III.1 : Schéma vertical pour la variante N°1.....	33
Figure III.2 : Schéma vertical pour la variante N°2.....	34

CHAPITRE IV : *Etude des réservoirs.*

Figure IV.1 : équipement de réservoir.....	61
---	----

Chapitre V : *Protection des conduites.*

Figure V.1 :conduite de diamètre 80 mm ayant subi des dépôts ferriques de corrosion interne.....	72
Figure V.2 :conduite de diamètre 80 mm ayant subi une corrosion externe localisée.....	73

Chapitre VI : Pose des canalisations et accessoires

Figure VI.1: Pose de conduite en galerie.....	77
Figure VI.2: Robinet-Vanne à opercule métallique.....	78
Figure VI.3: Vanne papillon à brides (Double excentration).....	79
Figure VI.4: Vannes papillon à insérer type Wafer et Lug.....	79
Figure VI.5: Ventouse Simple Fonction.....	79
Figure VI.6: Ventouse Triple Fonction.....	80
Figure VI.7: Clapet anti-retour à brides (simple battant).....	80
Figure VI.8: Clapet anti-retour retour dynamique à brides.....	80
Figure VI.9: Clapet anti-retour à double battant (à insérer).....	80
Figure VI.10: Les stabilisateurs d'écoulements.....	81
Figure VI.11: Le Cône à Bride.....	81
Figure VI.12: Le cône à Emboitement.....	81
Figure VI.13: Tés à 2 emboitements et tubulure bride.....	82
Figure VI.14: Tés à 3 Brides.....	82
Figure VI.15: Coudes à 2 brides.....	82
Figure VI.16: Coudes à 2 emboitements.....	82
Figure VI.17: Joints Universels Large Tolérance.....	83
Figure VI.18: Joint de démontage auto buté.....	83
Figure VI.19: Le diaphragme.....	84
Figure VI.20: Le venturi.....	84
Figure VI.21: La tuyère.....	85
Figure VI.22: Manomètre à aiguille(M2).....	85
Figure VI.23: Manomètres à soufflet.....	86

Chapitre VII : Organisation de chantier.

Figure VII.1: Pelle hydraulique.....	91
Figure VII.2: Bulldozer.....	92
Figure VII.3: Chargeur.....	93
Figure VII.4: Compacteur.....	93

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan de situation de la ville de Biskra.

Planche N°2 : Plan topographique de champ de captage de Droh-station de Biskra.

Planche N°3 : Profil en long de l'adduction tronçon gravitaire Droh-station de Biskra (RT-K)

Planche N°4 : Profil en long de l'adduction tronçon gravitaire Droh-station de Biskra (K-L).

Planche N°5 : Profil en long de l'adduction tronçon gravitaire Droh-station de Biskra (L-SP).

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les ressources en eau en Algérie, soit superficielles où souterraines constituent l'une des plus grandes principales richesses sur lesquelles reposent la prospérité du pays, ainsi que la réussite de son développement économique et social.

Le même développement appelle par ailleurs un accroissement considérable de la demande en eau, pour répondre au besoin de la population que pour satisfaire ceux de l'activité économique.

A remarque que ce pendant, le problème de l'eau se pose de plus dans diverses et nombreuses régions du pays malgré les importants projets réalisés jusque-là, les besoins en eau potable, industrielles et d'irrigation augmentent d'une année à l'autre.

Il convient donc actuellement d'intensifier les travaux en vue de mobiliser le maximum des ressources hydriques (barrages, retenues collinaires, forages), afin de satisfaire tous les besoins en eau exigés par les secteurs utilisateurs de l'économie nationale.

Parallèlement et face à la difficile situation dans certaines régions qui se caractérisent par un déficit naturel en eau ou affectées par une sécheresse cyclique les responsables du secteur hydraulique auront à initier un programme d'exploitation des nappes profondes.

La qualité chimique et bactériologique des eaux souterraines (bien qu'abondantes) qu'elles soient de type nappe phréatique, nappe des sables, nappes profondes ou nappe des calcaires reste encore problématique et encore le fort taux de salinité de l'eau de la région de Biskra et qui dépasse quelquefois les normes fixées par l'OMS quand il s'agit de la consommation humaine ou pour l'usage agricole.

Et dans le but de répondre aux besoins des agglomérations quantitativement et qualitativement nous allons transférer de l'eau à partir du champ captant de DROH vers la station de Biskra, implantée près du champ captant oued Biskra.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif de connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique qui nous permettra de mener à bien notre travail.

I.1.Situation géographique de la wilaya de Biskra :

La wilaya de Biskra est située à l'Est du pays, et plus exactement au Sud des Aurès qui constituent sa limite naturelle au Nord. Elle s'étend au Sud-Est jusqu'à la zone des chotts (chott Melghir) et au Sud-ouest jusqu'au commencement du grand oriental.

D'une superficie de 22 379,95Km², la wilaya de Biskra est limitée par :

- au Nord par la Wilaya de Batna et M'sila.
- au Sud par la Wilaya de OuArgla et El-Oued.
- à L'Est par la Wilaya de Khenchela.
- à L'Ouest par la Wilaya de Djelfa.

I.2.Situation administrative de la ville:

La commune de Biskra relève de la Daïra de Biskra, ces limites administratives sont :

- Au nord : par les communes de Branis, L'outaya, Chetma.
- A l'ouest : par la commune de El-Hadjeb.
- A l'est : par Sidi-Okba.
- Au sud : par la commune de Oumache.

Cette position lui octroie un champ de rayonnement économique très intense dans la région et elle est considérée comme la première porte du sud algérien.

La population de l'ensemble de la commune de Biskra était de **218467**habitants en 2008, la zone d'étude regroupe pour sa part **133229** habitants.

Selon la direction de l'hydraulique, les zones bénéficiaires de ce projet sont les zones II, III, VI et VII de la ville de Biskra.

ZONE II :

Elle englobe : Hai El Moudjahidine, Zone d'équipement, El Istiklal, El Oukhaoua, 1^{er} Novembre, El Izdihar.

ZONE III :

Elle englobe le centre-ville : Ville Biskra Nord, Reviere Nord, 5 Juillet, En Naser, El Houria, Star Melouk, Hakim Saadane, El Bader.

ZONE VI :

Elle remembre la restructuration di site El Alia Nord, El Fadjr, Ennour, Es-Saad.

ZONE VII:

Elle remembre la Zhun Est, El Houda, 362 Lots, Lotissement 1077 Lots.

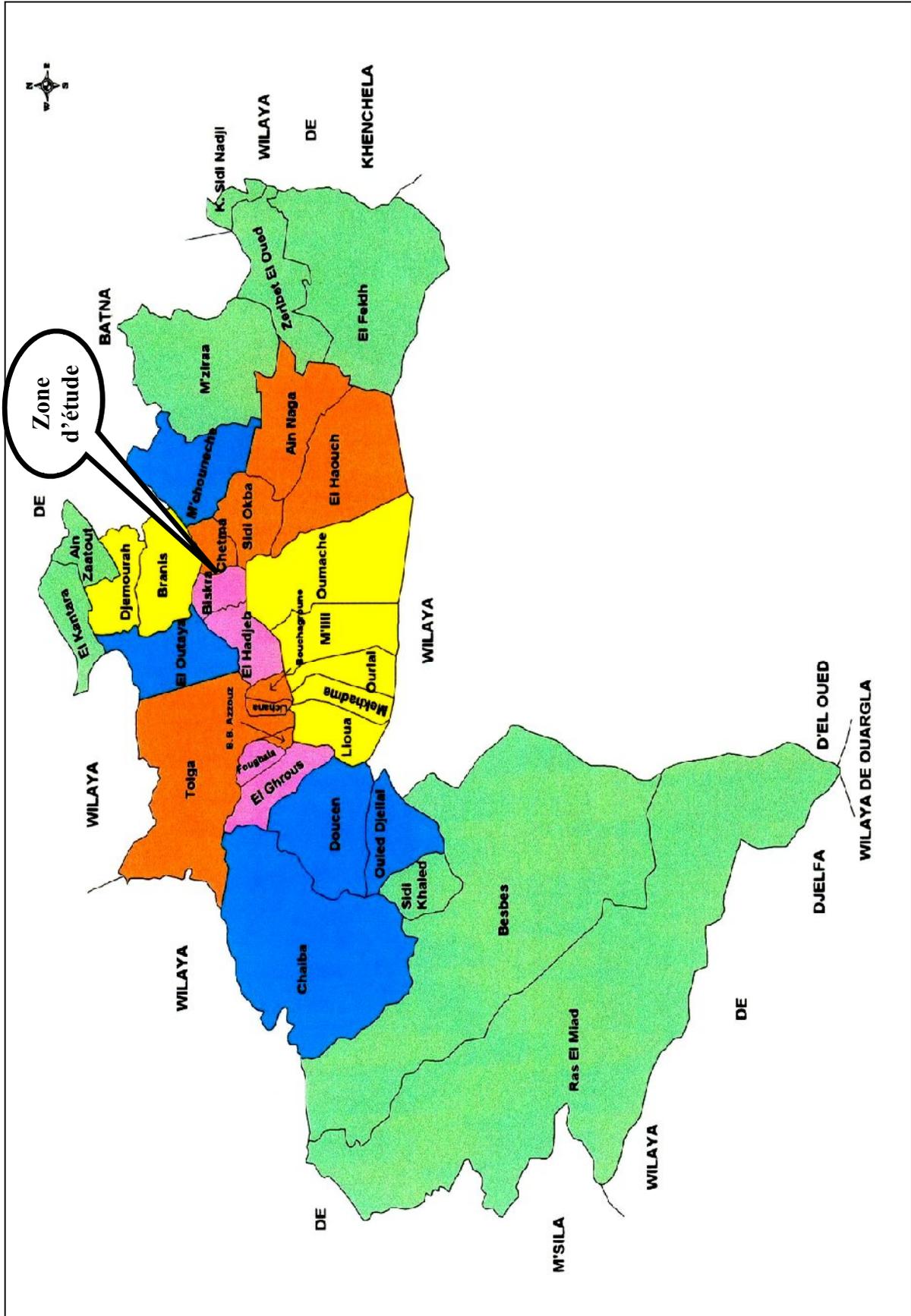


Figure I.1: Situation administrative.

I.3. Situation topographique de la ville :

Biskra de part sa situation (au pied de l'atlas saharien), constitue la jonction entre deux structures naturelles distinctes à savoir :

- La zone montagneuse au nord et à l'ouest du périmètre urbain de la ville.
- La zone des plaines au sud, offrant ainsi vaste plaine plate, s'ouvrant sur le désert.

I.4. Situation géologique et géotechnique de la ville :

Les formations géologiques qui composent les sols de la wilaya sont des formations d'origine sédimentaire à prédominance de sédiments carbonatés. Les affleurements rocheux qui constituent les principaux reliefs de la wilaya, en l'occurrence les montagnes, situées à la limite Nord, sont des sédiments en grande majorité datant du secondaire ; les grandes plaines du centre sont des sédiments du quaternaire, alors que les plateaux sont en grande partie composés de formations du tertiaire.

Du point de vue lithologique, les principales roches et sédiments qui composent le sol de la wilaya sont des alluvions argilo-sableuses, des calcaires, des dolomies, des marnes, des argiles, des sables, des grès et des sels sédimentaires de chott ou de sel diapirique.

Du point de vue tectonique, le Nord de la wilaya est affecté par le grand accident tectonique, connu sous le nom de «la flexure sud-atlasique», qui est une sorte de cassure séparant la partie Nord du pays (le tell) de la zone effondrée désertique (le Sahara). Cet accident est caractérisé par la présence de multiples failles (tectonique cassante) et d'une structure souple et plissé (tectonique souple).

I.5. Situation climatologique de la ville :

I.5.1. Climat :

Par sa position géographique, la région de Biskra se caractérise par un climat un peu particulier par rapport aux régions du Tell et du Sahara. En effet, le climat est sec.

I.5.2. Température:

Les températures sont déterminées pour un vaste champ d'application notamment : agriculture, hydraulique, habitat, santé, climatisation etc....

La température moyenne est de 22°C, les températures maximales peuvent dépasser les 50°C en juillet et août et les minimas peuvent descendre à -0°C aux mois de décembre et janvier.

I.5.3. Evapotranspiration:

Le sirocco, ce vent chaud, souffle durant plusieurs jours de l'année, augmente le taux d'évaporation au niveau des barrages, diminue leurs réserves et accentue les demandes en eau des plantes (doses d'irrigation élevées).

Le vent est un paramètre de l'évaporation au même titre que la température, ce qui justifie l'importance de ce paramètre dans le cadre de la présente étude.

L'évaporation mensuelle mesurée au niveau du barrage de Foum El Gherza (Biskra) oscille autour de 2400mm par année. Comme il a été constaté sur ce site, l'évaporation lors des jours de vent est intense, des milliers de mètres cubes d'eau sont soustraits à la retenue. A l'échelle de l'année et lorsque le plan d'eau est large, on enregistre un volume de 4 à 4,5 Hm³ (bonne année hydrologique).

I.5.4.Pluviométrie:

La répartition mensuelle des pluies de notre région d'étude est donnée par la station pluviométrique de Biskra dont le rayon d'action s'étend sur toute la région. Les données du période (1973 à 2012), la répartition des pluies est représenté par le tableau suivant :

Tableau I.1 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc.
P _{moy}	16,6	8,56	14,87	14,06	11,28	5,22	0,56	3,35	12,46	11,72	12,46	9,65

Source : (A.N.R.H) Biskra

I.5.5.Les vents:

Les vents sont moins fréquents du Nord vers le Sud de la région. En été les vents sont chauds (siroccos) notamment, en direction Sud/Est.

Le maximum des vents est enregistré au début du printemps et le plus souvent sont accompagnés de sable.

I.6. Situation démographique:

D'après les données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) effectué en 2008. La population de notre zone d'étude est de **133229** habitants, répartie comme suit :

Tableau I.2 : Tableau de répartition de la population en 2008.

N°	Daïra	Zone	Nombre d'habitant
01	Biskra	II	13049
02		III	67495
03		VI	45666
04		VII	7019
Total			133229

I.7. Situation hydraulique actuelle :

Les zones sont alimentées actuellement par les forages, avec les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Tableau des caractéristiques des forages.

Forages	Débit (m ³ /h)	Débit (l/s)	C.C (m)	HMT (m)	Réservoir	Observations
F1 bis	54	15	29	66	Rodary	exploité
F2 bis	54	15	29	66	Rodary	exploité
F3 bis	72	20	26	100	Ben Baatouch	exploité
F4 bis	160	44,44	30	45	Ben Baatouch	exploité
SIF 4 bis	49	13,61	29	66	Rodary	exploité
SIF 5	84	23,33	24	66	Hai El-Moudjahidine	exploité
SIF 6	72	20	26	33	Hai El-Moudjahidine	exploité
SIF 6 bis	126	35	18	60	Hai El-Moudjahidine	exploité
B1	180	50	24	60	Ben Baatouch	exploité
B2	126	35	19	84	El-Alia	exploité
B4	126	35	39	60	El-Alia	exploité
B5	72	20	26	100	El-Alia	exploité

Source : (A.D.E) Biskra.

C.C : Cote du calage des pompes en (m).

I.8.Ressources en eau :

La zone à desservir a besoin d'une qualité et quantité importantes des eaux, et dans le but d'améliorer cette qualité et la renforcer nous allons transférer de l'eau à partir du champ captant de DROH vers la station de Biskra, implantée près du champ captant oued Biskra.

La station de pompage implantée près du champ captant de oued Biskra a pour but de ramener tous les débits produits par les 10 forages ensuite les refoulés vers les 04 quatre réservoirs (El-Alia; Hai El-Moudjahidine; Rodary; Ben Baatouch) pour alimenter les zones II, III, VI et VII de la ville.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons cité les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, climatique, démographique et hydraulique.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude.

CHAPITRE II

DEMOGRAPHIE ET ESTIMATION

DES BESOINS EN EAU

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population et l'extension de la zone d'étude pour l'estimation des besoins en eau potable pour l'horizon de calcul.

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude :

Les données du schéma directeur d'A.E.P élaboré par l'hydro projet qui trace l'évolution du réseau et les capacités de stockage de la ville de Biskra ainsi les différentes zones à desservir. Pour estimer la répartition de la population par zone urbaine et cela dans l'échelonnement de long terme, nous avons admis la valeur du taux d'accroissement de la population 2,47 % (taux réel).

La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2040 c'est-à-dire 32 ans par la relation :

$$P_n = P_0 * (1 + a)^n \quad (\text{II.1})$$

P_n : Population à l'horizon de calcul (2040) ;

P_0 : Population à l'année de recensement 2008 ;

a : Taux d'accroissement démographique, $a = 2,47\%$ (source DHW) Biskra ;

n : Nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (32 ans).

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à l'horizon 2040 est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2040.

N°	Daïra	Zone	Nombre d'habitants (2008)	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants (2040)
01	Biskra	II	13049	2,47	28489
02		III	67495	2,47	147355
03		VI	45666	2,47	99699
04		VII	7019	2,47	15325
-	-	Total	133229	-	290868

La répartition des habitants par zone est représentée sur la figure II.1.

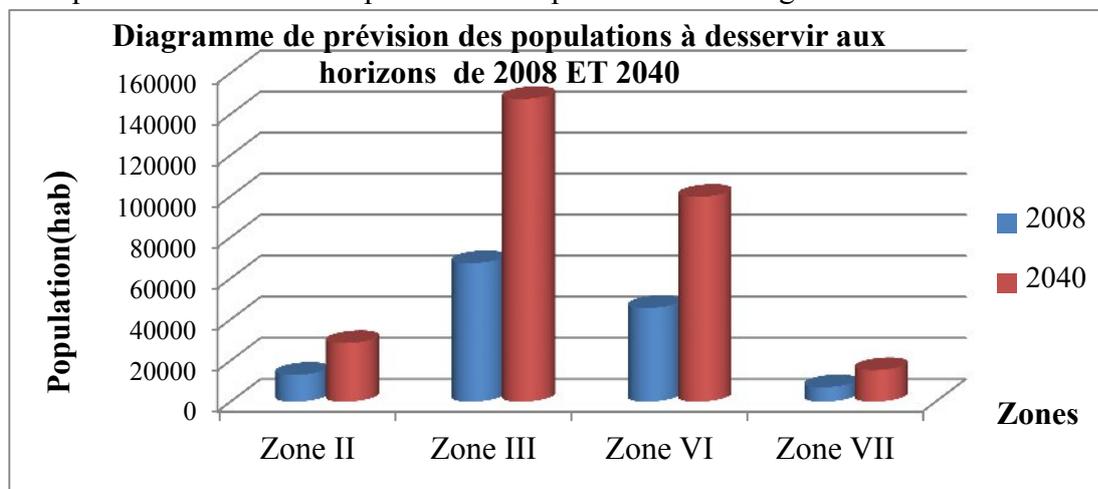


Figure II.1 : Evolution de la population.

II.2. Estimation des besoins en eau potable :**II.2.1. Les besoins domestiques :****II.2.1.1. L'évaluation de la consommation moyenne journalière :**

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, on prend la dotation de 180 l/j/hab pour les différentes zones et aux différents horizons, (selon la source d'APC) Biskra.

II.2.1.2. Calcul les besoins moyennes journalières :

Les besoins moyens journaliers sont déterminés d'après la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

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

dot: Dotation moyenne en (l/j/hab) ;

N: Nombre d'habitants.

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières.

N°	Dairas	Zones	Nombre d'habitants (2040)	Dotation (l/j/hab)	Débit (m^3/j)
01	Biskra	II	28489	180	5128,02
02		III	147355	180	26523,90
03		VI	99699	180	17945,82
04		VII	15325	180	2758,50
Total			290868	-	52356,24

II.2.2. Les besoins scolaires :

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau II.3.

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Zones	Type D'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/ Unité)	Débit (m^3/j)
II	05 Ecoles primaire	élèves	1850	10	18,50
	03 C.E.M	élèves	1527	10	15,27
	02 Lycées	élèves	2322	10	23,22
	01 C.F.P.A	élèves	193	10	1,93
III	09 Ecoles primaire	élèves	3215	10	32,15
	05 C.E.M	élèves	3015	10	30,15
	03 Lycées	élèves	3395	10	33,95
	03 C.F.P.A	élèves	482	10	4,82
	02 Crèches	enfant	186	10	1,86
VI	07 Ecoles primaire	élèves	2547	10	25,47
	04 C.E.M	élèves	2449	10	24,49
	02 Lycées	élèves	2347	10	23,47
	01 C.F.P.A	élèves	157	10	1,57
	02 Crèches	enfant	197	10	1,97

Suite tableau (II.3).

VII	04 Ecoles primaire	élèves	1571	10	15,71
	03 C.E.M	élèves	1847	10	18,47
	01 Lycée	élèves	1187	10	11,87
	01 Crèches	enfant	93	10	0,93
Total					285,80

II.2.3. Les besoins sanitaires:

L'estimation des besoins sanitaires concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau II.4.

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Zones	Type D'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/Unité)	Débit (m ³ /j)
II	01 Centre de santé	m ²	1740	15	26,10
	01 Dispensaire	m ²	1525	15	22,86
III	01 Hôpital	lit	500	300	150
	01 Maternité	lit	80	300	24
	01 Centre de santé	m ²	1800	15	27
VI	01 Hôpital	lit	400	300	120
	02 Salles de soin	m ²	2050	15	30,75
VII	01 Salles de soin	m ²	1240	15	18,60
	01 Dispensaire	m ²	1650	15	24,75
Total					327,42

II.2. 4. Les besoins administratifs :

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau II.5.

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Zones	Type d'équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
II	01 La Sûreté	agent	40	15	0,60
	01 Subdivision DUCH	employé	23	15	0,35
	01 Bureau de Poste	employé	15	15	0,22
III	01 Siège P.T.T	employé	57	15	0,86
	01 O.P.G.I	employé	27	15	0,41
	01 A.P.C	employé	33	15	0,50
	01 Agence de Banque	employé	27	15	0,41
	01 Subdivision Impôt	employé	17	15	0,26
	01 Subdivision Travaux Publiques	employé	24	15	0,36
	01 Unité mobile	employé	18	15	0,27
	01 Daïra	employé	39	15	0,59
	01 Direction de la Culture	employé	26	15	0,39
	01 Bureau de Poste	employé	31	15	0,47

Suite tableau (II.5).

VI	01 A.P.C	employé	28	15	0,42
	01 Siège P.T.T	employé	37	15	0,56
	01 Bureau de Poste	employé	27	15	0,41
	01 Siège de la Douane	employé	23	15	0,35
	01 Police	agent	41	40	1,64
VII	01 Subdivision Hydraulique	employé	25	15	0,38
	01 Gendarmerie	agent	67	40	2,68
	01 Assurance	employé	32	15	0,48
	01 Palais de Justice	employé	37	15	0,56
	01 Bureau de Poste	employé	14	15	0,21
Total					13,38

II.2.5. Les besoins commerciaux :

L'estimation des besoins commerciaux concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau II.6.

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.

Zones	Type D'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/Unité)	Débit (m ³ /j)
II	01 Douche publique	unité	01	28000	28
	05 Cafétérias	unité	05	2000	10
	34 Boutiques	m ²	3600	05	18
	10 Restaurants	client	600	40	24
III	02 Hôtels	lit	360	180	64,8
	03 Douches publiques	unité	03	28000	84
	01 Marché	m ²	920	05	4,6
	01 Supermarché	m ²	670	05	3,35
	02 Bains maures	unité	02	37000	74
	65 Boutiques	m ²	7400	05	37
	07 Cafétérias	unité	07	2000	14
	23 Restaurants	client	1380	40	55,2
	02 Toilettes publiques	unité	02	20	0,04
	01 S.N.T.V	unité	01	500	0,50
	03 Station de lavage	unité	03	6000	18
01 Station d'essence	unité	01	20	0,02	
VI	02 Douches publiques	unité	02	28000	56
	01 Marché	m ²	760	05	3,80
	38 Boutiques	m ²	5400	05	27
	05 Cafétérias	unité	05	2000	10
	13 Restaurants	client	780	40	31,20
VII	01 Bain maure	unité	01	37000	37
	03 Cafétérias	unité	03	2000	06
	27 Boutiques	m ²	3000	05	15
	07 Restaurants	client	420	40	16,80
	01 Station de lavage	unité	01	6000	06
Total					644,31

II.2.6. Les besoins socioculturels:

L'estimation des besoins socioculturels concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau II.7.

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Zones	Type D'équipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/Unité)	Débit (m ³ /j)
II	05 Mosquées	fidèles	1500	10	15
	01 Maison de jeunes	m ²	460	05	2,3
III	07 Mosquées	fidèles	1780	10	17,8
	01 Bibliothèque	m ²	100	05	0,5
	01 Stade	m ²	5200	05	26
	02 Complexes sportif de proximité	m ²	3500	05	17,5
VI	05 Mosquées	fidèles	1580	10	15,8
	01 Centre culturel	m ²	1600	05	08
	02 Complexes sportif de proximité	m ²	3500	05	17,5
VII	04 Mosquées	fidèles	1400	10	14
	01 Résidence sportive	résident	250	180	45
Total					179,40

II.2.7. Récapitulation des différents besoins en eaux de la zone :

Les besoins des différentes consommations calculés ci-avant sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

Zone	Les besoins domestiques (m ³ /j)	Les besoins scolaires (m ³ /j)	Les besoins sanitaires (m ³ /j)	Les besoins administratifs (m ³ /j)	Les besoins commerciaux (m ³ /j)	Les besoins socioculturels (m ³ /j)	$Q_{moy.j}$ (m ³ /j)
II	5128,02	58,92	48,96	1,17	80	17,3	5334,37
III	26523,90	102,93	201	4,52	355,51	61,8	27249,66
VI	17945,82	76,97	150,75	3,38	128	41,3	18346,22
VII	2758,50	46,98	43,35	4,31	80,8	59	2992,94
Total (m ³ /j)							53923,19

Donc la consommation moyenne journalière total des localités de notre zones d'étude s'élèvera, à l'horizon 2040, à $Q_{moy.j} = 53923,19$ m³/j, soit un débit de 624,11 l/s.

II.3. Variations de la consommation journalière:

II.3.1. Consommation maximale journalière:

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum qui est noté $K_{\max.j}$ qui tient en compte.

Des pertes d'eau dans le réseau et du gaspillage, peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

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

$Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;

Avec : $K_{\max.j} \in (1,1 - 1,3)$

On prend $K_{\max.j} = 1,3$

D'où : $Q_{\max.j} = 1,3 * Q_{\text{moy.j}}$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.3.2. Consommation minimale journalière:

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum qui est noté $K_{\min.j}$ qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

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

$Q_{\min.j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;

Avec : $K_{\min.j} \in (0,7 - 0,9)$

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

D'où : $Q_{\min.j} = 0,9 * Q_{\text{moy.j}}$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le tableau II.9

Tableau II.9: Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour les zones.

N°	Daïra	Zones	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)	$K_{\max.j}$	$Q_{\max.j}$ (m^3/j)	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j}$ (m^3/j)
01	Biskra	II	5334,37	1,3	6934,68	0,9	4800,93
02		III	27249,66	1,3	35424,55	0,9	24524,69
03		VI	18346,22	1,3	23850,08	0,9	16511,60
04		VII	2992,94	1,3	3890,82	0,9	2693,46
Total			53923,19	-	70100,13	-	48530,68

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et du réseau de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé qui est égal à $Q_{\max.j} = 70100,13 \text{ m}^3/\text{j}$, soit un débit de 811,34 l/s.

II.4. Variations de la consommation horaire:

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

II.4.1. Consommation moyen horaire:

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.5})$$

Avec : $Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h) ;

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximal journalier (m^3/j) ;

II.4.2. Consommation maximale horaire:

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient d'irrégularité maximum horaire qui est noté $K_{\text{max.h}}$, ce coefficient d'irrégularité maximale horaire représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée.

Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} .

$$\text{Tel que : } Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max.h}} * Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.6})$$

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

Avec : $Q_{\text{max.h}}$: Débit maximal horaire (m^3/h) ;

α_{max} : Coefficient tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes, il varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\text{max}} = 1,4$.

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau II.10 nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.10: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	200000	>1000000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

- ↪ Pour la zone II (28489 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\max} = 1,4$ et $\beta_{\max} = 1,16$
Alors : $K_{\max.h} = 1,4 * 1,16 = 1,62$; donc $K_{\max.h} = 1,62$
- ↪ Pour la zone III (147355 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\max} = 1,4$ et $\beta_{\max} = 1,07$
Alors : $K_{\max.h} = 1,4 * 1,07 = 1,49$; donc $K_{\max.h} = 1,49$
- ↪ Pour la zone VI (99699 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\max} = 1,4$ et $\beta_{\max} = 1,1$
Alors : $K_{\max.h} = 1,4 * 1,1 = 1,54$; donc $K_{\max.h} = 1,54$
- ↪ Pour la zone VII (15325 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\max} = 1,4$ et $\beta_{\max} = 1,25$
Alors : $K_{\max.h} = 1,4 * 1,25 = 1,75$; donc $K_{\max.h} = 1,75$

II.4.3. Consommation minimale horaire:

Le débit minimale horaire qui correspond au coefficient d'irrégularité minimale horaire qui est noté $K_{\min.h}$, ce coefficient permet de déterminer le débit minimum envisageant une sous consommation.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\min} et β_{\min} .

$$\text{Tel que : } Q_{\min.h} = K_{\min.h} * Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.8})$$

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II.9})$$

Avec : $Q_{\min.h}$: Débit minimale horaire (m^3/h)

α_{\min} : Coefficient qui tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes, il varie de 0,4 à 0,6.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,6$.

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.11 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.11: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	200000	>1000000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

- ↪ Pour la zone II (28489 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\min} = 0,6$ et $\beta_{\min} = 0,58$
Alors : $K_{\min.h} = 0,6 * 0,58 = 0,35$; donc $K_{\min.h} = 0,35$
- ↪ Pour la zone III (147355 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\min} = 0,6$ et $\beta_{\min} = 0,76$
Alors : $K_{\min.h} = 0,6 * 0,76 = 0,46$; donc $K_{\min.h} = 0,46$
- ↪ Pour la zone VI (99699 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\min} = 0,6$ et $\beta_{\min} = 0,7$
Alors : $K_{\min.h} = 0,6 * 0,7 = 0,42$; donc $K_{\min.h} = 0,42$
- ↪ Pour la zone VII (15325 habitants à l'horizon 2040)
On prend $\alpha_{\min} = 0,6$ et $\beta_{\min} = 0,45$
Alors : $K_{\min.h} = 0,6 * 0,45 = 0,27$; donc $K_{\min.h} = 0,27$

Les calculs des consommations maximales horaires et minimales horaires pour les zones étudiées est représenté dans le tableau II.12

Tableau II.12: Calcul des consommations maximales et minimale horaires à l'horizon 2040 pour les zones.

Zones	$Q_{\max.j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy.h}}$ (m^3/h)	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (m^3/h)	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ (m^3/h)
II	6934,68	288,94	1,62	468,08	0,35	101,13
III	35424,55	1476,02	1,49	2199,26	0,46	678,97
VI	23850,08	993,75	1,54	1530,37	0,42	417,37
VII	3890,82	162,11	1,75	283,69	0,27	43,77
Total	70100,13	2920,82	-	4481,40	-	1241,24

II.4.4. 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 II.13 :

Tableau II.13 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

- ❖ Pour la zone II, le nombre d'habitants à l'horizon 2040 est entre 10001 et 50000 correspondant à la deuxième colonne de répartition.

Tableau II.14 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone II.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max.j} = 6934,68 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0--1	1,5	104,02	1,5	104,02
1--2	1,5	104,02	3	208,04
2--3	1,5	104,02	4,5	312,06
3--4	1,5	104,02	6	416,08
4--5	2,5	173,36	8,5	589,44
5--6	3,5	242,71	12	832,16
6--7	4,5	312,06	16,5	1144,22
7--8	5,5	381,40	22	1525,62
8--9	6,25	433,41	28,25	1959,04
9--10	6,25	433,41	34,5	2392,46
10--11	6,25	433,41	40,75	2825,88
11--12	6,25	433,41	47	3259,30
12--13	05	346,73	52	3606,03
13--14	05	346,73	57	3952,76
14--15	5,5	381,40	62,5	4334,17
15--16	06	416,08	68,5	4750,25
16--17	06	416,08	74,5	5166,33
17--18	5,5	381,40	80	5547,74
18--19	05	346,73	85	5894,47
19--20	4,5	312,06	89,5	6206,53
20--21	04	277,38	93,5	6483,92
21--22	03	208,04	96,5	6691,96
22--23	02	138,69	98,5	6830,66
23--24	1,5	104,02	100	6934,68
Total	100%	6934,68		

Le débit de pointe $Q_{\max.h}$ pour la zone II est de 433,41 m³/h et servient entre 8h et midi.

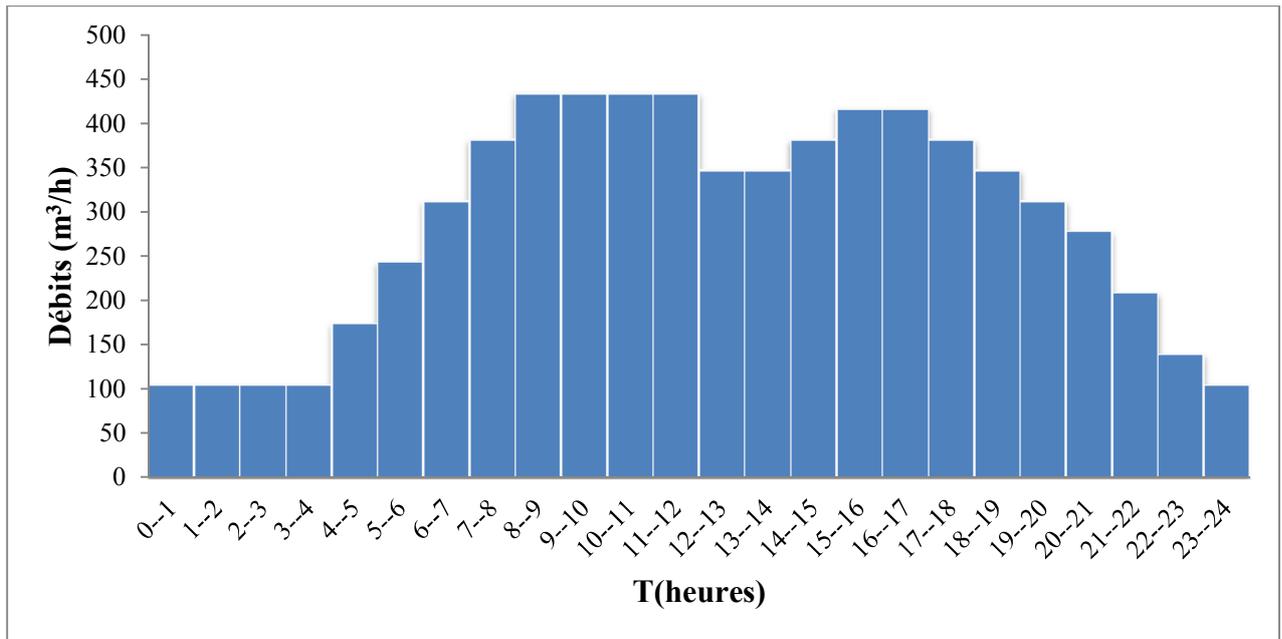


Figure II.2: Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone II.

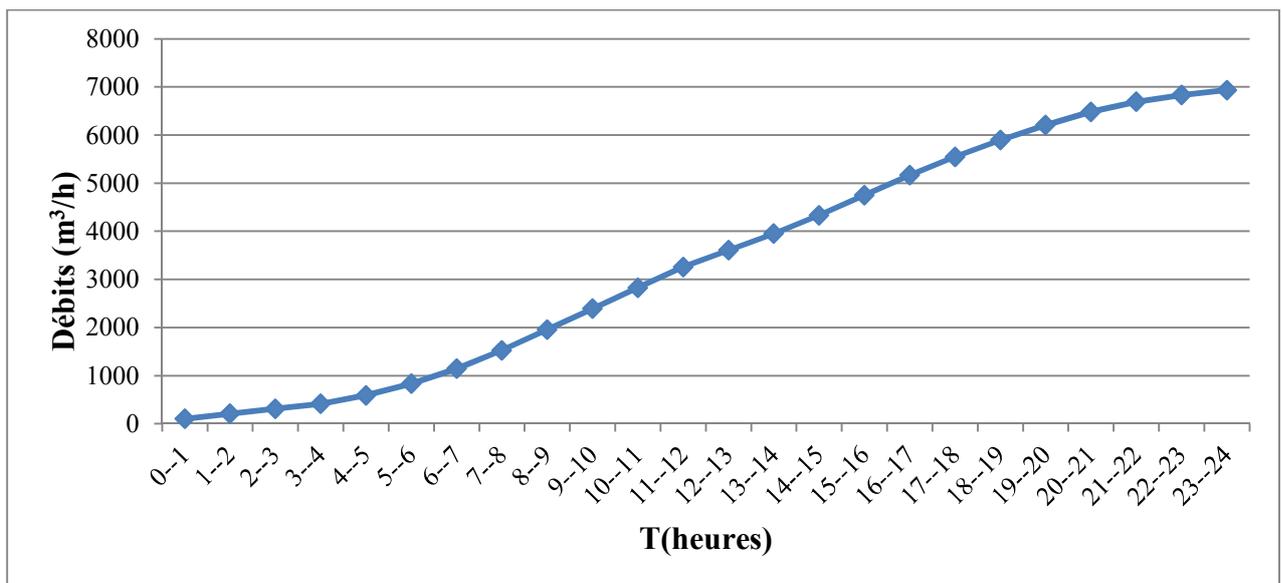


Figure II.3: Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone II.

- ❖ Pour la zone III, le nombre d'habitants à l'horizon 2040 est plus de 100000 correspondent à la quatrième colonne de répartition.

Tableau II.15 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone III.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max.j}=35424,55$ (m ³ /j)		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0--1	3,35	1186.722	3,35	1186.722
1--2	3,25	1151.298	6,6	2338.02
2--3	3,3	1169.01	9,9	3507.03
3--4	3,2	1133.586	13,1	4640.616
4--5	3,25	1151.298	16,35	5791.914
5--6	3,4	1204.435	19,75	6996.349
6--7	3,85	1363.845	23,6	8360.194
7--8	4,45	1576.392	28,05	9936.586
8--9	5,2	1842.077	33,25	11778.66
9--10	5,05	1788.94	38,3	13567.6
10--11	4,85	1718.091	43,15	15285.69
11--12	4,6	1629.529	47,75	16915.22
12--13	4,6	1629.529	52,35	18544.75
13--14	4,55	1611.817	56,9	20156.57
14--15	4,75	1682.666	61,65	21839.24
15--16	4,7	1664.954	66,35	23504.19
16--17	4,65	1647.242	70,55	24992.02
17--18	4,35	1540.968	75,52	26752.62
18--19	4,4	1558.68	79,55	28180.23
19--20	4,3	1523.256	83,95	29738.91
20--21	4,3	1523.256	88,25	31262.17
21--22	3,75	1328.421	92,5	32767.71
22--23	3,75	1328.421	96,3	34113.84
23--24	3,7	1310.708	100	35424.55
Total	100	35424.55		

Le débit de pointe $Q_{\max.h}$ pour la zone III est de 1842,077 m³/h et servient entre 8h et 9h.

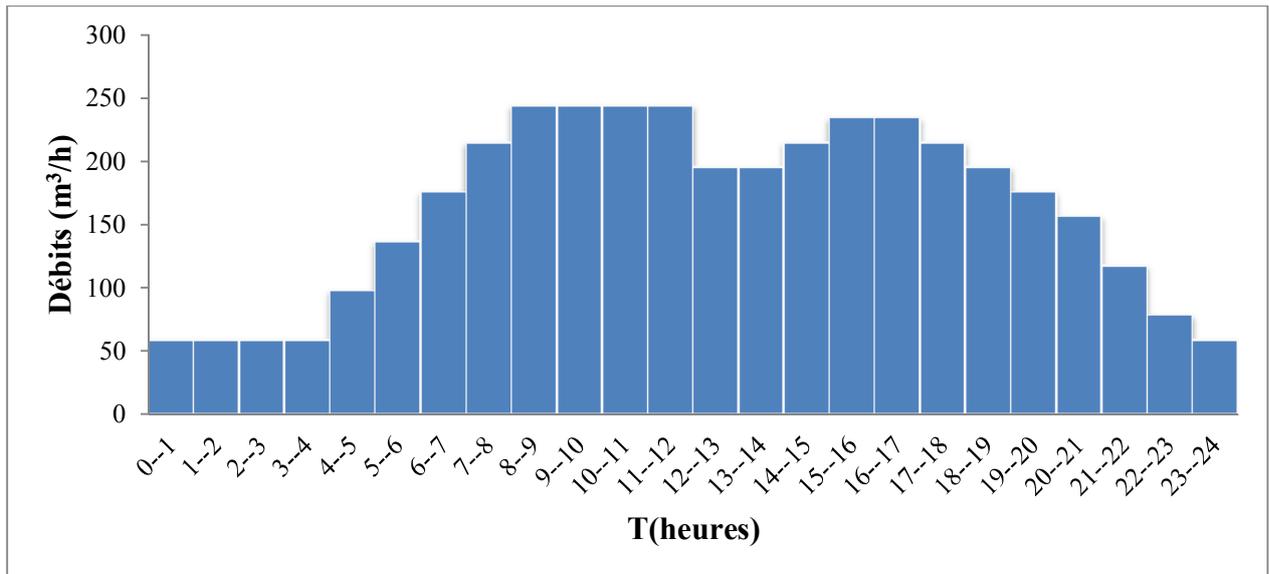


Figure II.4: Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone III.

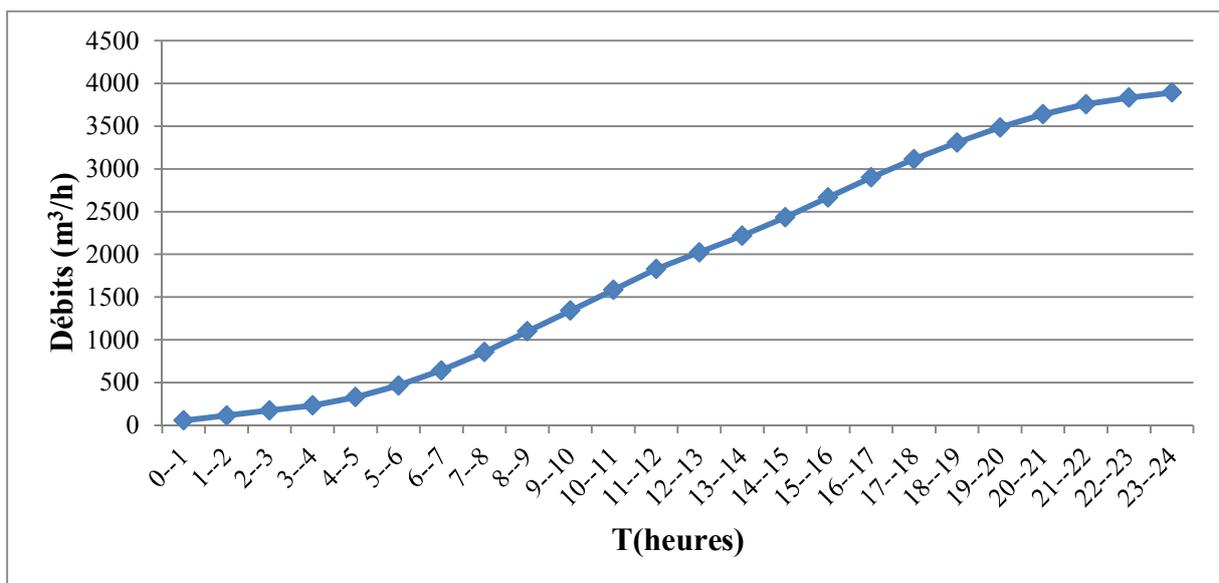


Figure II.5: Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone III.

- ❖ Pour la zone VI, le nombre d'habitants à l'horizon 2040 est entre 50001 et 100000 correspondant à la troisième colonne de répartition.

Tableau II.16 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone VI.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max.j}=23850,08$ (m ³ /j)		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0--1	03	715.5024	3	715.5024
1--2	3,2	763.2026	6,2	1478.705
2--3	2,5	596.252	8,7	2074.957
3--4	2,6	620.1021	11,3	2695.059
4--5	3,5	834.7528	14,8	3529.812
5--6	4,1	977.8533	18,9	4507.665
6--7	4,5	1073.254	23,4	5580.919
7--8	4,9	1168.654	28,3	6749.573
8--9	4,9	1168.654	33,2	7918.227
9--10	4,6	1097.104	37,8	9015.33
10--11	4,8	1144.804	42,6	10160.13
11--12	4,7	1120.954	47,3	11281.09
12--13	4,4	1049.404	51,7	12330.49
13--14	4,1	977.8533	55,8	13308.34
14--15	4,2	1001.703	60	14310.05
15--16	4,4	1049.404	64,4	15359.45
16--17	4,3	1025.553	68,7	16385
17--18	4,1	977.8533	72,8	17362.86
18--19	4,5	1073.254	78,4	18698.46
19--20	4,5	1073.254	82,9	19771.72
20--21	4,5	1073.254	87,4	20844.97
21--22	4,8	1144.804	91,9	21918.22
22--23	4,6	1097.104	96,7	23063.03
23--24	3,3	787.0526	100	23850.08
Total	100	23850.08		

Le débit de pointe $Q_{\max.h}$ pour la zone VI est de 1168,654 m³/h et servient entre 7h et 9h.

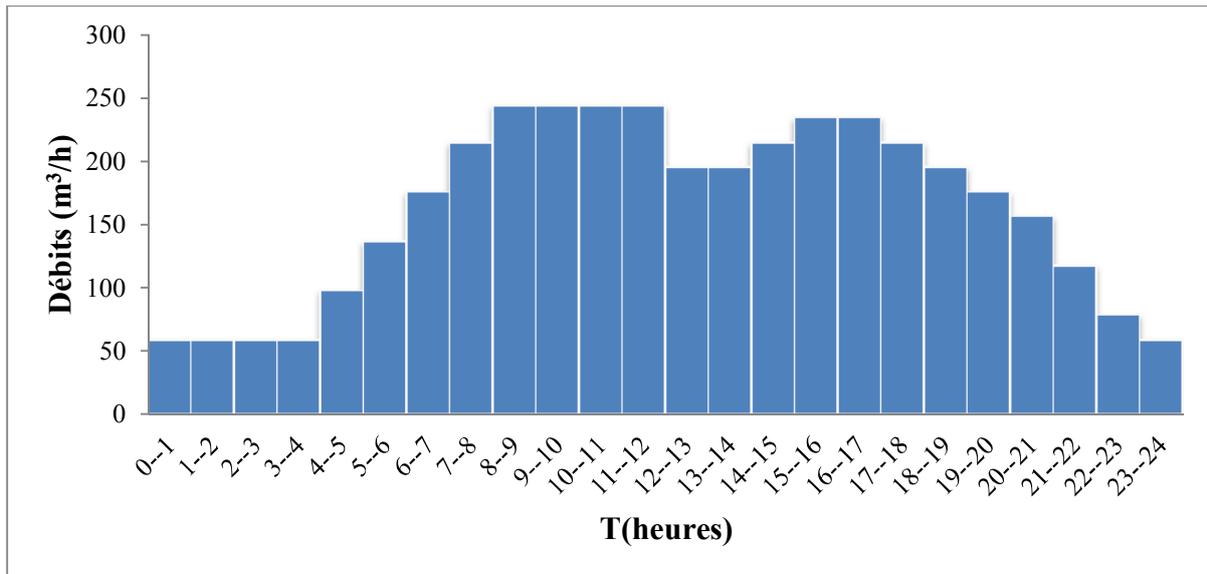


Figure II.6: Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone VI.

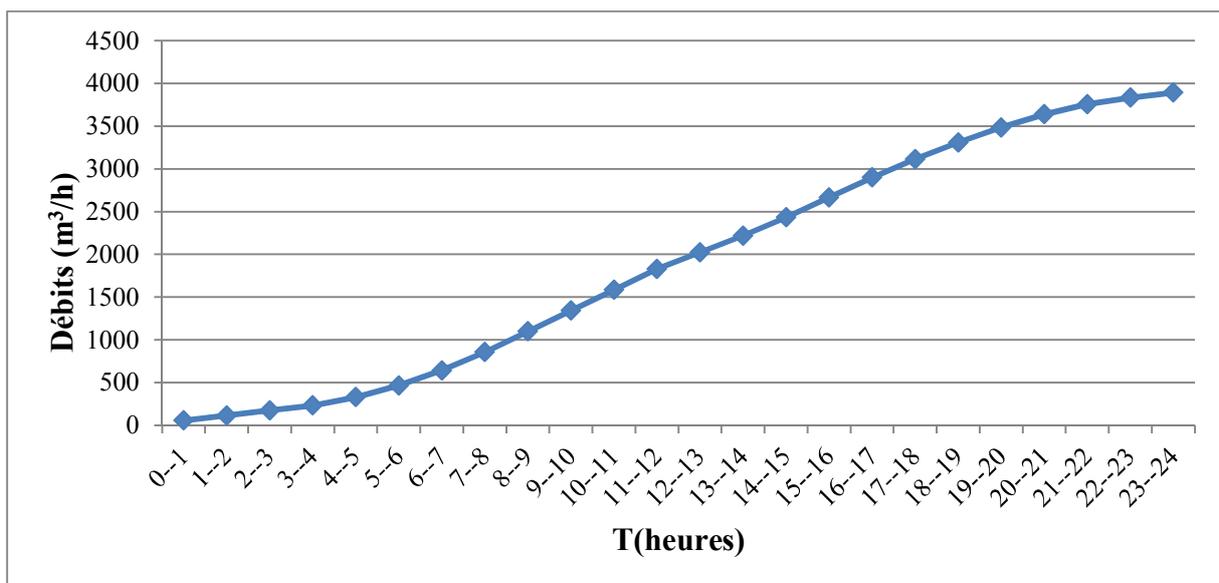


Figure II.7: Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone VI.

- ❖ Pour la zone VII, le nombre d'habitants à l'horizon 2040 est entre 10001 et 50000 correspondant à la deuxième colonne de répartition.

Tableau II.17 : Tableau de variation du débit horaire pour la zone VII.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max.j}=3890,82 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
0--1	1,5	58.3623	1,5	58.3623
1--2	1,5	58.3623	3	116.7246
2--3	1,5	58.3623	4,5	175.0869
3--4	1,5	58.3623	6	233.4492
4--5	2,5	97.2705	8,5	330.7197
5--6	3,5	136.1787	12	466.8984
6--7	4,5	175.0869	16,5	641.9853
7--8	5,5	213.9951	22	855.9804
8--9	6,25	243.1763	28,25	1099.157
9--10	6,25	243.1763	34,5	1342.333
10--11	6,25	243.1763	40,75	1585.509
11--12	6,25	243.1763	47	1828.685
12--13	05	194.541	52	2023.226
13--14	05	194.541	57	2217.767
14--15	5,5	213.9951	62,5	2431.763
15--16	06	233.4492	68,5	2665.212
16--17	06	233.4492	74,5	2898.661
17--18	5,5	213.9951	80	3112.656
18--19	05	194.541	85	3307.197
19--20	4,5	175.0869	89,5	3482.284
20--21	04	155.6328	93,5	3637.917
21--22	03	116.7246	96,5	3754.641
22--23	02	77.8164	98,5	3832.458
23--24	1,5	58.3623	100	3890.82
Total	100	3890.82		

Le débit de pointe $Q_{\max.h}$ pour la zone VII est de 243,176 m³/h et servent entre 8h et midi.

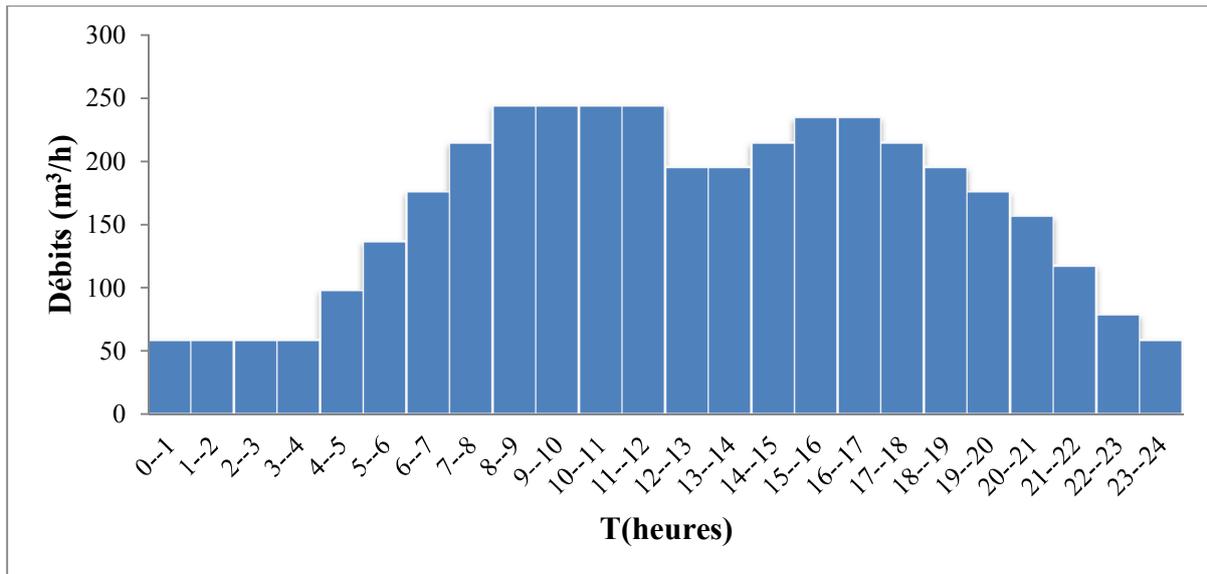


Figure II.8: Histogramme de la consommation totale pour l'agglomération de la zone VII.

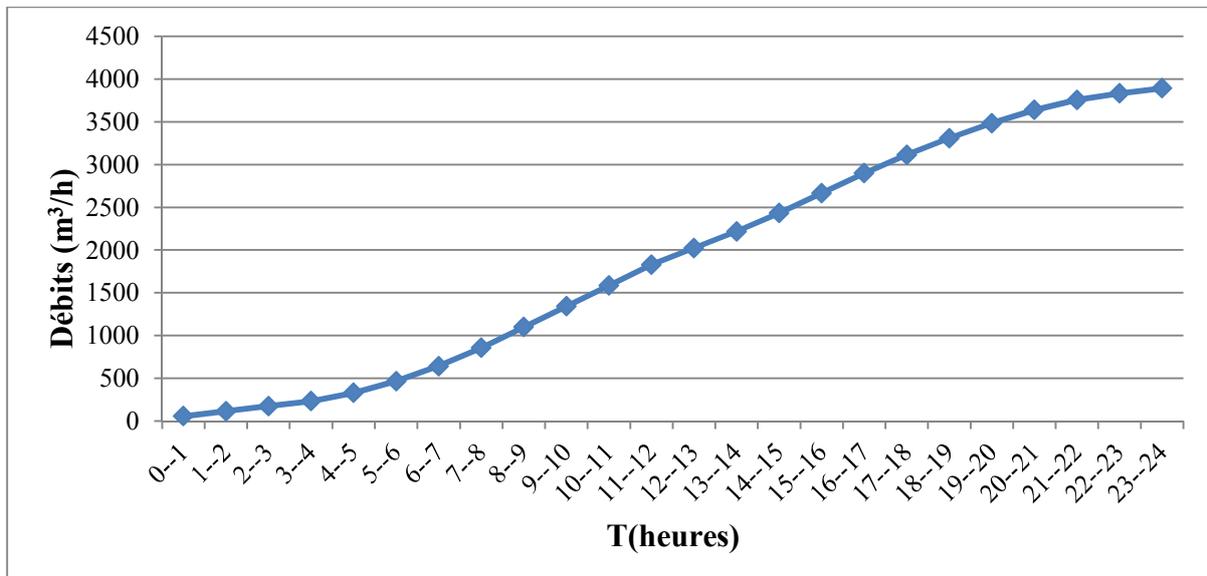


Figure II.9: Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération de la zone VII.

II.5. Calcul de déficit de consommation :

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante. Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier pour chaque zone.

Tableau II.18 : Tableau des déficits à combler à l'horizon 2040.

N°	Zones	Daïras	Besoins en eau à l'année 2040 (m ³ /j)	Production en eau existant (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
01	II	Biskra	6934,68	6767,71	166,97
02	III		35424,55	9887,62	25536,93
03	VI		23850,08	7776,00	16074,08
04	VII		3890,82	3767,90	122,92
Total			70100,13	28199,23	41900,9

La répartition des déficits par zone est représentée sur la figure II.10.

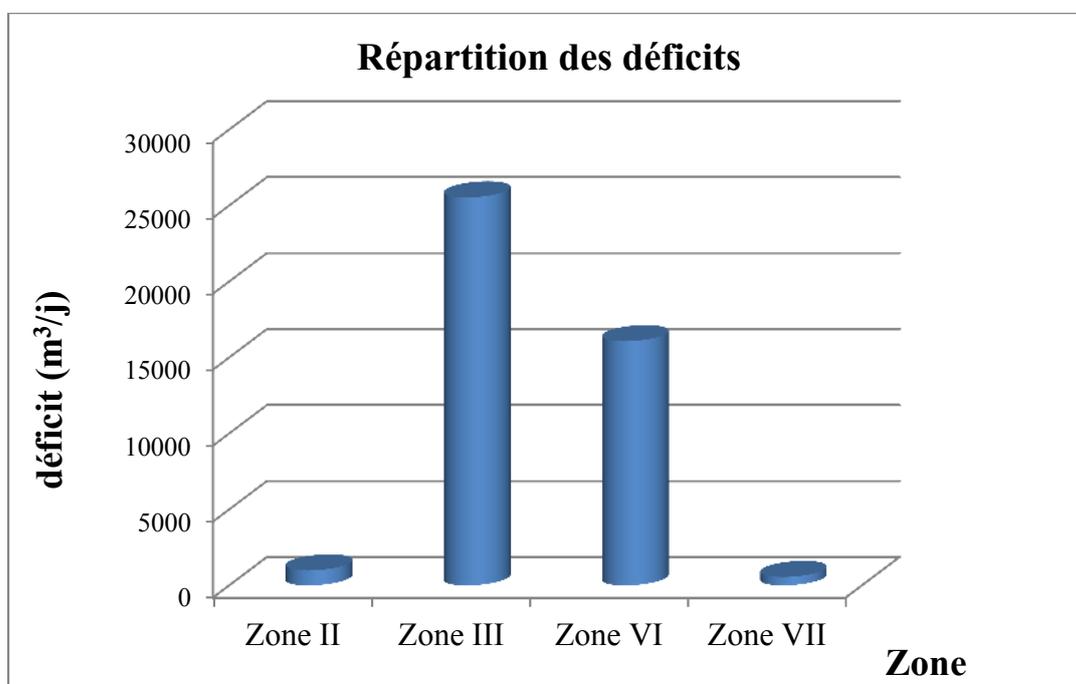


Figure II.10 : Evolution du déficit.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable de l'agglomération de chaque zone à l'horizon 2040, par la suite on a calculé le déficit qui est estimé à 484,96 l/s.

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable pour les quatre zones. Il est donc nécessaire de prévoir d'autres sources d'approvisionnement en plus des sources existantes pour satisfaire la demande de l'agglomération.

CHAPITRE III

ETUDE DU RESEAU D'ADDUCTION (DIMENSIONNEMENT)

PARTIE A DETAILLER

Introduction:

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

III.1. Type d'adduction:

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

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

III.1.1. Adduction gravitaire:

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

- à surface libre ;
- en charge.

III.1.2. Adduction par refoulement:

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

III.1.3. Adduction mixte:

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

Dans le cas de notre étude, il s'agit d'une adduction mixte à projeter.

III.2. Ligne piézométrique et ligne de charge:

La charge hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs :

$$H = H_s + H_d \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Avec ; } H_s = \frac{p}{\rho * g} + z \quad \text{et} \quad H_d = \frac{U^2}{2g}$$

Où H_s : La charge statique, en (m) ;

H_d : La charge dynamique, en (m) ;

p : La pression moyenne de l'eau dans la conduite, en (Pa) ;

ρ : La masse volumique de l'eau (=1000kg/m³) ;

g : L'accélération de la pesanteur (=9,81m/s²) ;

z : La cote moyenne de la conduite, en (m) ;

U : La vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (=débit/section), en (m/s).

a) La ligne piézométrique:

La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique en fonction de x (le long d'une conduite d'adduction, suivant le sens de l'écoulement), est appelée la ligne piézométrique.

b) Ligne de charge:

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie). La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(U^2/2g)$.

III.3.Choix du tracé:[1]

Pour l'établissement du tracé de la conduit, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;
- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux point hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;
- Choisir un terrain stable le long du tracé.

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements des matériaux.

III.4.Choix de type de canalisation:

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- **Sur le plan technique:** Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Diamètre et pression de service ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service ;
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- **Sur le plan économique:** Cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- 1) **Métalliques:** fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable ;
- 2) **A base de ciment:** béton armé, béton précontraint, amianteciment ;

- 3) **En matière thermoplastiques:** chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Dans notre projet, on opte pour des conduites en fonte ($K_s=2\text{mm}$) pour tous les tronçons (refoulements, gravitaires), car la fonte est vu les avantages suivants :

- ✓ certaine résistance à la corrosion ;
- ✓ grande contrainte ;
- ✓ souple et plus sureté contre les ruptures ;
- ✓ technique de pose économique, sans problèmes ;
- ✓ différent types des joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

III.5. Etude technico-économique de l'adduction :

III.5.1. Cas gravitaire :

a) Détermination de diamètre avantageux :

En ce qui concerne les conduites d'adduction gravitaire, la détermination du diamètre avantageux tient compte du régime d'écoulement et du type du matériau.

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.2})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (\text{III.3})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (\text{III.4})$$

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau III.1 :

Tableau III.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = m \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.5})$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

III.5.2.Cas de refoulement :

1) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les formules approchées suivantes:

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BONNIN}) \quad (\text{III.6})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BRESS}) \quad (\text{III.7})$$

D_{ec} : Diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : Débit élevé en (m^3/s).

Remarque: La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

A partir de ces diamètres déterminés par ces formules on choisit une gamme des diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

2) Calcul des pertes de charge :

❖ Pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m^3/s) ;
- La rugosité absolue K_s exprimée en (mm) ;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L * V^2}{D * 2g} \quad (\text{III.8})$$

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I : Gradient hydraulique en (m/m) ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

$$\text{Avec :} \quad \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de NIKURADZE}) \quad (\text{III.10})$$

$$\lambda = \left[-0,86 * Ln \left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \right]^{-2} \quad (\text{Formule COLEBROOK}) \quad (\text{III.11})$$

❖ Pertes de charge singulières :

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, robinets, vannes,...). Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{III.12})$$

❖ Pertes de charge totales :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Rightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

Donc :

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \quad (\text{III.13})$$

3) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$\begin{aligned} H_{mt} &= H_g + \sum \Delta H = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref} \\ &\Rightarrow H_{mt} = H_g + \Delta H_t \end{aligned} \quad (\text{III.14})$$

H_g : La hauteur géométrique (m) ;

ΔH_{asp} : Les pertes de charge à l'aspiration (m);

ΔH_{ref} : Les pertes de charge au refoulement (m).

4) Puissance absorbée par de pompage :

$$P = \frac{\rho g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (\text{III.15})$$

P : Puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : Rendement de la pompe (%).

5) Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la pompe, définie comme suit :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III.16})$$

E : Energie consommée par la pompe (Kwh) ;

P : Puissance de la pompe (Kw) ;

t : Temps de pompage par jour (h).

6) Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{exp} = E * e \quad (\text{III.17})$$

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

E : L'énergie consommée par la pompe (Kwh) ;

e : Prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.

= 4,67 DA.

7) Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad (\text{III.18})$$

F_{am} : Les frais d'amortissement (DA) ;

P_{rc} : Prix de la conduite (DA) ;

A : Amortissement annuel.

$$\text{Avec ;} \quad A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.19})$$

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

n : Nombre d'années d'amortissement, $n = 32$ ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{32} - 1} + 0,08 = 0,08745 \Rightarrow \mathbf{A = 8,745\%}$$

III.6.Proposition des variantes :

Pour notre étude on propose les deux variantes suivantes selon les conditions de notre terrain et l'implantation des forages.

III.6.1.La première variante:

Les (05) forages (FD-06 ; FD-03 ; FD-07 ; FD-02 ; FD-04) refoulent l'eau dans une conduite principale (1) arrivant du forage (FD-06) avec un diamètre (200) sur une longueur de (647m), et $\Phi(250)$ sur $l=256\text{m}$ et $\Phi(300)$ sur $l=154\text{m}$ et $\Phi(350)$ sur $l=91\text{m}$ et $\Phi(400)$ sur $l=2216\text{m}$ vers le réservoir tampon.

Les (05) forages (FD-08 ; FD-05 ; FD-09 ; FD-10 ; FD-01) refoulent l'eau dans une conduite principale (2) arrivant du forage (FD-08) avec un diamètre (200) sur une longueur de (528m), et $\Phi(250)$ sur $l=728\text{m}$ et $\Phi(300)$ sur $l=501\text{m}$ et $\Phi(400)$ sur $l=457\text{m}$ et $\Phi(450)$ sur $l=233\text{m}$ vers le réservoir tampon.

Et à partir de réservoir tampon on a projeté une conduite d'écoulement gravitaire qui sera reliée à l'ancienne station de pompage de Biskra. Ce dernier doit assurer le refoulement vers les réservoirs de stockage qui alimentent les quatre zones. (Voir la figure III.1).

III.6.2.La deuxième variante :

On va projeter un collecteur principal reliant le point (A) et le réservoir tampon (A-RT), qui relie les conduites de chaque forage dans ce collecteur principal. Et à partir de réservoir tampon on a projeté une conduite d'écoulement gravitaire qui sera reliée à l'ancienne station de pompage de Biskra. Ce dernier doit assurer le refoulement vers les réservoirs de stockage qui alimentent les quatre zones. (Voir la figure III.2).

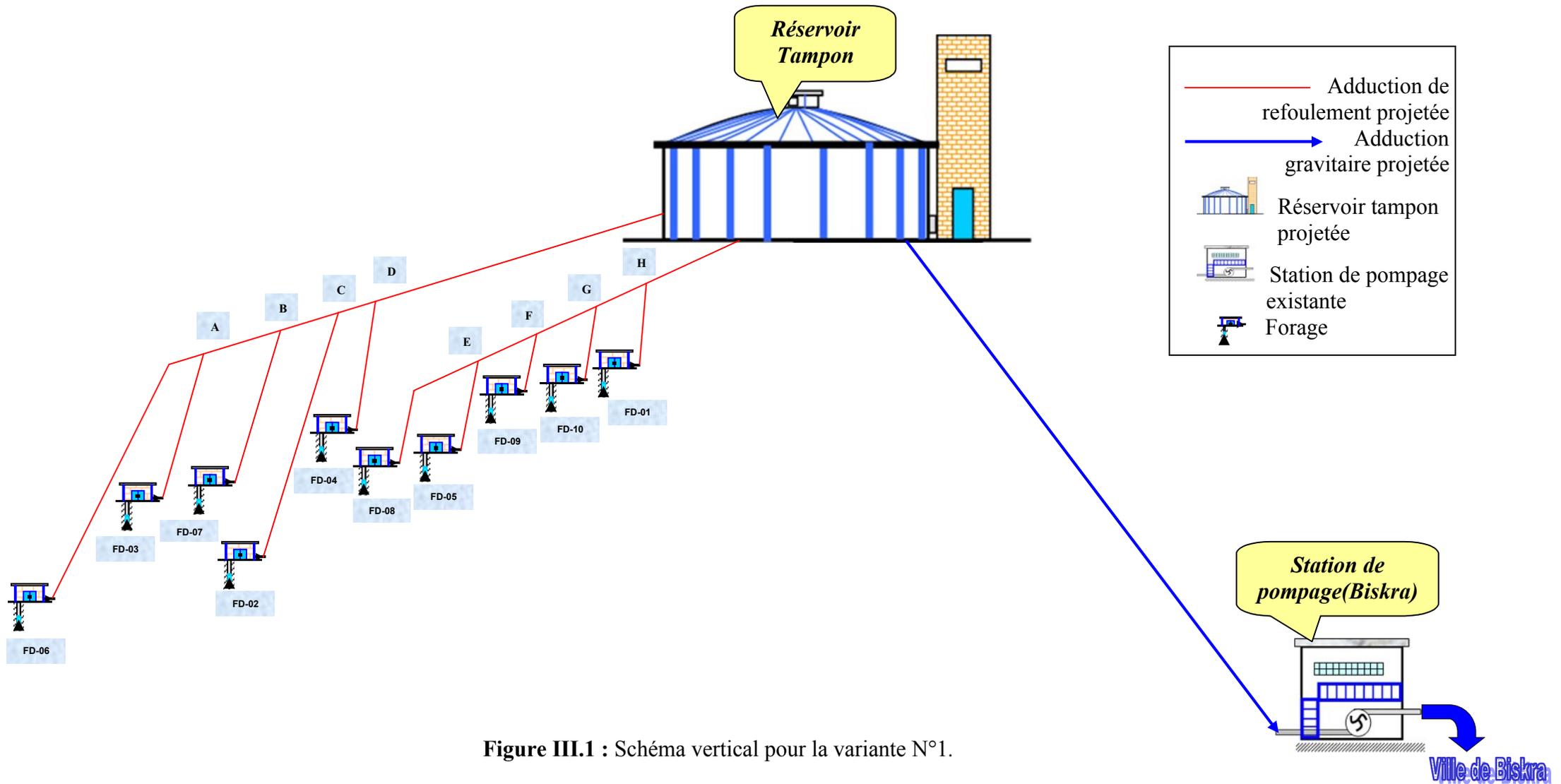


Figure III.1 : Schéma vertical pour la variante N°1.

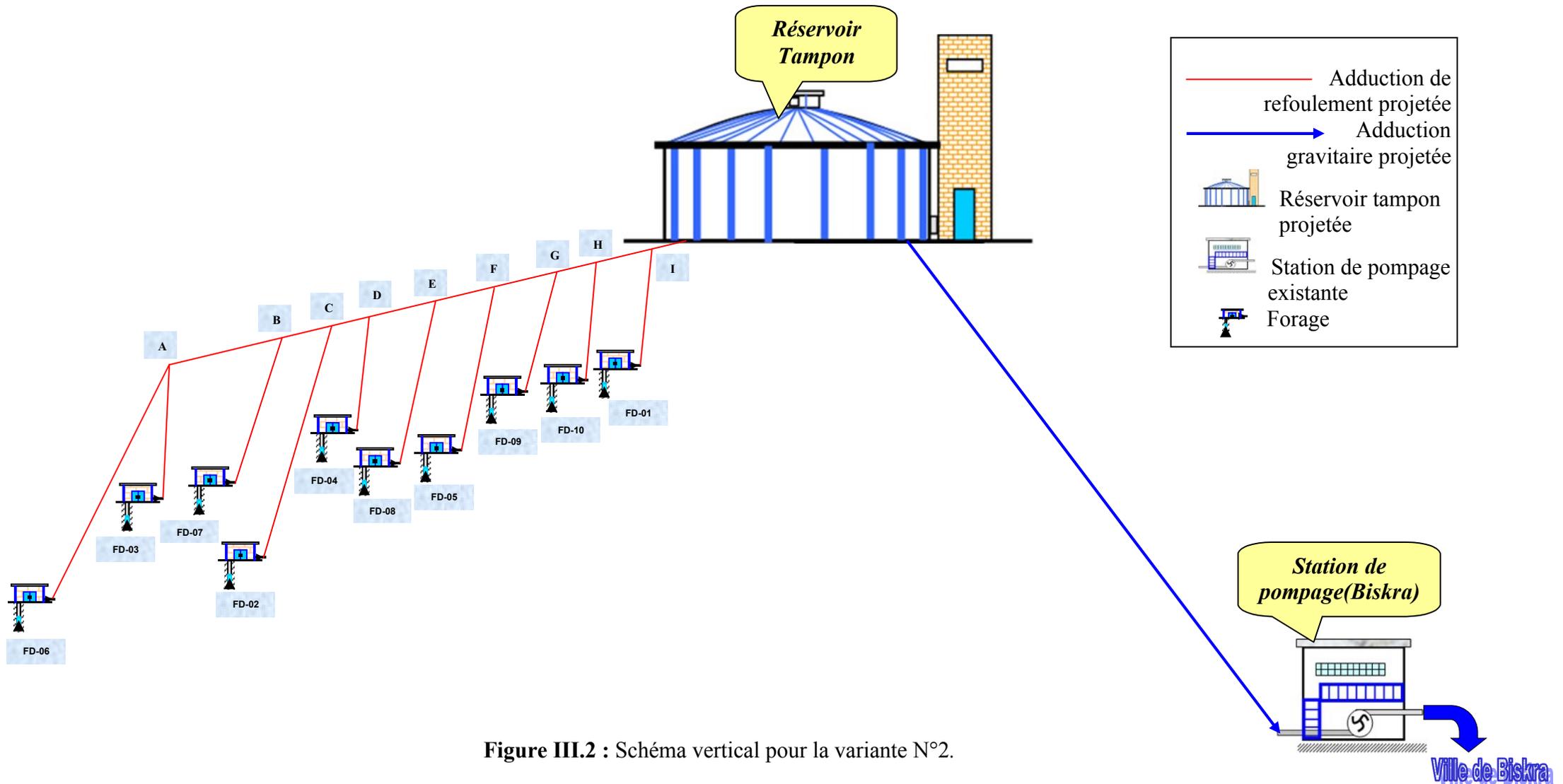


Figure III.2 : Schéma vertical pour la variante N°2.

III.7. Etude de la première variante:**III.7.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :**

Le calcul du tronçon gravitaire RT-SP (réservoir tampon-station de pompage) se fait de telle façon pour que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages, qui fonctionne 20h/24h.

❖ Diamètre avantageux :

On procède par un balancement des côtes du radier du réservoir tampon, tel que :

- On donne des côtes piézométriques du réservoir tampon ($C_{P_{amont}}$) ;
- On détermine la longueur géométrique de la conduite gravitaire (L);
- On détermine la charge disponible (ΔH_d) entre RT-SP.

$$\Delta H_d = C_{P_{amont}} - C_{P_{aval}}$$

$C_{P_{amont}}$: Côte de radier du réservoir tampon ;

$C_{P_{aval}}$: Côte piézométrique de station de pompage (=127,60m).

Le diamètre avantageux de la conduite gravitaire est calculé à base de la formule (III.5). Les résultats de balancement donné dans le tableau suivant.

Tableau III.2: Détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire.

$C_{P_{amont}}$	$C_{P_{aval}}$	L_g (m)	L_e (m)	Q (m ³ /s)	ΔH_d (m)	D (mm)
255	127,60	18197	20926,55	0,292	127,4	498,83
252	127,60	18110	20826,5	0,292	124,4	500,62
245	127,60	18058	20766,7	0,292	117,4	505,85
240	127,60	17964	20658,6	0,292	112,4	509,52

A partir des résultats de tableau (III.2), On constate qu'avec une côte piézométrique départ de 252m, le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire est unique et est de **500 mm**.

❖ La vitesse d'écoulement :

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire par l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 292 * 10^{-3}}{3,14 * 0,5^2} \Rightarrow V = 1,168 \text{ m/s (admissible)}$$

Remarque :

la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

❖ Les frais d'amortissement :

On détermine le frais d'amortissement par la formule (III.18). Les frais d'amortissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant.

Tableau III.3: Frais d'amortissement de la conduite gravitaire.

D _{cal} (mm)	V (m/s)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	A(%)	F _{am} (DA)
500	1,168	10158,12	20826,5	8,745	18500754,64

III.7.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement :❖ **Diamètre économique :**

On choisit une gamme des diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

➤ **Tronçon FD06-A :****Tableau III.4:** Calcul de La HMT du tronçon (FD06-A).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.47	0.0424592	647	23.26	176.38
200	0.83	0.03844	647	5	158.12
250	0.53	0.0357029	647	1.52	154.64

Tableau III.5: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD06-A).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	647	110707.55	59.98	481665.98	2.25E+06	2360087.69
200	2812,17	647	159113	53.77	431800.8	2.02E+06	2175622.74
250	3749,3	647	212135.96	52.59	422297.47	1.97E+06	2184265.14

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 200mm.

➤ **Tronçon FD03-A :****Tableau III.6:** Calcul de La HMT du tronçon (FD03-A).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.47	0.0424592	178	6.39	176.51
200	0.83	0.03844	178	1.38	171.5
250	0.53	0.0357029	178	0.41	170.53

Tableau III.7: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD03-A).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	178	30457.41	60.03	482020.99	2.25E+06	2281495.44
200	2812,17	178	43774.519	58.32	468339.47	2.19E+06	2230919.85
250	3749,3	178	58361.979	57.99	465690.55	2.17E+06	2233136.87

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon A-B :****Tableau III.8:** Calcul de La HMT du tronçon (A-B).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	Hmt (m)
150	2.94	0.0424592	256	36.81	2.2	39.01
200	1.66	0.03844	256	7.91	2.2	10.11
250	1.06	0.0357029	256	2.4	2.2	4.6

Tableau III.9: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (A-B).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	256	157023.82	26.53	213060.32	994991.7	1152015.5
200	2812,17	256	183910.85	6.88	55217.633	257866.3	441777.2
250	3749,3	256	236610.32	3.13	25123.75	117327.9	353938.2

Le diamètre économique est de DN= 250 mm.

➤ **Tronçon FD07-B :****Tableau III.10:** Calcul de La HMT du tronçon (FD07-B).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.36	0.0424592	511	15.66	185.78
200	0.76	0.03844	511	3.36	173.48
250	0.49	0.0357029	511	1.02	171.14

Tableau III.11: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD07-B)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	511	87436.721	58.32	468310.06	2.19E+06	2274444.71
200	2812,17	511	125667.3	54.46	437304.5	2.04E+06	2167879.31
250	3749,3	511	167544.78	53.72	431405.88	2.01E+06	2182210.23

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon B-C :****Tableau III.12:** Calcul de La HMT du tronçon (B-C).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	Hmt (m)
200	2.42	0.03844	154	10.15	0.8	10.95
250	1.55	0.0357029	154	3.09	0.8	3.89
300	1.08	0.0336777	154	1.17	0.8	1.97

Tableau III.13: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (B-C).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
200	2812.17	154	37872.34	10.89	87407.963	408195.2	446067.5
250	3749.3	154	50492.95	3.87	31051.779	145011.8	195504.8
300	4455.52	154	60003.82	1.96	15725.451	73437.9	133441.7

Le diamètre économique est de DN= 300 mm.

➤ **Tronçon FD02- C :**

Tableau III.14: Calcul de La HMT du tronçon (FD02-C).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.36	0.0424592	828	25.37	145.77
200	0.76	0.03844	828	5.44	125.84
250	0.49	0.0357029	828	1.66	122.06

Tableau III.15: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD02-C)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	828	141678.29	45.76	367453.75	1.72E+06	1857687.3
200	2812,17	828	203625.29	39.50	317214.65	1.48E+06	1685017.72
250	3749,3	828	271481.56	38.32	307686.11	1.44E+06	1708375.72

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon C- D :**

Tableau III.16: Calcul de La HMT du tronçon (C-D).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
350	1.04	0.032097	91	0.53	1.45	1.98
400	0.80	0.030816	91	0.26	1.45	1.71
450	0.63	0.0297486	91	0.14	1.45	1.59

Tableau III.17: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (C-D).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
350	5249,74	91	41777.17	2.59	20796.415	97119.3	138896.4
400	6125,96	91	48750.08	2.24	17960.54	83875.7	132625.8
450	7014,35	91	55819.85	2.08	16700.152	77989.7	133809.6

Le diamètre économique est de DN= 350 mm.

➤ **Tronçon FD04- D :****Tableau III.18:** calcul de La HMT du tronçon (FD04-D).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.81	0.0424592	107	5.83	121.89
200	1.02	0.03844	107	1.25	117.31
250	0.65	0.0357029	107	0.38	116.44

Tableau III.19: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD04-D)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	107	18308.668	51.02	409676.78	1.91E+06	1931499.21
200	2812,17	107	26313.897	49.10	394283.23	1.84E+06	1867616.57
250	3749,3	107	35082.762	48.74	391359.12	1.83E+06	1862729.88

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon D- RT :****Tableau III.20:** Calcul de La HMT du tronçon (D-RT).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
350	1.37	0.032097	2216	22.46	61.94	84.4
400	1.05	0.030816	2216	11.05	61.94	72.99
450	0.83	0.0297486	2216	5.91	61.94	67.85

Tableau III.21: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (D-RT).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
350	5249,74	2216	1017342.91	145.72	1170145	5464577.0	6481919.9
400	6125,96	2216	1187144.89	126.02	1011953.6	4725823.1	5912968.0
450	7014,35	2216	1359305.28	117.15	940691.18	4393027.8	5752333.1

Le diamètre économique est de DN= 400 mm.

➤ **Tronçon FD08-E :****Tableau III.22:** Calcul de La HMT du tronçon (FD08-E).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.47	0.0424592	528	18.99	122.9
200	0.83	0.03844	528	4.08	107.99
250	0.53	0.0357029	528	1.24	105.15

Tableau III.23: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (FD08-E)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	528	90345.574	41.80	335620.53	1.57E+06	1657693.45
200	2812,17	528	129848.01	36.73	294903.67	1.38E+06	1507048.16
250	3749,3	528	173118.68	35.76	287148.08	1.34E+06	1514100.2

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon FD05-E :**

Tableau III.24: Calcul de La HMT du tronçon (FD05-E).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.70	0,04246	155	7.43	157.24
200	0.96	0,03844	155	1.59	151.4
250	0.61	0,03570	155	0.48	150.29

Tableau III.25: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD05-E)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	155	26521.902	61.70	495458.84	2.31E+06	2340314.67
200	2812,17	155	38118.261	59.41	477057.16	2.23E+06	2265975.2
250	3749,3	155	50820.824	58.97	473559.58	2.21E+06	2262344.07

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon E-F :**

Tableau III.26: Calcul de La HMT du tronçon (E-F).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
150	3.17	0.0424592	728	121.45	4.76	126.21
200	1.78	0.03844	728	26.07	4.76	30.83
250	1.14	0.0357029	728	7.94	4.76	12.7

Tableau III.27: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (E-F).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	728	124567.38	92.45	742343.8	3466745.5	3591312.9
200	2812,17	728	179032.87	22.58	181336.34	846840.7	1025873.6
250	3749,3	728	238693.94	9.30	74699.043	348844.5	587538.5

Le diamètre économique est de DN= 250 mm.

➤ **Tronçon FD09-F :****Tableau III.28:** Calcul de La HMT du tronçon (FD09-F).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.64	0.0424592	208	9.3	151.45
200	0.92	0.03844	208	2	144.15
250	0.59	0.0357029	208	0.61	142.76

Tableau III.29: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD09-F)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	208	35590.681	57.45	461307.55	2.15E+06	2189896.95
200	2812,17	208	51152.247	54.68	439072.19	2.05E+06	2101619.39
250	3749,3	208	68198.267	54.15	434838.34	2.03E+06	2098893.3

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon F-G :****Tableau III.30:** Calcul de La HMT du tronçon (F-G).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
300	1.20	0.0336777	501	4.77	2.2	6.97
350	0.88	0.032097	501	2.1	2.2	4.3
400	0.68	0.030816	501	1.04	2.2	3.24

Tableau III.31: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (F-G).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
300	4455.52	501	195207.25	7.75	62226.445	290597.5	485804.7
350	5249,74	501	230003.97	4.78	38389.342	179278.2	409282.2
400	6125,96	501	268393.32	3.60	28925.923	135084.1	403477.4

Le diamètre économique est de DN= 300 mm.

➤ **Tronçon FD10-G :****Tableau III.32:** Calcul de La HMT du tronçon (FD10-G).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	2.04	0.0424592	245	16.88	160.01
200	1.15	0.03844	245	3.62	146.75
250	0.73	0.0357029	245	1.1	144.23

Tableau III.33: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD10-G)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	245	41921.715	75.35	605024.44	2.83E+06	2867385.83
200	2812,17	245	60251.445	69.10	554886.17	2.59E+06	2651569.86
250	3749,3	245	80329.69	67.92	545357.63	2.55E+06	2627149.82

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon G-H :**

Tableau III.34: Calcul de La HMT du tronçon (G-H).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
300	1.71	0.0336777	457	8.82	3.2	12.02
350	1.26	0.032097	457	3.89	3.2	7.09
400	0.96	0.030816	457	1.91	3.2	5.11

Tableau III.35: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (G-H).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
300	4455.52	457	178063.30	19.02	152761.22	713394.9	891458.2
350	5249,74	457	209804.02	11.22	90106.246	420796.2	630600.2
400	6125,96	457	244821.85	8.09	64942.583	303281.9	548103.7

Le diamètre économique est de DN= 400 mm.

➤ **Tronçon FD01-H :**

Tableau III.36: Calcul de La HMT du tronçon (FD01-H).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	2.21	0.0424592	71	5.74	174.87
200	1.24	0.03844	71	1.23	170.36
250	0.80	0.0357029	71	0.38	169.51

Tableau III.37: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon(FD01-H)

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1956,65	71	12148.742	89.20	716313.62	3.35E+06	3357333.33
200	2812,17	71	17460.623	86.90	697839.47	3.26E+06	3276370.93
250	3749,3	71	23279.216	86.47	694357.64	3.24E+06	3265929.41

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon H-RT :****Tableau III.38:** Calcul de La HMT du tronçon (H-RT).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	Hmt (m)
350	1.66	0.032097	233	3.47	69.4	72.87
400	1.27	0.030816	233	1.7	69.4	71.1
450	1.01	0.0297486	233	0.92	69.4	70.32

Tableau III.39: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations du tronçon (H-RT).

D (mm)	P_{rc} de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)	P (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
350	5249,74	233	106967.91	152.50	1224593.8	5718852.9	5825820.8
400	6125,96	233	124821.64	148.80	1194848.6	5579942.9	5704764.5
450	7014,35	233	142923.34	147.17	1181740.5	5518728.3	5661651.7

Le diamètre économique est de DN= 450 mm.

III.8. Etude de la deuxième variante:**III.8.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :**

Même dimensionnement que la première variante, on constate qu'avec une côte piézométrique de départ de 252m et vitesse $V=1,168\text{m/s}$.

Le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire du tronçon RT-SP est : DN=500mm. (à partir des résultats du tableau III.2).

III.8.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement :❖ **Diamètre économique :**➤ **Tronçon FD06-A :****Tableau III.40:** Calcul de La HMT du tronçon (FD06-A).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.47	0.0424592	619	22.25	174.37
200	0.83	0.03844	619	4.78	156.9
250	0.53	0.0357029	619	1.46	153.58

Tableau III.41: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD06-A).

D (mm)	P_{rc} de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
150	1956,65	619	105916.5
200	2812,17	619	152227.12
250	3749,3	619	202955.42

Tableau III.42: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD06-A).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	59.30	476176.99	2.22E+06
200	53.36	428469.17	2.00E+06
250	52.23	419402.78	1.96E+06

Tableau III.43: Calcul de bilan du tronçon (FD06-A).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	105916.5	2.22E+06	2329663.04
200	152227.12	2.00E+06	2153178.16
250	202955.42	1.96E+06	2161566.38

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 200mm.

➤ **Tronçon FD03-A :**

Tableau III.44: calcul de La HMT du tronçon (FD03-A).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.47	0.0424592	101	3.63	171.75
200	0.83	0.03844	101	0.78	168.9
250	0.53	0.0357029	101	0.24	168.36

Tableau III.45: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD03-A).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	101	17282.013
200	2812.17	101	24838.351
250	3749.3	101	33115.505

Tableau III.46: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD03-A).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	58.41	469022.18	2.19E+06
200	57.44	461239.28	2.15E+06
250	57.26	459764.63	2.15E+06

Tableau III.47: Calcul de bilan du tronçon (FD03-A).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	17282.013	2.19E+06	2207615.60
200	24838.351	2.15E+06	2178825.79
250	33115.505	2.15E+06	2180216.31

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon A-B :**

Tableau III.48: Calcul de La HMT du tronçon (A-B).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	1.656	0.03844	365	11.28	0.25	11.53
250	1.06	0.0357029	365	3.44	0.25	3.69
300	0.736	0.0336777	365	1.3	0.25	1.55

Tableau III.49: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (A-B).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
200	2812.17	365	89762.357
250	3749.3	365	119674.84
300	4455.52	365	142216.86

Tableau III.50: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (A-B).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
200	7.84	62973.226	294084.96
250	2.51	20153.617	94117.391
300	1.05	8465.6114	39534.405

Tableau III.51: Calcul de bilan du tronçon (A-B).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
200	89762.357	294084.96	383847.32
250	119674.84	94117.391	213792.24
300	142216.86	39534.405	181751.26

Le diamètre économique est de DN= 250 mm.

➤ **Tronçon FD07-B :****Tableau III.52:** Calcul de La HMT du tronçon (FD07-B).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.36	0.0424592	471	14.43	177.55
200	0.76	0.03844	471	3.09	166.21
250	0.49	0.0357029	471	0.94	164.06

Tableau III.53: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD07-B).

D (mm)	P_{rc} de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
150	1956,65	471	80592.359
200	2812,17	471	115830.33
250	3749,3	471	154429.73

Tableau III.54: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD07-B).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
150	55.74	447564.06	2.09E+06
200	52.18	418978.44	1.96E+06
250	51.50	413558.77	1.93E+06

Tableau III.55: Calcul de bilan du tronçon (FD07-B).

D (mm)	F_{am} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	80592.359	2.09E+06	2170716.53
200	115830.33	1.96E+06	2072459.67
250	154429.73	1.93E+06	2085749.2

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon B-C:****Tableau III.56:** calcul de La HMT du tronçon (B-C).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	2.42	0.03844	98	6.46	0.23	6.69
250	1.549	0.0357029	98	1.97	0.23	2.2
300	1.076	0.0336777	98	0.75	0.23	0.98

Tableau III.57: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (B-C).

D (mm)	P_{rc} de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
200	2812.17	98	24100.578
250	3749.3	98	32131.876
300	4455.52	98	38184.252

Tableau III.58: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (B-C).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
200	6.65	53402.673	249390.49
250	2.19	17561.417	82011.819
300	0.97	7822.8132	36532.537

Tableau III.59: Calcul de bilan du tronçon (B-C).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
200	24100.578	249390.49	273491.06
250	32131.876	82011.819	114143.69
300	38184.252	36532.537	74716.789

Le diamètre économique est de DN= 300 mm.

➤ **Tronçon FD02-C :**

Tableau III.60: Calcul de La HMT du tronçon (FD02-C).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.36	0.0424592	753	23.07	144.19
200	0.76	0.03844	753	4.96	126.08
250	0.49	0.0357029	753	1.51	122.63

Tableau III.61: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD02-C).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	753	128845.11
200	2812.17	753	185180.97
250	3749.3	753	246890.84

Tableau III.62: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD02-C).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	45.26	363470.92	1.70E+06
200	39.58	317819.64	1.48E+06
250	38.50	309122.96	1.44E+06

Tableau III.63: Calcul de bilan du tronçon (FD02-C).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	128845.11	1.70E+06	1826254.32
200	185180.97	1.48E+06	1669398.69
250	246890.84	1.44E+06	1690495.05

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon C-D :****Tableau III.64:** calcul de La HMT du tronçon (C-D).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
350	1.04	0.032097	22	0.13	0.24	0.37
400	0.796	0.030816	22	0.06	0.24	0.3
450	0.629	0.0297486	22	0.03	0.24	0.27

Tableau III.65: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (C-D).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
350	5249,74	22	10099.97
400	6125,96	22	11785.73
450	7014,35	22	13494.91

Tableau III.66: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (C-D).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
350	0.48	3886.1988	18148.548
400	0.39	3150.972	14715.039
450	0.35	2835.8748	13243.535

Tableau III.67: Calcul de bilan du tronçon (C-D).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
350	10099.97	18148.548	28248.523
400	11785.73	14715.039	26500.774
450	13494.91	13243.535	26738.443

Le diamètre économique est de DN= 350 mm.

➤ **Tronçon FD04-D :****Tableau III.68:** Calcul de La HMT du tronçon (FD04-D).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.81	0.0424592	21	1.14	117.54
200	1.02	0.03844	21	0.24	116.64
250	0.65	0.0357029	21	0.07	116.47

Tableau III.69: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD04-D).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	21	3593.2899
200	2812.17	21	5164.4096
250	3749.3	21	6885.402

Tableau III.70: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD04-D).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	49.20	395056.27	1.84E+06
200	48.82	392031.33	1.83E+06
250	48.75	391459.96	1.83E+06

Tableau III.71: Calcul de bilan du tronçon (FD04-D).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	3593.2899	1.84E+06	1848506.05
200	5164.4096	1.83E+06	1835950.73
250	6885.402	1.83E+06	1835003.40

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon D-E :**

Tableau III.72: Calcul de La HMT du tronçon (D-E).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
350	1.373	0.032097	309	0.22	0.34	0.56
400	1.051	0.030816	309	0.12	0.34	0.46
450	0.83	0.0297486	309	0.06	0.34	0.4

Tableau III.73: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (D-E).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
350	5249.74	309	10099.97
400	6125.96	309	11785.73
450	7014.35	309	13494.91

Tableau III.74: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (D-E).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
350	0.97	7763.995	36257.857
400	0.79	6377.5673	29783.239
450	0.69	5545.7107	25898.469

Tableau III.75: Calcul de bilan du tronçon (D-E).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
350	10099.97	36257.857	46357.831
400	11785.73	29783.239	41568.974
450	13494.91	25898.469	39393.377

Le diamètre économique est de DN= 400 mm.

➤ **Tronçon FD08- E :****Tableau III.76:** Calcul de La HMT du tronçon (FD08-E).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.47	0.0424592	410	14.74	119.8
200	0.83	0.03844	410	3.16	108.22
250	0.53	0.0357029	410	0.97	106.03

Tableau III.77: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD08-E).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	410	70154.707
200	2812.17	410	100828.95
250	3749.3	410	134429.28

Tableau III.78: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD08-E).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	40.74	327154.92	1.53E+06
200	36.80	295531.76	1.38E+06
250	36.06	289551.22	1.35E+06

Tableau III.79: Calcul de bilan du tronçon (FD08-E).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	70154.707	1.53E+06	1597968.18
200	100828.95	1.38E+06	1480962.29
250	134429.28	1.35E+06	1486633.47

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon E-F :****Tableau III.80:** calcul de La HMT du tronçon (E-F).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
350	1.643	0.032097	153	2.22	1.8	4.02
400	1.258	0.030816	153	1.09	1.8	2.89
450	0.994	0.0297486	153	0.59	1.8	2.39

Tableau III.81: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (E-F).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
350	5249.74	153	70240.73
400	6125.96	153	81964.43
450	7014.35	153	93850.95

Tableau III.82: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (E-F).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
350	8.31	66712.379	311546.81
400	5.97	47959.894	223972.71
450	4.94	39662.335	185223.1

Tableau III.83: Calcul de bilan du tronçon (E-F).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
350	70240.73	311546.81	381787.54
400	81964.43	223972.71	305937.13
450	93850.95	185223.1	279074.05

Le diamètre économique est de DN= 450 mm.

➤ **Tronçon FD05-F :**

Tableau III.84: Calcul de La HMT du tronçon (FD05-F).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.70	0.0424592	192	9.2	160.16
200	0.96	0.03844	192	1.98	152.94
250	0.61	0.0357029	192	0.6	151.56

Tableau III.85: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD05-F).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	192	32852.936
200	2812.17	192	47217.459
250	3749.3	192	62952.247

Tableau III.86: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD05-F).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	62.85	504659.68	2.36E+06
200	60.01	481909.66	2.25E+06
250	59.47	477561.32	2.23E+06

Tableau III.87: Calcul de bilan du tronçon (FD05-F).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	32852.936	2.36E+06	2389613.62
200	47217.459	2.25E+06	2297735.56
250	62952.247	2.23E+06	2293163.59

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon F-G :****Tableau III.88:** Calcul de La HMT du tronçon (F-G).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
400	1.50	0.030816	879	8.89	5.35	14.24
450	1.18	0.0297486	879	4.76	5.35	10.11
500	0.96	0.0288401	879	2.73	5.35	8.08

Tableau III.89: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (F-G).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
400	6125,96	879	470893.66
450	7014,35	879	539182.91
500	8215,00	879	631475.14

Tableau III.90: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (F-G).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
400	35.02	281184.34	1313130.9
450	24.86	199632.98	932286.03
500	19.87	159548.42	745091.11

Tableau III.91: Calcul de bilan du tronçon (F-G).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
400	470893.66	1313130.9	1784024.5
450	539182.91	932286.03	1471468.9
500	631475.14	745091.11	1376566.2

Le diamètre économique est de DN= 500 mm.

➤ **Tronçon FD09-G :****Tableau III.92:** Calcul de La HMT du tronçon (FD09-G).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	1.64	0.0424592	349	15.62	156.53
200	0.92	0.03844	349	3.36	144.27
250	0.59	0.0357029	349	1.02	141.93

Tableau III.93: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD09-G).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	349	59717.056
200	2812.17	349	85827.569
250	3749.3	349	114428.82

Tableau III.94: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD09-G).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	59.37	476780.93	2.23E+06
200	54.72	439437.71	2.05E+06
250	53.84	432310.21	2.02E+06

Tableau III.95: Calcul de bilan du tronçon (FD09-G).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	59717.056	2.23E+06	2286283.98
200	85827.569	2.05E+06	2138001.66
250	114428.82	2.02E+06	2133317.49

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon G-H :**

Tableau III.96: calcul de La HMT du tronçon (G-H).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
400	1.73	0.030816	314	4.23	2.74	6.97
450	1.37	0.0297486	314	2.27	2.74	5.01
500	1.11	0.0288401	314	1.3	2.74	4.04

Tableau III.97: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (G-H).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
400	6125.96	314	168214.57
450	7014.35	314	192609.14
500	8215	314	225578.15

Tableau III.98: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (G-H).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
400	19.78	158860.45	741878.32
450	14.22	114188.07	533258.31
500	11.47	92079.804	430012.69

Tableau III.99: Calcul de bilan du tronçon (G-H).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
400	168214.57	741878.32	910092.9
450	192609.14	533258.31	725867.45
500	225578.15	430012.69	655590.84

Le diamètre économique est de DN= 500 mm.

➤ **Tronçon FD10-H :****Tableau III.100:** Calcul de La HMT du tronçon (FD10-H).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	2.04	0.0424592	296	20.4	164.31
200	1.15	0.03844	296	4.38	148.29
250	0.73	0.0357029	296	1.33	145.24

Tableau III.101: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD10-H).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	296	50648.277
200	2812.17	296	72793.583
250	3749.3	296	97051.38

Tableau III.102: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD10-H).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	77.37	621283.45	2.90E+06
200	69.83	560709.17	2.62E+06
250	68.39	549176.61	2.56E+06

Tableau III.103: Calcul de bilan du tronçon (FD10-H).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	50648.277	2.90E+06	2952041.99
200	72793.583	2.62E+06	2691305.39
250	97051.38	2.56E+06	2661706.14

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon H-I :****Tableau III.104:** Calcul de La HMT du tronçon (H-I).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
400	2.01	0.030816	451	8.26	4.07	12.33
450	1.59	0.0297486	451	4.43	4.07	8.5
500	1.15	0.0288401	451	2.53	4.07	6.6

Tableau III.105: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (H-I).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
400	6125.96	451	241607.56
450	7014.35	451	276645.61
500	8215	451	323999.19

Tableau III.106: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (H-I).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
400	40.80	327647.52	1530113.9
450	28.13	225872.18	1054823.1
500	21.84	175383.1	819039.08

Tableau III.107: Calcul de bilan du tronçon (H-I).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
400	241607.56	1530113.9	1771721.5
450	276645.61	1054823.1	1331468.7
500	323999.19	819039.08	1143038.3

Le diamètre économique est de DN= 500 mm.

➤ **Tronçon FD01-I :**

Tableau III.108: Calcul de La HMT du tronçon (FD01-I).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
150	2.21	0.0424592	74	5.98	169.08
200	1.24	0.03844	74	1.29	164.39
250	0.80	0.0357029	74	0.39	163.49

Tableau III.109: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (FD01-I).

D (mm)	P _{rc} de ml (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
150	1956.65	74	12662.069
200	2812.17	74	18198.396
250	3749.3	74	24262.845

Tableau III.110: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (FD01-I).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	86.25	692596.25	3.23E+06
200	83.86	673384.77	3.14E+06
250	83.40	669698.14	3.13E+06

Tableau III.111: Calcul de bilan du tronçon (FD01-I).

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	12662.069	3.23E+06	3247086.55
200	18198.396	3.14E+06	3162905.29
250	24262.845	3.13E+06	3151753.14

Le diamètre économique est de DN= 200 mm.

➤ **Tronçon I- RT :****Tableau III.112:** Calcul de La HMT du tronçon (E-RT).

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	Hmt (m)
450	1.84	0.0297486	761	9.95	75.9	85.85
500	1.17	0.0288401	761	5.69	75.9	81.59
600	1.11	0.0273635	761	2.17	75.9	78.07

Tableau III.113: Calcul des frais d'amortissements du tronçon (I-RT).

D (mm)	P_{rc} de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
450	7014	761	466777.84
500	8215	761	546703.73
600	10569	761	773361.14

Tableau III.114: Calcul des frais d'exploitations du tronçon (I-RT).

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
450	327.89	2632973.2	12295984.9
500	311.62	2502321.3	11685840.5
600	298.18	2394364.8	11441683.6

Tableau III.115: Calcul de bilan du tronçon (I-RT).

D (mm)	F_{am} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
450	466777.84	12295984.9	12762762.7
500	546703.73	11685840.5	12232544.2
600	773361.14	11441683.6	12215044.8

Le diamètre économique est de DN= 500 mm.

III.8.3. Détermination des différentes cotes piézométrique :

Le calcul des différentes cotes piézométriques sera fait de l'aval vers l'amont, par la relation suivante :

$$C_{P(i+1)} = C_{P(i)} + \Delta H_{(i+1_i)} \quad (\text{III.21})$$

$C_{P(i+1)}$: Cote piézométrique au point (i+1) ;

$C_{P(i)}$: Cote piézométrique au point (i) ;

$\Delta H_{(i+1_i)}$: la perte de charge du point (i+1) au point (i) ;

Avec :

$$\Delta H = \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m} \quad (\text{III.22})$$

La cote de trope plain de réservoir tampon est $C_{tr(RT)} = 258$.

Tableau III.116:Détermination des cotes piézométries au niveau des points de piquage.

Tronçon	ΔH (m)	$C_{P \text{ amont}}$ (m)	$C_{P \text{ aval}}$ (m)
I-RT	2,17	260,17	258
H-I	2,53	262,70	260,17
G-H	1,3	264	262,70
F-G	2,73	266,73	264
E-F	0,59	267,32	266,73
D-E	0,12	267,44	267,32
C-D	0,13	267,57	267,44
B-C	0,75	268,32	267,57
A-B	3,44	271,76	268,32

Tableau III.117:Détermination des cotes piézométrie des autres points.

Tronçon	ΔH (m)	$C_{P \text{ amont}}$ (m)	$C_{P \text{ aval}}$ (m)
FD06-A	4,78	276,54	271,76
FD03-A	0,78	272,54	271,76
FD07-B	3,09	271,41	268,32
FD02-C	4,96	272,53	267,57
FD04-D	0,24	267,68	267,44
FD08-E	3,16	270,48	267,32
FD05-F	1,98	268,71	266,73
FD09-G	3,36	267,36	264
FD10-H	4,38	267,08	262,70
FD01-I	1,29	261,46	260,17

III.8.4.Détermination des pressions au niveau des points de piquage:

Le calcul de la pression dans chaque point sera fait :

$$P = C_P - C_T \quad (\text{III.23})$$

P: Pression (m);

C_P : Cote piézométrique ;

C_T : Cote du terrain naturel.

Tableau III.118: Détermination des pressions au niveau des points de piquage.

Piquage	C_P (m)	C_{TN} (m)	P (m)
A	271,76	199,12	72,64
B	268,32	197,10	71,22
C	267,57	196,40	71,17
D	267,44	196,06	71,38
E	267,32	194,91	72,41
F	266,73	192,76	73,97
G	264	192,13	71,87
H	262,70	188,13	74,57
I	260,17	188,02	72,15

➤ **Les caractéristiques des forages :**

Les caractéristiques des différents forages sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.119: Tableau des caractéristiques des forages.

Forages	Débit d'essais (l/s)	Débit exploité (l/s)	Coordonnées Lambert		Profondeur de forage (m)	ND (m)	NS (m)
			X	Y			
FD-01	40	39	765,962	3864,906	320	19	38
FD-02	29	24	766,043	3864,937	350	76	66,10
FD-03	30	26	766,650	3864,968	233	29	25,90
FD-04	35	32	766,085	3864,600	350	80	30
FD-05	35	30	765,776	3864,311	345	45,10	35,30
FD-06	35	26	766,706	3865,422	340	45	78
FD-07	29	24	766,355	3865,968	350	34	82
FD-08	30	26	766,205	3864,564	340	91	65
FD-09	45	29	765,421	3863,609	360	48	58
FD-10	40	36	765,350	3863,200	370	45	26

III.9.Choix de la variante :

Pour la première variante, on a deux conduites principales projetées au réservoir tampon et pour la deuxième variante une seule conduite projetée au réservoir tampon.

Le choix s'est porté sur la deuxième variante parce qu'elle est plus économique que la première variante.

Conclusion :

L'étude technico-économique du réseau d'adduction nous a permis de récapituler notre étude comme suit :

- ✓ Partie gravitaire :
 - Longueur, $L = 18110$ m ;
 - Diamètre, $D = 500$ mm.
- ✓ Partie refoulement : constituée de dix forages(10forages) :
 - Longueur totale, $L_t = 6638$ m ;
 - Débit refoulé totale, $Q_t = 292$ l/s ;

CHAPITRE IV
ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction :

Les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable dans le cadre de notre projet d'adduction.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à faire un dimensionnement pour déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

IV.1.généralité sur le réservoir :

Un réservoir ou château d'eau est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et de régularisation des pressions et des débits.

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les avantages suivants :

- Assure la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et le préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Il joue aussi un rôle de brise charge en cas de surpressions accidentelles (distribution étagée).
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Jouent le rôle de relais.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

IV.2. Classification des réservoirs:[5]

- ❖ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :
 - Enterrés;
 - Semi-enterrés;
 - Sur sol;
 - Sur tour (château d'eau).
- ❖ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - **Rectangulaire ou carrée**: elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
 - **Circulaire**: elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

IV.3.choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas, cependant à chaque fois que cela sera possible. Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré.

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques ;
- Conditions géotechniques ;
- Conditions hydrauliques ;
- Conditions économiques.

IV.4.Equipements du réservoir : [5]**IV.4.1.Equipements hydrauliques des réservoirs :**

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.4.1.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite de type refoulement ou gravitaire doit arriver de préférence par le bas ou par le fond, ou en siphon noyé à l'opposé de la conduite de départ.

IV.4.1.2.Conduite de départ :

C'est une conduite qui transite de l'eau du réservoir vers le réseau. Elle prend son départ soit à 15cm à partir du radier, soit à partir du niveau d'incendie, son extrémité (à l'intérieur) est munie d'une crépine coudée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). On doit placer un robinet à survitesse au niveau de cette conduite à la sortie du réservoir.

IV.4.1.3.Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'assurer l'évacuation de l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas.

Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger. Dans certains cas, lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de cette conduite, en forme d'entonnoir dimensionné.

IV.4.1.4.Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

IV.4.1.5.Conduite by-pass :

Cette conduite relie la conduite d'arrivée à la conduite de la distribution en cas où le réservoir est unique.

Son rôle c'est d'isoler le réservoir pour son entre lien et assurer la distribution de l'eau au cours de l'opération. Dans ce cas la pompe refoule directement dans le réseau.

IV.4.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

Nous distinguons le système à 2 prises et le système à siphon.

a) Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

b) Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

IV.5. Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- ✓ Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- ✓ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- ✓ Etre aérés par les orifices de grillage ;
- ✓ Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- ✓ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;

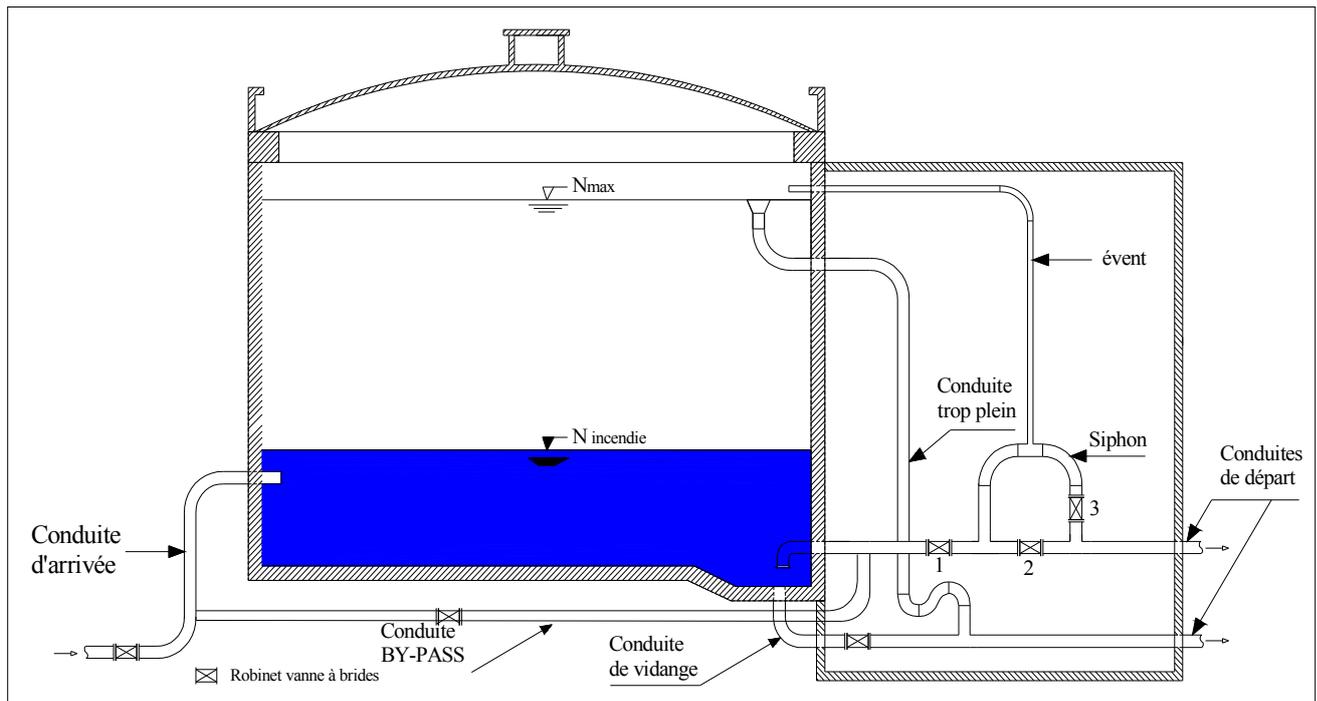


Figure IV.1:Équipement de réservoir.

IV.6.Détermination de la capacité des réservoirs :

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

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique ;
- ✓ La méthode graphique ;

IV.6.1.Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable(en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV.1})$$

V_r : Capacité résiduelle (m^3) ;

a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

$Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

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

V_T : Capacité totale du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

IV.6.2.Méthode graphique:

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc : $R_{\max} = |V^+| |V^-| \quad \%$ (IV.3)

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV.4})$$

Dont le volume totale sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (IV.5)

V_t : Capacité totale du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage de réseau d'adduction constituent les réservoirs des tête des réseaux de distribution des différents zone à desservir.

Dans cette présente étude quatre zones sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

IV.6.3. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

Tableau IV.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone II.

Heures (h)	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,17	1,5	2,67	-	8,85
01-02	4,17	1,5	2,67	-	11,52
02-03	4,17	1,5	2,67	-	14,19
03-04	4,17	1,5	2,67	-	16,86
04-05	4,17	2,5	1,67	-	18,53
05-06	4,17	3,5	0,67	-	19,20
06-07	4,17	4,5	-	0,33	18,87
07-08	4,17	5,5	-	1,33	17,54
08-09	4,17	6,25	-	2,09	15,45
09-10	4,17	6,25	-	2,09	13,36
10-11	4,17	6,25	-	2,09	11,27
11-12	4,17	6,25	-	2,09	9,18
12-13	4,17	05	-	0,84	8,34
13-14	4,17	05	-	0,84	7,50
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15-16	4,17	06	-	1,84	4,33
16-17	4,17	06	-	1,84	2,49
17-18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18-19	4,17	05	-	0,83	0,33
19-20	4,17	4,5	-	0,33	0,00
20-21	4,17	04	0,17	-	0,17
21-22	4,17	03	1,17	-	1,34
22-23	4,17	02	2,17	-	3,51
23-24	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100%	19,2	19,2	--

Calcul de la capacité du réservoir de la zone II:

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,20 * 6934,68}{100} = 1331,46 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_T = 1331,46 + 120 = 1451,46 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$

Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone III.

Heures (h)	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,17	3,35	0,82	-	2,08
01-02	4,17	3,25	0,91	-	2,99
02-03	4,17	3,3	0,84	-	3,83
03-04	4,17	3,2	0,94	-	4,77
04-05	4,17	3,25	0,91	-	5,68
05-06	4,17	3,4	0,73	-	6,41
06-07	4,17	3,85	0,31	-	6,72
07-08	4,17	4,45	-	0,29	6,43
08-09	4,17	5,2	-	1,05	5,38
09-10	4,17	5,05	-	0,89	4,49
10-11	4,17	4,85	-	0,71	3,78
11-12	4,17	4,6	-	0,47	3,31
12-13	4,17	4,6	-	0,47	2,84
13-14	4,17	4,55	-	0,39	2,45
14-15	4,17	4,75	-	0,61	1,84
15-16	4,17	4,7	-	0,56	1,28
16-17	4,17	4,65	-	0,49	0,79
17-18	4,17	4,35	-	0,21	0,58
18-19	4,17	4,4	-	0,26	0,32
19-20	4,17	4,3	-	0,16	0,16
20-21	4,17	4,3	-	0,16	0,00
21-22	4,17	3,75	0,41	-	0,41
22-23	4,17	3,75	0,41	-	0,82
23-24	4,17	3,7	0,44	-	1,26
Total	100%	100%	6,72	6,72	--

Calcul de la capacité du réservoir de la zone III :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,72 * 35424,55}{100} = 2380,53 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_T = 2380,53 + 120 = 2500,53 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 3000 \text{ m}^3$

Tableau IV.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone VI.

Heures (h)	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,17	03	1,17	-	2,00
01-02	4,17	3,2	0,91	-	2,91
02-03	4,17	2,5	1,62	-	4,53
03-04	4,17	2,6	1,51	-	6,04
04-05	4,17	3,5	0,61	-	6,65
05-06	4,17	4,1	0,07	-	6,72
06-07	4,17	4,5	-	0,37	6,35
07-08	4,17	4,9	-	0,81	5,54
08-09	4,17	4,9	-	0,81	4,73
09-10	4,17	4,6	-	0,48	4,25
10-11	4,17	4,8	-	0,67	3,58
11-12	4,17	4,7	-	0,59	2,99
12-13	4,17	4,4	-	0,29	2,70
13-14	4,17	4,1	0,07	-	2,77
14-15	4,17	4,2	-	0,05	2,72
15-16	4,17	4,4	-	0,29	2,43
16-17	4,17	4,3	-	0,19	2,24
17-18	4,17	4,1	0,07	-	2,31
18-19	4,17	4,5	-	0,38	1,93
19-20	4,17	4,5	-	0,38	1,55
20-21	4,17	4,5	-	0,38	1,17
21-22	4,17	4,8	-	0,69	0,48
22-23	4,17	4,6	-	0,48	0,00
23-24	4,17	3,3	0,83	-	0,83
Total	100%	100%	6,86	6,86	--

Calcul de la capacité du réservoir de la zone VI:

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,72 * 23850,08}{100} = 1602,72 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_T = 1602,72 + 120 = 1722,72 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$

Tableau IV.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la zone VII.

Heures (h)	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,17	1,5	2,67	-	8,85
01-02	4,17	1,5	2,67	-	11,52
02-03	4,17	1,5	2,67	-	14,19
03-04	4,17	1,5	2,67	-	16,86
04-05	4,17	2,5	1,67	-	18,53
05-06	4,17	3,5	0,67	-	19,20
06-07	4,17	4,5	-	0,33	18,87
07-08	4,17	5,5	-	1,33	17,54
08-09	4,17	6,25	-	2,08	15,45
09-10	4,17	6,25	-	2,08	13,36
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,27
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,18
12-13	4,17	05	-	0,83	8,34
13-14	4,17	05	-	0,83	7,50
14-15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15-16	4,17	06	-	1,83	4,33
16-17	4,17	06	-	1,83	2,49
17-18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18-19	4,17	05	-	0,83	0,33
19-20	4,17	4,5	-	0,33	0,00
20-21	4,17	04	0,17	-	0,17
21-22	4,17	03	1,17	-	1,34
22-23	4,17	02	2,17	-	3,51
23-24	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100%	--	--	

Calcul de la capacité du réservoir de la zone VII :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{19,20 * 3890,82}{100} = 747,03 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_T = 747,03 + 120 = 867,03 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = \mathbf{1000 \text{ m}^3}$$

IV.6.4. Forme des réservoirs :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous de notre projet.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

➤ **Le diamètre D de la cuve :**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{IV.6})$$

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m).

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.7})$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir :**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{IV.8})$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m).

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV.9})$$

h_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

Tableau IV.5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Zone II	1500	18	254,24	5,90	0,47	0,6	6,5
Zone III	3000	24	452,16	6,63	0,26	0,92	7,53
Zone VI	2000	20	313,97	6,37	0,38	0,7	7,07
Zone VII	1000	16	200,96	4,97	0,60	0,43	5,37

IV.7. Dimensionnement de réservoir tampon (RT) :**❖ Le volume de réservoir tampon :**

Le volume de réservoir tampon sera déterminé selon la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{tr} * t}{2} \quad \text{m}^3 \quad (\text{IV.10})$$

Q_{tr} : Débit transite, $Q_{tr} = 1051,2 \text{ m}^3/\text{h}$;

t : Le temps de stockage $t = 2$ heures.

A.N :
$$V = \frac{1051,2 * 2}{2} = 1051,2 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Tableau IV.6: Tableau donnant les dimensions de réservoir tampon.

Réservoir Tampon	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
DROH	1000	15	176,68	5,66	0,34	6

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les capacités des réservoirs pour garantir l'alimentation en eau potable des zones étudiées à l'horizon 2040.

CHAPITRE V
PROTECTION DES CONDUITES

Introduction :

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

V.1. Définition de la corrosion:[2]

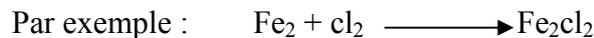
On appelle corrosion, la destruction lente ou progressive des métaux et leurs alliages, la corrosion est l'attaque chimique des surfaces métalliques par un milieu agressif extérieur. Elle se traduit généralement par l'altération de la surface du métal. L'expérience montre que ce genre d'altération dépend surtout des trois facteurs suivants la nature chimique du métal ou de la composition de l'alliage et de leur structure, la nature chimique du milieu et de sa teneur en matières corrosives (oxygène, humidité, acides, ...etc.). Et la température du milieu ambiant, donc La corrosion est le résultat des réactions chimiques et électrochimiques.

Selon la nature du milieu d'accueil on distingue :

- la corrosion sèche ;
- la corrosion humide.

A) Corrosion sèche :

La corrosion sèche est produite par l'attaque d'un métal par un gaz généralement à température élevée (absence totale de l'eau).

**B) Corrosion humide :**

Elle se produit en présence d'une solution cela veut dire que la majorité des problèmes de corrosion rencontrés sont liés à la présence d'eau au contact des métaux, c'est le cas de la nature (eau douce, eau de mer, les soles sales, ... etc.). Les différents phénomènes de corrosion humide sont tous d'origines électrochimiques.

Les réactions électrochimiques sont des réactions d'oxydoréduction avec transfert d'électrons. Toute réaction d'oxydoréduction se compose de deux réactions :

- ◆ Une réaction d'oxydation :

$$\text{M} \longrightarrow \text{M}^{n+} + n \text{e}^- = \text{réaction anodique, pôle (-), avec perte d'électrons.}$$
- ◆ Une réaction de réduction :

$$n \text{H}^+ + n\text{e}^- \longrightarrow n/2 \text{H}_2 = \text{réaction cathodique, pôle(+), avec gain d'électrons.}$$

Les deux réactions se produisent simultanément de sorte que le courant électrique total est en apparence nul : néanmoins il existe réellement. Il est nommé courant de corrosion.

V.2. Classification de la corrosion:[2]

On peut classer la corrosion suivant :

- Les aspects morphologiques;
- les modes de formation.

V.2.1. Aspects morphologique de la corrosion :

D'une manière générale l'examen à l'œil nu, à la loupe ou au microscope, permet d'identifier quatre types de corrosion.

a) Corrosion uniforme:

Dans ce cas, la corrosion se développe uniformément sur surface du métal, (la vitesse de dégradation est identique en tout point), les caractéristiques des conduites ne s'altèrent qu'à long terme.

b) Corrosion par piqûre:

La corrosion attaque certaines parties localisées du métal, elle peut se propager rapidement, des perforations graves du métal. Peuvent apparaître, elle est due aux dépôts qui provoquent une aération différentielle d'où de l'apparition des piqûres.

c) Corrosion inter granulaire:

C'est l'attaque corrosive des joints entre les grains du métal, ce qui provoque une décohésion du métal, et une modification dangereuse de ces propriétés mécaniques.

d) Corrosion transe granulaire :

C'est la corrosion la plus dangereuse sur les conduites enterrées, du fait qu'elle caractérise la corrosion sans contraintes. Elle se développe suivant les fines fissures où le métal se dissout.

Elle peut se développer très rapidement provoquant des fissures profondes et éclatement des conduites.

Ces quatre types de corrosion peuvent exister dans une même installation.

V.2.2. Modes de formation de la corrosion :

La corrosion se subdivise selon leur mode de formation en ce qui suit :

V.2.2.1. Corrosion électrochimique:

C'est la destruction du métal par des réactions chimiques et électrochimiques lorsqu'il est en contact avec un milieu gazeux ou liquide.

L'aspect électrochimique de la corrosion se manifeste par la formation de diverses piles en phénomènes primaires (Piles à métaux différents, Pile volta, Pile de concentration, Electrolyse simple).

Les phénomènes secondaires se manifestent par des :

- ✓ Equilibres électrochimiques;
- ✓ Oxydoréduction.

V.2.2.2. Corrosion biochimique:

Dans certaines conditions climatiques, la corrosion des structures métalliques enterrées peut être accélérée par l'activité de certaines bactéries de la manière suivante: Formation de dépôts adhérents au métal. Libération d'agents chimiques agressifs, et L'activation anodiques par oxydation des ions métalliques, puis la stimulation cathodique par action de déshydrogénés :

a) Dépôt microbien:

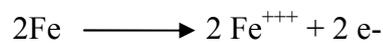
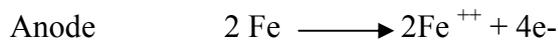
Dans ces dépôts se mêlent : algues, bactéries, levures et moisissures...etc. Ces dépôts provoquent une aération différentielle qui peut causer des corrosions par piqûres.

b) Libération d'agents chimiques Agressifs:

Au cours de leurs métabolisme vital, et spécialement en absence d'oxygène les bactéries libère des acides organiques tel que les lactiques citriques ... etc., ces dernières provoquerons un abaissement local du PH ainsi une attaque du métal.

c) L'activation anodique:

Certains micro-organismes métabolisent le fer ferreux, ce qui favorise la dissolution du métal en contact avec le milieu aqueux, entre autre certain bactéries transforme le fer ferreux en hydroxyde ferrique hydraté :



Jusqu'aujourd'hui on connaît mal les bactéries responsables de ce type de corrosion.

V.3.Problèmes de corrosion :

Le problème de corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

V.3.1.Corrosion interne :

Cette corrosion est liée à la qualité de l'eau et à ses différentes caractéristiques la corrosion interne peut provenir :

- ✓ Du PH, du taux d'oxygène dissous, de l'écart par rapport à équilibre calco-carbonique ;
- ✓ De l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement avec une eau douce, acide ou désaérée. Une coloration noire de l'eau est liée à la présence de manganèse. Ce phénomène, qui génère une rouge et des dépôts, est fréquemment constaté sur les conduites en fonte grise et en acier non revêtues ;
- ✓ Du développement d'un biofilm bactérien sur les parois affectant inévitablement tous les types de conduites ;
- ✓ De plus, la corrosion des conduites et la formation de dépôts sont favorisées :
 - Par une turbidité et des concentrations en ions métalliques élevées ;
 - Par une stagnation de l'eau dans le réseau, notamment dans les conduites en antenne, les zones soumises aux variations saisonnières importantes de population et les canalisations surdimensionnées.

Des risques de contamination sont à craindre lorsque le biofilm se développe ou lorsqu'une plus forte consommation de chlore est enregistrée.

Ces phénomènes de corrosion interne peuvent entraîner une diminution du diamètre intérieur de la paroi liée à l'existence de dépôts et une fragilisation de la structure interne de la canalisation.



Figure V.1: conduite de diamètre 80 mm ayant subi des dépôts ferriques de corrosion interne.

V.3.2. Corrosion externe :

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, avec des origines diverses telles que :

- ✓ Les courants vagabonds du sol, générés par la proximité d'installations électriques en courant continu, augmentent les risques de corrosion des canalisations métalliques qui sont d'excellents conducteurs. En l'absence de protection, le phénomène de corrosion externe est accéléré ;
- ✓ L'hétérogénéité du sol : plus la texture du sol est fine, plus il retient l'eau est plus la corrosion est importante ;
- ✓ L'hétérogénéité de surface : lors de mauvaises conditions de pose des canalisations, une partie de la pellicule superficielle d'oxyde peut être enlevée, entraînant une discontinuité et la création d'un phénomène de pile électrique ;
- ✓ L'hétérogénéité de contact : la présence de différents métaux, soit au niveau des raccordements de canalisation, soit au niveau des colliers et des vannes des branchements peut aussi générer des phénomènes de pile électrique.

En outre, le phénomène de corrosion peut interagir avec d'autres faits gênants :

- ✓ Phénomène d'entartrage : le transport d'une eau incrustante peut provoquer un entartrage des conduites. La formation de ces dépôts calcaires a des répercussions internes sur la qualité de l'eau et sur son écoulement par réduction de la section utile de la conduite.
- ✓ La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.



Figure V.2: conduite de diamètre 80 mm ayant subi une corrosion externe localisée.

V.4. Influence de la corrosion sur la capacité de débit des conduites: [4]

Les aspérités et les boursouffures que la corrosion provoque sur les parois intérieures des conduites d'eau à base de métaux ferreux réduisent notablement la capacité de débit de ces conduites, même si le degré de corrosion est insuffisant pour créer des concentrations appréciables de fer dans l'eau. Aux Etats-Unis, des examens effectués à l'aide du tube de Pitot ont montré que la réduction moyenne de la capacité de débit des conduites due à l'action corrosive d'eaux ayant divers PH est de l'ordre de 85% sur une période de 30 années. Ces données sont résumées dans le tableau (V.1) qui représente des conditions moyennes.

Tableau V.1: Tableau de représentation des conditions moyennes.

PH de l'eau	Réduction de capacité en 30 ans (%)
6,0	85
6,5	60
7,0	45
7,5	35
8,0	30

V.5. Les principaux types de protection contre la corrosion :

V.5.1. Protection contre la basse résistivité des sols : [3]

a) Revêtement zingué complété par un vernis bituminé :

Ce type de revêtement, appliqué sur les tuyaux, constitue une protection active-passive exceptionnelle qui répond à la majorité des sols. Le zinc génère une protection active et cicatrisante par formation de sulfates de zinc à l'endroit des éraflures provoquées par les chocs et les manutentions.

Le vernis bitumineux qui recouvre la protection zinguée a pour fonction de ralentir la vitesse d'auto-corrosion du zinc qui peut ainsi se transformer en une pellicule corrosive plus stable, devenant ainsi un facteur de protection passive.

b) Revêtement avec manche en polyéthylène :

Ce type de revêtement a donné d'excellents résultats dans le temps, il s'agit d'une manche de polyéthylène souple, d'une épaisseur de 40 microns environ qui est enfilée sur le tuyau au moment de la pose de canalisation en tranchée.

Cette protection à l'aide d'une manche en polyéthylène offre l'avantage de pouvoir être utilisée chaque fois que la situation l'impose en fonction des terrains rencontrés et pour des longueurs moyennes ou réduites de tronçons de conduites.

La tenue de ce revêtement est d'une efficacité parfaite quand il est mis en œuvre dans les règles de l'art, adhérant parfaitement bien sur le fût du tuyau, de façon à ce qu'il n'y ait pas d'accumulation d'électrolyte entre la manche en polyéthylène et paroi externe du tuyau. L'emploi de cette manche en polyéthylène sur le tuyau en fonte ductile renforce l'effet isolant sur la bague de joint d'étanchéité en élastomère en présence de courants vagabonds.

V.5.2. Protection des conduites a proximité des voies ferrées et des lignes a hautes tension en courant continu :

Les bagues de joint en élastomère pour l'assemblage et l'étanchéité des canalisations en fonte ductile offre une protection accrue en présence de courants vagabonds et réduisent fortement les phénomènes macropiles.

Pour se faire, il suffira le plus souvent d'observer les règles élémentaires suivantes :

- ✓ Ne pas poser de canalisations à moins de 5 mètres d'une voie ferrée ;
- ✓ Utiliser une manche en polyéthylène sur la conduite chaque fois que le tracé d'une canalisation passe à une distance comprise entre 5 et 10 mètres d'une voie ferrée ;
- ✓ Ne pas poser à proximité d'un transformateur ou d'une station d'alimentation électrique ;
- ✓ Pour traverser une ligne de chemin de fer il est nécessaire de réaliser un fonçage d'environ 5 mètres de chaque côté de la voie et de protéger la conduite par une manche polyéthylène sur toute sa longueur en appliquant cette manche sur 15 mètres en amont et en aval du fonçage.

V.5.3. Protection contre l'agressivité des fluides véhiculés :

On doit choisir des tuyaux avec un revêtement intérieur en mortier de ciment. La protection intérieure classique des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation. Ce procédé de centrifugation a pour effet d'assurer une bonne compacité du revêtement intérieur et une surface intérieure lisse.

Les propriétés suivantes découlent de ce procédé:

- ✚ Faible porosité du mortier ;
- ✚ Bon accrochage du ciment ;
- ✚ Forte compacité ;
- ✚ Faible rugosité.

Le mortier de ciment présente une surface intérieure de faible rugosité, ce qui favorise l'écoulement, diminue les pertes de charge et garantit dans le temps les performances hydrauliques.

Le revêtement intérieur ciment est un revêtement actif. Il n'agit pas comme simple barrière mais participe chimiquement à la protection par phénomène de passivation. Lors du remplissage, l'eau imbibe peu à peu le mortier de ciment et s'enrichit en éléments alcalins. L'eau devient ainsi non corrosive à son arrivée au voisinage de la paroi métallique.

Le faïençage voire de petites fissures survenues lors du transport, du stockage ou de la pose se referment sous l'effet cumulé de deux réactions:

- ✚ Le gonflement rapide du mortier de ciment lors de la mise en eau ;
- ✚ L'hydratation lente des éléments constitutifs du ciment.

Conclusion :

Afin de pouvoir déterminer le tuyau adapté à un type de sol défini, une étude préalable sur la corrosivité et agressivité du terrain est conseillée. On détermine les indices généraux de corrosivité à l'aide d'une carte topographique.

Les points hauts sont plutôt secs et aérés, donc peu corrosifs. Les points bas sont souvent humides et peu aérés, donc susceptibles d'une corrosivité plus élevée. Les mares, marécages, lacs, tourbières et autres bas-fonds, riches en acides humiques, en bactéries et souvent pollués sont également des zones à risque de corrosivité élevée. Des activités industrielles peuvent également laisser présager de terrains agressifs.

CHAPITRE VI
POSE DES CANALISATIONS ET
ACCESSOIRES

Introduction:

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à conditions d'être rigoureusement protégées et entretenues.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction gravitaire. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VI.1.Pose des canalisations :**VI.1.1.Le Principe de pose des canalisations :**

La pose des canalisations, en tous diamètres, pressions et matériaux confondus y compris les ouvrages sur le réseau et l'appareillage de l'accompagnement. La pose des canalisations s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain, et les différents types rencontrés :

- ✓ Pose en terrain ordinaire ;
- ✓ Pose en mauvais terrain ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pente ;
- ✓ Traversée d'un Oued ;
- ✓ Traversée de route.

1. Pose en terrain ordinaire :

Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (gravier), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.

2. Pose en mauvais terrain :

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

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

b) Cas d'un terrain mouillé :

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

3. Pose en galerie : [6]

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie. Les canalisations ont été posées dans ces galeries, ce qui a réduit les coûts des travaux, mais aussi compliqué les conditions du chantier.

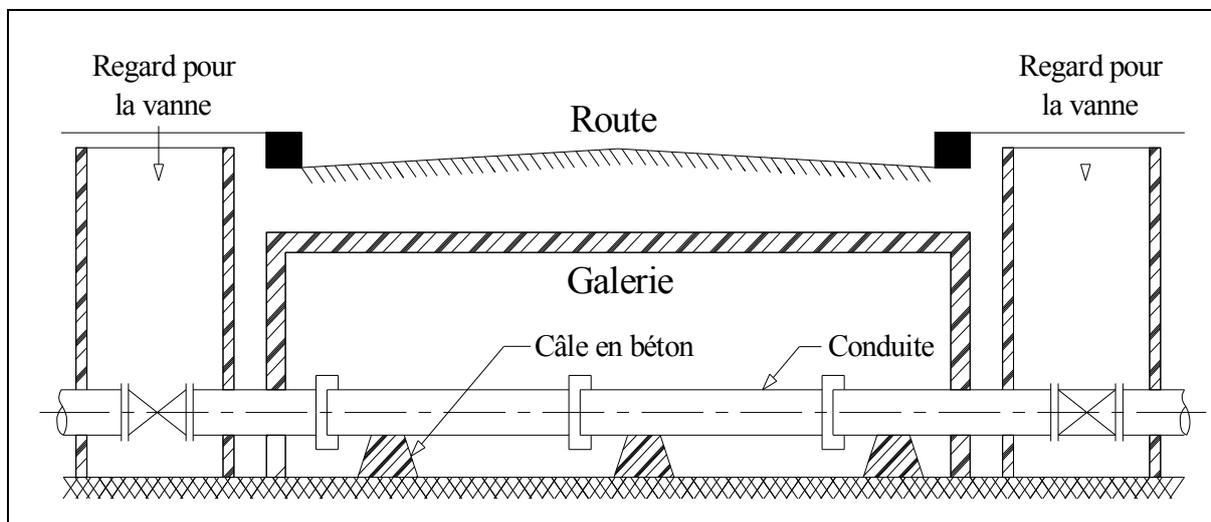


Figure VI.1: Pose de conduite en galerie.

4. Pose en pente :

Dans le cas d'un frottement entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage (pour une conduite aérienne) ou de joints verrouillés (pour une conduite enterrée), les deux techniques pouvant être associées.

5. Traversée de route :

Nous avons dans le cas de notre agglomération la traversée d'une route à un seul endroit (traversée de route nationale RN 31). En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, les traversées des routes doivent être limitées dans la mesure du possible.

VI.2. Accessoires :

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires, qui parmi lesquels on distingue les robinets-vannes de sectionnement, les ventouses, les vidanges, les clapets anti-retour, les Stabilisateurs d'écoulement, les organes de raccordement, le by-pass, la crépine, les moyens anti-béliers et les organes des mesures (mesure de débit, et mesure de pression).

Sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidanger une conduite ;
- Soutirage des débits ;
- Chasser où faire pénétrer l'air dans une conduite.

VI.2.1. Les robinets-vannes:

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Il existe plusieurs types des robinets-vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Robinet-vanne à opercule (à coin) :

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure VI.2: Robinet-Vanne à opercule métallique.

b) Les vannes à papillon :

Ce sont des vannes à survitesse, ils sont dans notre projet utilisées au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une frangibilité importante (avantage). Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60° , car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Figure VI.3: Vanne papillon à brides
(Double excentration)



Figure VI.4: Vannes papillon à insérer
type Wafer et Lug

VI.2.2. Les ventouses:

On trouve dans le commerce deux types d'appareils :

- ventouse simple.
- ventouse a deux orifices réunis en un seul appareil.

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

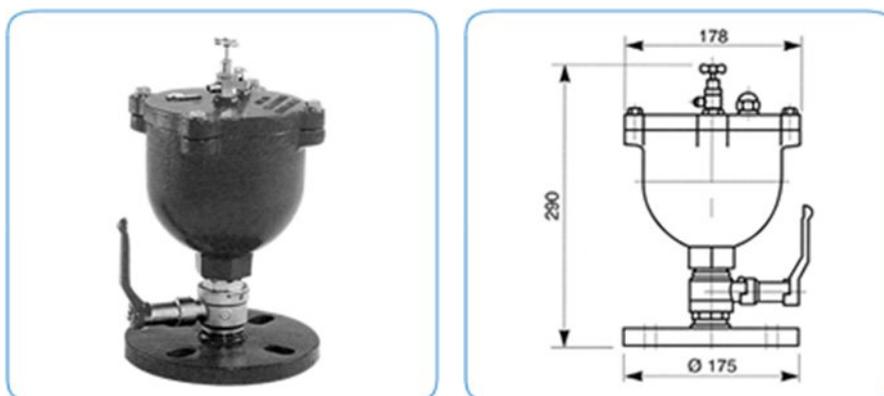


Figure VI.5: Ventouse Simple Fonction.

➤ **Fonction :**

- Dégazage permanent de l'air des conduites en service sous pression.



Figure VI.6: Ventouse Triple Fonction.

➤ **Fonction :**

- Sortie de l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation ;
- Dégazage automatique de l'air en service sous pression ;
- Entrée d'air à grand débit pour la vidange de la canalisation.

VI.2.3.les vidanges :

Pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VI.2.4.les clapets anti-retour :

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour, leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement.

On en trouve également sur les canalisations de distribution.



Figure VI.7:Clapet anti-retour.
à brides (simple battant)



Figure VI.8:Clapet anti-retour.
retour dynamique à brides

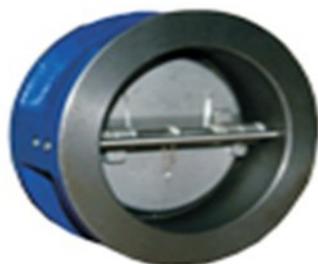


Figure VI.9:Clapet anti-retour.
à double battant (à insérer)

VI.2.5.Les stabilisateurs d'écoulements :

Le stabilisateur d'écoulement permet d'atténuer les perturbations hydrauliques liées à la présence d'un accident de canalisation (coude, vanne, réduction...) en amont du compteur d'eau. Le stabilisateur d'écoulement se présente sous la forme d'une cartouche à insérer dans la canalisation, en amont du compteur.



Figure VI.10:Les stabilisateurs d'écoulements.

VI.2.6. Les organes de raccordement :

Sont installés pour avoir :

- ✓ Une déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ;
- ✓ Raccordement des appareils ;
- ✓ Pour bon fonctionnement du réseau ;
- ✓ Changement de direction de la conduite.

a) Le cône :

Il permet le raccordement de deux diamètres différents :

- Soit deux conduits de diamètres différents ;
- Soit un appareil à une conduite de diamètres différents.



Figure VI.11:Le Cône à Bride.



Figure VI.12:Le cône à Emboitement.

**b) Tés :**

C'est un organe pour ajouter un débit ou soustraire un débit.



Figure VI.13:Tés à 2 emboitements et tubulure bride.



Figure VI.14:Tés à 3 Brides.

c) **Coudes :**

C'est une pièce de raccordement destinée à changer la direction d'une conduite. On distingue des coudes à angle droit et à angle obtus.

Lors du choix du tracé d'une adduction dans notre projet, on doit utiliser des coudes ouverts(120°).

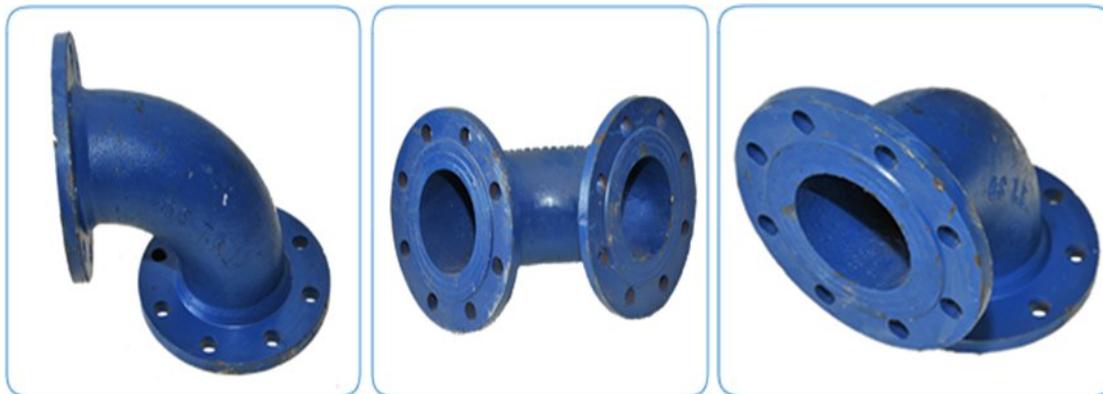


Figure VI.15:Coudes à 2 brides.



Figure VI.16:Coudes à 2 emboitements.

d) **Joints :**

C'est une pièce de raccordement destinée à l'installation et le démontage d'un appareil ou conduite à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtement, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboîtement et bride entre deux éléments fixes de canalisation.



Figure VI.17:Joints Universels
Large Tolérance.



Figure VI.18:Joints de démontage
autobuté.

VI.2.7.By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VI.2.8.Crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

VI.2.9.Les organes des mesures :**a) Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

❖ Le diaphragme :

Le diaphragme comprime l'écoulement du fluide, ce qui engendre une pression différentielle de part et d'autre du diaphragme. Il en résulte une haute pression en amont et une basse pression en aval, proportionnelle au carré de la vitesse d'écoulement. Un diaphragme engendre habituellement une perte de charge générale supérieure à celle des autres éléments primaires. Ce dispositif a pour avantage pratique de ne pas entraîner une augmentation importante du prix en fonction du diamètre de la conduite.

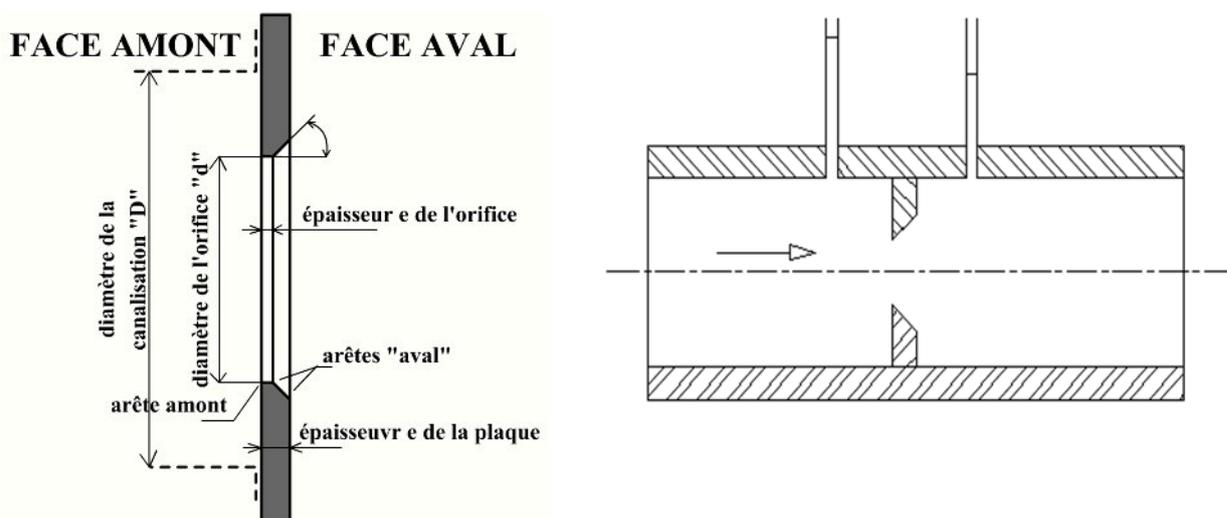


Figure VI.19:Le diaphragme.

❖ Les venturis :

Les tubes de venturi engendrent une perte de charge très réduite par rapport aux autres, mais ils sont également les plus gros et les plus coûteux. Ils fonctionnent en réduisant progressivement le diamètre de la conduite et en mesurant la perte de charge résultante.

Les applications du tube de venturi se limitent en général à celles exigeant une perte de charge réduite et un relevé de haute incertitude. On les utilise beaucoup sur les conduites de grand diamètre, tels ceux utilisés dans les usines de traitement des eaux usées, car leur forme à pente progressive permet aux solides de les traverser.

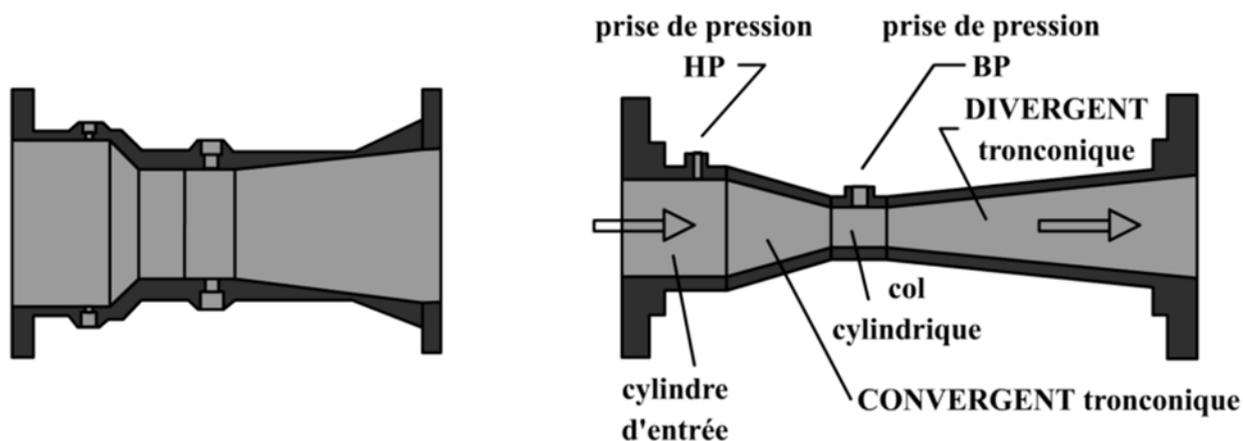


Figure VI.20: Le venturi.

❖ La tuyère :

La tuyère est un diaphragme amélioré, qui épouse la forme de la veine jusque dans sa section contactée. La partie arrondie a généralement un profil en quart d'ellipse, excepté pour les faibles débits où on utilise un profil en quart de cercle.

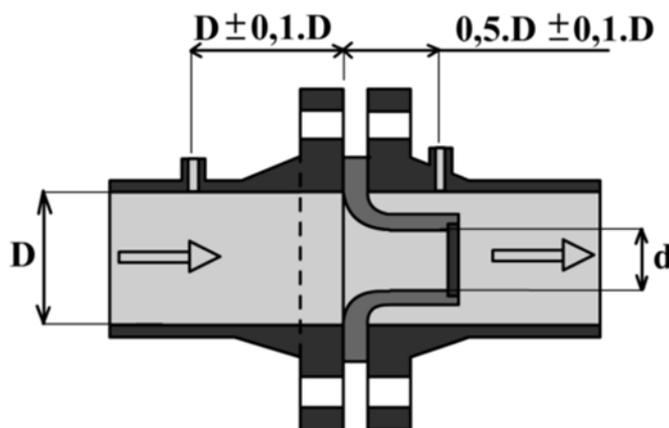


Figure VI.21: La tuyère.

b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

❖ **Les manomètres à aiguilles :**

Les manomètres à aiguilles sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VI.22: Manomètre à aiguille (M2).

❖ **Les manomètres à soufflets :**

L'élément sensible est constitué par un soufflet métallique. Ce soufflet est obtenu en partant d'un tube cylindrique dont on ondule la paroi.

Les ondulations permettent une déformation d'allongement ou d'écrasement suivant l'axe du tube. Un mécanisme d'amplification permet d'obtenir des indications linéaires sur un cadran.

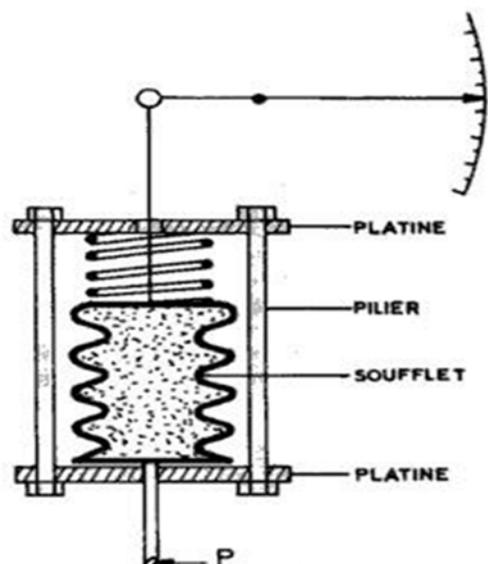


Figure VI.23: Manomètres à soufflet.

Conclusion :

La pose des canalisations s'effectue en fonction de la nature de notre terrain. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction et aussi pour protéger la conduite, il est nécessaire de doter notre réseau de divers accessoires.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DES CHANTIER

Introduction :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII.1.Travaux concernant l'adduction :

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces dernières seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

c) Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un tirage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de la service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

e) Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII.2.Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire un réservoir (réservoir tampon). Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation ;
- Pose du tout-venant ;

- Coulage du béton de propreté ;
- Coulage du béton du radier ;
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VII.3.1. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

$$S_{exc} = b \cdot h \quad (\text{VII.1})$$

S_{exc} : Surface des déblais de chaque coupe (m^2) ;

b : Largeur de la tranchée (m) ;

h : Profondeur de la tranchée (m) ;

$$V_{exc} = S_{exc} \cdot L \quad (\text{VII.2})$$

V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes consécutives (m^3) ;

L : Distance entre deux coupes consécutives (m).

VII.3.1.1. La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.3})$$

H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m) ;

h_1 : Epaisseur du lit de pose ($h_1 = 0,15m$).

VII.3.1.2. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute en laissant 30cm d'espace de part et d'autre de la conduite.

$$b = D + 2 \cdot 0,3 \Leftrightarrow b = D + 0,6 \quad (\text{VII.4})$$

b : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

Tableau VII.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction.

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_{exc} (m^2)	V_{exc} (m^3)
500	19396	1,1	1,65	1,815	35203,74
450	869	1,05	1,60	1,68	1459,92
400	260	1	1,55	1,55	403
250	250	0,85	1,40	1,19	297,50
200	3019	0,8	1,35	1,08	3260,52
Volume total					40624,68

VII.3.2.Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15cm d'épaisseur, elle donnée par la relation suivante :

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.5})$$

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

e : Epaisseur du lit de sable, $e = 15 \text{ cm}$;

L : Longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2).

Tableau VII.2: Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V_s (m^3)
500	19396	1,1	0,15	3200,34
450	869	1,05	0,15	136,86
400	260	1	0,15	39
250	250	0,85	0,15	31,87
200	3019	0,8	0,15	362,28
Volume total				3770,35

VII.3.3.Volume de la conduite :

La connaissance du volume de la conduite est nécessaire a la détermination du volume total a remblai, il est calculer comme suit :

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VII.6})$$

S_c : Section de la conduite (m^2) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.7})$$

V_c : Volume de la conduite (m^3).

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau(VII.3).

Tableau VII.3:Calcul du volume de la conduite.

D (mm)	L (m)	S_c (m^2)	V_c (m^3)
500	19396	0,1963	3806,46
450	869	0,1589	138,14
400	260	0,1256	32,65
250	250	0,049	12,26
200	3019	0,031	94,79
Volume total			4084,32

VII.3.4. Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (VII.8)$$

V_r : Volume du remblai en (m³) ;

V_{exc} : Volume du déblai (volume excavé) en (m³) ;

V_{cond} : Volume occupé par la conduite en (m³) ;

V_s : Volume du lit de sable en (m³).

$$A.N : V_r = 40624,68 - 3770,35 - 4084,32 \Rightarrow V_r = 32770,01 \text{ m}^3$$

Tableau VII.4: Volume des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	40624
2	Lit de sable	m ³	3770
3	Remblais	m ³	32770
4	Les conduites	ml	4084

VII.4. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire un réservoir tampon, de capacité 1000 m³.

a) Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais sera donné par la relation suivante :

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2 * N}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (VII.9)$$

V_d : Volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : Diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 16,4\text{m}$;

N : Nombre de réservoir, $N = 1$;

L : Longueur de la chambre de manœuvre (m), $L = 9\text{m}$;

l : Largeur de la chambre de manœuvre (m), $l = 5,5\text{m}$;

h_{exc} : Profondeur d'excavation (m), $h = 2\text{ m}$.

$$A.N : V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 18,4^2 * 1}{4} \right) + (9 * 5,5) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 630,54\text{m}^3$$

On prend un volume des déblais de **631m³**.

b) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h * N \quad (VII.10)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext} = 15,5\text{ m}$;

h : Profondeur d'excavation (m), $h = 2\text{ m}$;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (18,4^2 - 15,5^2)}{4} * 2 * 1 \Rightarrow V_r = 154,34 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **155 m³** ;

VII.5.Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- La bulldozer ;
- le chargeur ;
- le compacteur.

VII.5.1.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.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- ✓ Godet normal pour travail en butée.
- ✓ Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- ✓ Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- ✓ Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- ✓ Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



Figure VII.1:Pelle hydraulique.

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VII.5.2. Bulldozer :

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. 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 30cm.

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).



Figure VII.2: Bulldozer.

VII.5.3.Chargeur :

Tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite. (Voir schéma ci-après).



Figure VII.3:Chargeur.

VII.5.4.Compacteur :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VII.4:Compacteur.

VII.6. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre.

L'objectif de la planification est d'assurer le bon déroulement des travaux :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VII.6.1. Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.5.

Tableau VII.5: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation des tranchées (10foages-RT)	90
B	Excavation de la tranchée (RT-SP)	280
C	Lit de sable (10foages-RT)	30
D	Lit de sable (RT-SP)	95
E	Pose de conduite(10foages-RT)	120
F	Pose de conduite (RT-SP)	360
G	Remblais (10foages-RT)	20
H	Remblais (RT-SP)	60
I	Compactage (10foages-RT)	7
J	Compactage (RT-SP)	21

VII.6.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VII.6.

Tableau VII.6: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	B,C	--	F	H	D,E
B	D	A	G	H,I	E
C	D,E	A	H	J	F,G
D	F	B,C	I	J	G
E	F,G	C	J	--	H,I

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a essayé d'entamer toutes les procédures qu'on doit faire pour réaliser les travaux d'adduction en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Pour améliorer l'approvisionnement en eau potable des zones II, III, VI et VII de la ville de Biskra. Nous avons procédé une étude d'un projet d'adduction des eaux potables du champ captage de DROH vers la station de Biskra.

En premier lieu nous avons fait une brève description de cette ville, et collecté les données nécessaires, qui nous permettent de mener à bien notre projet.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert des eaux du champs de captage DROH.

Aussi, on a fait l'étude des variantes de tracé et le dimensionnement du réseau d'adduction en utilisant comme matériau la fonte ductile dont ce dernier a plusieurs avantages. Après cela on a projeté un réservoir tampon pour accumuler les eaux des forages (10 forages) et transformer l'écoulement en refoulement à un écoulement gravitaire, par la suite on a passé aux ouvrages de stockage qui sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage, par la suite on est passé à l'étude du phénomène du corrosion et on aboutit à faire une manche en polyéthylène pour augmenter la durée du vie du réseau d'adduction.

Et en fonction de la topographie et du tracé (profil), nous avons équipé la conduite avec des pièces spéciales pour optimiser l'écoulement gravitaire de tel sorte que chaque fois qu'il y a un changement de pente et qui ne peut être évitable on installe des ventouses pour évacuer l'air dans les point haut de la conduite et des vannes pour vidange du fond dans les points base. Et même des vannes de sectionnement, implantées le long de la conduite d'adduction. Et enfin, on a fait l'estimation de notre projet.

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et on souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la ville de Biskra.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I. Ouvrages généraux :

[1] **A. Dupont** : «Hydraulique urbaine, ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, P127.

[2] **A.G.H.T.M** :« les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris (1987), P 177.

[3] Catalogue des conduites en fonte ductile SERTUBI, P 09.

[4] **Cox** grace à l'obligeance du New York State department of Health. (1952), P 182.

II. Supports pédagogiques :

[5] **B.Salah** : «Polycopie cours d'alimentation en eau potable», cinquième année.

[6] **Guergour Samir**, «adduction en eau potable de la ville de Boghni à partir du barrage de koudiet Acerdoune, (w. Tizi-Ouzou», (Mémoires de fin d'étude, ENSH, 2010-2011).

III. Sitographie :

1) <http://www.holam.org>

2) <http://www.stema-international.com>

ANNEXES

Tableau II.1: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	200000	>1000000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Tableau II.2: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	200000	>1000000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Tableau II.3: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Source (Polycopie de M.SALAH.B)