

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement du systeme d'adduction des communes d'Hattatba,
Sidi Rached, et Ain Tagourait (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-14

APA Citation (APA توثيق):

Lebouazda, Mourad (2014). Renforcement du systeme d'adduction des communes
d'Hattatba, Sidi Rached, et Ain Tagourait (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME DU PROJET :

**RENFORCEMENT DU SYSTEME D'ADDUCTION DES
COMMUNES D'ATTATBA, SIDI RACHED, ET
AIN TAGOURAIT (W.DE TIPAZA)**

Présenté par :

M^r LEBOUAZDA MOURAD

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r		Président
M^{me}		Examinatrice
M^{elle}		Examinatrice
M^{elle}		Examinatrice
M^r		Examineur
M^r A.HACHEMI	M.A.A	Promoteur

Septembre -2014

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME DU PROJET :

**RENFORCEMENT DU SYSTEME D'ADDUCTION DES
COMMUNES D'ATTATBA, SIDI RACHED, ET
AIN TAGOURAIT (W.DE TIPAZA)**

Présenté par :

M^r LEBOUAZDA MOURAD

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r		Président
M^{me}		Examinatrice
M^{elle}		Examinatrice
M^{elle}		Examinatrice
M^r		Examineur
M^r A.HACHEMI	M.A.A	Promoteur

Septembre -2014

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère : Djamila.

Mon père : Lakhdar.

Mes frères: Yacin, Mounira, Halima, Somia, et Ismaail.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

À tous mes frères et amis en particulier à : Tarak, Yacine, Samir, Yacine, Tahar, yahia, Abderrahmane, et Mus.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

LEBOUAZDA
MOURAD

Remerciement

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur monsieur HACHEMI pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur BOUKRAFTANE pour leurs documentations et leurs conseils.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et particulièrement Les enseignants de L'ENSH.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

LEBOUAZDA
MOURAD

ملخص:

تكون المصادر المائية الصالحة للشرب في اغلب الحالات بعيدة عن السكان و من اجل هذا السبب يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لنقل هذه المياه إلى الخزانات. نتطرق في هذه المذكرة إلى دراسة تقوية شبكة قنوات لنقل المياه وذلك لتزويد بلديات المنطقة الشمالية الشرقية لولاية تيبازة وهي: حطاطبة، سيدي راشد و عين تاقورايت بالماء الصالح للشرب وذلك من خلال محطة تحلية مياه البحر ببلدية فوكة وهذا لتلبية إحتياجات هؤلاء السكان.

Résumé :

Dans la plus part des cas les ressources en eau potable se trouvent loin des agglomérations, et pour cette raison, il est indispensable de projeter des adductions pour ramener l'eau chez les consommateurs.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons fait une étude d'un réseau d'adductions pour alimenter les communes de la région Nord-Est de la wilaya de Tipaza qui sont : A'TTATBA, SIDI RACHED et AIN TAGOURAIT à partir de la station de dessalement d'eaux de mer de la commune de Fouka dans le but de satisfaire les besoins futures de consommation de ces agglomérations

SUMMARY:

In most of the cases, the drinkable water resources are far from the urban areas and for that reason; we are obliged to plan adductions to bring back water to the consumers. Within this framework we make a study of a network of adduction to feed the municipalities in the North east region of the Wilaya of Tipaza which are: A'TTATBA, SIDI RACHED and AIN TAGOURAIT from the station of sea water desalination located in the municipality of FOUKA with the aim of satisfying the future needs consumption of these urban areas.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I.1 Description générale de la zone d'étude	2
I.2 Situation géographique.....	3
I.3 Situation climatologique.....	3
I.3.1 Climat.....	3
I.3.2 Température.....	3
I.3.3 Pluviométrie.....	4
I.4 Géologie régionale	4
I.5 Séismicité.....	5
I.6 Activités.....	5
I.7 Population.....	5
I.8 Situation hydraulique actuelle.....	7
I.8.1 Station de dessalement :	7
I.8.2 Les ressources existantes.....	7
I.8.2.1. Commune d'Ain Tagourait	7
I.8.2.2. Commune d'Attatba.....	7
I.8.2.3 Commune de Sidi rached.....	8
Conclusion	8
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	9
II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	9
II.2 Estimation des besoins en eau potable.....	11
II.2 .1 Les besoins domestiques.....	11
II.2.1.1L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	11
II.2.2 Besoins scolaires.....	12
II.2.3 Besoins administratifs.....	13
II.2.4 Besoins sanitaires.....	14
II.2.5 Besoins socioculturels et sportifs et commerciaux.....	14
II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	15
II.3 Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	15
II.3.1 Consommation maximal journalière.....	15
II.3.2 Consommation minimal journalière.....	15
II.4 Variation des débits horaires.....	16
II.4.1 Variation des débits horaires (ATTATBA).....	17
II.4.2 Variation des débits horaires (SIDI RACHED).....	19
II.4.3 Variation des débits horaires (AIN TAGOURAIT).....	21
II.5 Calcul de déficit de consommation.....	23

Conclusion.....	23
-----------------	----

Chapitre III: Les réservoirs d’AEP

Introduction.....	24
III.1 Fonctions des réservoirs.....	24
III.1.1.Fonction technique.....	24
III.1.2.Fonction économique.....	24
III.2 Emplacement des réservoirs.....	25
III.2.1.choix d’implantation de nouveaux réservoirs.....	25
III.3.Classification des réservoirs.....	26
III.3.1.D’après la nature des matériaux de construction, on distingue.....	26
III.3.2.D’après la situation des lieux, ils peuvent être.....	26
III.3.3.D’après leurs formes.....	26
III.4.Choix du réservoir.....	26
III.5.Equipements du réservoir.....	27
III.5.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	27
III.5.1.1.Par Le haut.....	27
III.5.1.2.Par Le bas.....	27
III.5.2. Conduite de départ ou de distribution.....	27
III.5.3. Conduite de trop-plein.....	27
III.5.4. Conduite de vidange.....	27
III.5.5. Conduite by-pass.....	27
III.5.6. Matérialisation de la réserve d’incendie.....	28
III.6.Calcul de la capacité des réservoirs.....	29
III.6.1.La méthode analytique.....	29
III.6.1.1. Cas remplissage par refoulement d’un réservoir.....	29
III.6.1.2. Cas de remplissage gravitaire d’un réservoir.....	29
III.6.2. Méthode graphique.....	30
III.6.3.Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.....	31
III.6.3.1. Calcul de la capacité du réservoir d’ATTATBA.....	31
III.6.3.2. Calcul de la capacité du réservoir SIDI RACHED.....	31
III.6.3.3. Calcul de la capacité du réservoir AIN TAGOURAI.....	32
III.7. Forme des réservoirs.....	32
III.8. Dimensionnement de la Bâche de reprise de la station de pompage(SP1).....	33
III.9. Dimensionnement des réservoirs tampons.....	34
III.10. Hygiène et sécurité des réservoirs.....	35
Conclusion.....	35

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	36
IV.1 Types d'adduction.....	36
IV.1.1 Adduction gravitaire	36
IV.1.2 Adduction par refoulement	37
IV.1.3 Adduction mixte.....	37
IV.2. Adduction et type d'écoulement.....	38
IV.2.1. Ecoulement à surface libre.....	38
IV.2.2. Ecoulement en charge.....	38
IV.3.Choix des matériaux de canalisation.....	38
IV.3.1.Fonte.....	38
IV.3.2.Acier.....	38
IV.3.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	38
IV.3.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	39
IV.4.Proposition des variantes.....	39
IV.4.1.Partie refoulement	39
IV.4.2.Partie gravitaire.....	40
IV.5. Etude de l'adduction par refoulement.....	41
IV.5.1.Choix de la gamme des diamètres.....	41
IV.5.2. Calcul des pertes de charge.....	42
IV.5.2.1.pertes de charge linéaires.....	42
IV.5.2.2.Pertes de charge singulières.....	43
IV.5.2.3.Pertes de charge totales (ΔH_t).....	43
IV.5.3.Calcul de la hauteur manométrique totale.....	43
IV.5.4.Puissance absorbée par la pompe.....	43
IV.5.5. Energie consommée par la pompe.....	43
IV.5.6. Frais d'exploitation.....	43
IV.5.7.Frais d'amortissement.....	44
IV.5.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement V1.....	44
IV.5.8.1. Tronçon SP 1 –Réservoir tamponV1.....	44
IV.5.8.2 :Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)V1.....	46
IV.5.8.3. Tronçon SP 1 –Réservoir tamponV2.....	47
IV.6. Etude de l'adduction gravitaire.....	49
IV.6. 1.Variante1.....	49
IV.6.1.1.Calcul de pertes de charge.....	49
IV.6.1.2.Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	49
IV.6.1.3.Les caractéristiques des différents points.....	50
IV.6.1.4.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction gravitaire.....	50
IV.6.1.4.1.Tronçon reliant le réservoir tampon et le Piquage1.....	51
IV. 6.1.4.2. Tronçon 1 (Réservoir tampon –Piquage 1).....	51

IV. 6.1.4.3. Tronçon-2(piquage1 - réservoir Sidi rached).....	52
IV. 6.1.4.4. Tronçon 3 (piquage1 – réservoir Ain tagourait).....	53
IV.6.1.4.5. Tronçon4 (réservoir tampon - réservoir A'ttatba).....	54
IV 6.1.5. Normalisation des diamètres.....	55
IV. 6.1.6. Les frais d'investissement.....	56
IV.6.2. VARIANTE 2.....	56
IV.6.2.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	56
IV. 6.2.2. Les caractéristiques des différents points.....	56
IV 6.2.3. Normalisation des diamètres.....	57
IV. 6.2.4. Les frais d'investissement.....	58
Conclusion.....	58

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	59
V.1 Définition	59
V.2 Couplage des pompes.....	59
V.3 Choix du type de pompe.....	59
V.4 Choix du nombre de pompes.....	59
V.4.1 Refoulement SP1 – Réservoir tampon.....	60
V.5 Courbes caractéristiques des pompes.....	60
V.6 Point de fonctionnement d'une pompe.....	61
V.6.1 Courbe caractéristique de la conduite.....	62
V .6.1.1. Refoulement SP 1 - Réservoir tampon.....	62
V.7 Modes de réglage.....	63
V.7.1 Débit disponible > Débit appelé	63
V.7. 2 Débit disponible < Débit appelé.....	64
V.8 Choix du moteur électrique.....	64
V.8.1 Critères de choix du moteur électrique.....	64
V.8.2 Refoulement :SP 1 - Réservoir tampon.....	64
V.9. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.....	65
V.9.1. Équipements en amont de la pompe	65
V.9.2. Équipements en aval de la pompe.....	66
V.10. Dimensionnement des équipements des pompes.....	66
V.10.1. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement.....	66
V.11. Etude de la cavitation.....	67
V .11.1. Refoulement : SP1- Réservoir tampon.....	68
V.12. Calage de la pompe.....	69
V .13. Bâtiment de la station de pompage.....	69

V .13.1.Types des bâtiments des stations de pompage.....	69
V .13.2. Construction du bâtiment.....	69
V .13.3 Choix du type de bâtiment.....	70
V .13.4 Partie supérieure du bâtiment.....	70
V .13.5. Dimensionnement du bâtiment.....	70
V .13.5.1. La hauteur du bâtiment.....	70
V .13.5.2. La longueur du bâtiment.....	71
V .13.5.3. Largeur du bâtiment.....	71
V .13.5.4. Dimensions des portes.....	72
V .13.5.5. Dimensionnement des fenètre.....	72
Conclusion.....	72

Chapitre VI : Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Introduction	73
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	73
VI.1.1 Les causes du coup de bélier	73
VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier	73
VI.1.3 Description des phénomènes physiques.....	74
VI.1.4 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	75
VI.1.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	75
VI.1.5.1 Réservoirs d'air.....	75
VI.1.5.2 Cheminée d'équilibre.....	75
VI.1.5.3 Soupape de décharge.....	75
VI.1.5.4 Volant d'inertie.....	75
VI.2. Calcul des réservoirs d'air.....	76
VI.2.1 Méthode de VIBERT.....	76
VI.2.2 Méthode de BERGERON.....	76
VI.3. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	76
VI.4. Protection des conduites contre la corrosion.....	79
VI.4.1. Facteurs de la corrosion.....	79
VI.4.2. Corrosion externe.....	79
VI.4.3. Corrosion interne.....	80
VI.4.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure.....	80
VI.4.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure.....	81
Conclusion.....	81

Chapitre VII : Protection et sécurité du travail

Introduction.....	82
VII -1-Conditions dangereuses dans le chantier.....	82
VII -2-Actions dangereuses.....	82
VII -3-Mesures préventives.....	82
VII-4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	83
Conclusion.....	84

Chapitre VIII : Pose des Canalisations et accessoires

Introduction	
VIII.1. Pose des canalisations.....	85
VIII.1.1. Le Principe de pose des canalisations.....	85
VIII.1.1.1 Pose en terre.....	85
VIII.1.1.2 Pose en mauvais terrains.....	85
VIII.1.1.3 Pose en galerie.....	85
VIII.1.1.4 Pose en pente.....	86
VIII.1.1.5 Traversée de rivière.....	86
VIII.2. Accessoires.....	86
VIII.2.1. Vannes de sectionnement.....	86
VIII.2.2 Ventouses.....	87
VIII.2.3. Vidange.....	88
VIII.2.4. Clapet anti retour.....	88
VIII.2. 5.Organes de raccordement.....	88
VIII.2.6.By-pass.....	88
VIII.2.7.Crépines.....	89
VIII.2.8.Organes de mesure.....	89
VIII.2.8.1.Mesure de débit.....	89
VIII.2.8.2.Mesure de pression.....	91
Conclusion.....	92
Conclusion générale.....	93

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Répartition mensuelle moyenne des températures.....	3
Tableau I-2: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).....	4
Tableau I-3 Tableau de répartition de la population en 2008.....	6
Tableau I-4 : les caractéristiques des forages de la commune d'Attatba	7
Tableau I-5 : les caractéristiques des forages de la commune de Sidi Rached.....	8

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II -01:Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2040).....	9
Tableau II-02: Tableau récapitulatif des consommations journalières	12
Tableau II-03: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	12
Tableau II-04: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	13
Tableau II-05: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	14
Tableau II-06: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels et sportifs et commerciaux.....	14
Tableau II-07: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalière	15
Tableau II-08: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.....	16
Tableau II-09: Variation du débit horaire pour la commune d'Attatba	17
Tableau II-10: Variation du débit horaire pour la commune de Sidi Rached.....	19
Tableau II-11: Variation du débit horaire pour la commune d'Ain Tagourait.....	21
Tableau II-12: Tableau des déficits à combler à l'année 2040	23

Chapitre III : Les Réservoirs

Tableau III -01: Fonctions d'un réservoir.....	25
Tableau III -02: réservoirs existants alimentés par l'ancien tracé suivi	25
Tableau III -03: Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	33

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV-1: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ	44
Tableau IV-2: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir tamponV1.....	45
Tableau IV-3: Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir tampon V1.....	45
Tableau IV-4: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir tampon V1.....	45
Tableau IV-5: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon V1	46
Tableau IV-6: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir tampon V2.....	47
Tableau IV-7: Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir tamponV2.....	47
Tableau IV-8: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir tampon V2.....	47

Tableau IV-9: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon V2	48
Tableau IV-10: Coefficients K', m, b pour différents types du tuyau	49
Tableau IV-11: Longueurs des différents tronçons de l'adductionV1	50
Tableau IV-12: Les altitudes des différents points de l'adduction V1.....	50
Tableau IV-13: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction V1:.....	55
Tableau IV-14: Pressions pour différents points de l'adduction V1.....	55
Tableau IV-15: Frais d'investissement de la conduite gravitaireV1	56
Tableau IV-16: Longueurs des différents tronçons de l'adduction V2:.....	56
Tableau IV-17: Les altitudes des différents points de l'adduction V2:.....	56
Tableau IV-18: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction V2:.....	57
Tableau IV-19: Pressions pour différents points de l'adduction V2.....	57
Tableau IV-20: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	58
Tableau IV-21: Bilan des deux variantes.....	58

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(SP1)	60
Tableau V-2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 1 – RT)	62
Tableau V-3: Pression atmosphérique en fonction de la cote.....	68
Tableau V-4: Pression de vapeur en fonction de la température	68
Tableau V-5: Choix du type de bâtiment	70

Chapitre VI: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	77
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	77
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:.....	78
Tableau VI-4 Les dimensions du réservoir d'air.....	78

Chapitre VII : Protection et sécurité du travail

Tableau VII-1: résumé Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:	94
---	----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I-1: situation administrative de la wilaya de Tipaza.....	2
Figure I-2: vue sur une zone agricole	5
Figure I-3 répartition de la population de la zone d'étude à l'horizon 2008.....	6

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population de la commune d'Attatba.....	10
Figure II.2 : Evolution de la population de la commune d'Ain Tagourait.....	10
Figure II.3 : Evolution de la population de la commune de Sidi rached.....	11
Figure II.4 : Variation de la consommation horaire de la commune d'ATTATBA.....	18.
Figure II.5 : Courbe de la consommation cumulée pour la commune d'ATTATBA.....	18
Figure II.6: Variation de la consommation horaire de la commun SIDI RACHED.....	20
Figure II.7 : Courbe de la consommation cumulée SIDI RACHEDE.....	20
Figure II.8 : Variation de la consommation horaire commune d'AIN TAGOURAIT.....	22
Figure II.9 : Courbe de la consommation cumulée AIN TAGOURAIT.....	22
Figure II-10 : Evolution du déficit.....	23

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Réservoir existants 500m ³ – Ain Tagourait	26
Figure III .2: équipement de réservoir.....	28
Figure III .3: graphe de consommation en fonction de l'apport.....	30.

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV.1: adduction gravitaire.....	36
Figure IV.2.: adduction par refoulement.....	37
Figure IV.3: adduction mixte.....	37
Figure IV.4: Schéma vertical de la variante N°1.....	40
Figure IV.5: Schéma vertical de la variante N°2.....	41
Figure IV.6 : Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon de la variante N°1.....	46
Figure IV.7 : Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon de la variante N°2.....	48

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V-1: Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/4A	61
Figure V-2: Point de fonctionnement de la pompe SP1	63
Figure V.3: Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari).....	65

Chapitre VI: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Figure VI-1 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrophore CHARLATTE.....	78
Figure VI-2 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	80

Chapitre VIII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1: Les différents types de ventouses.....	87
Figure VII.2 : Diaphragme.....	89
Figure VII.3 : Venturi.....	90
Figure VII.4: Tuyère.....	90
Figure VII.5 : Manomètre à aiguilles.....	91
Figure VII.6 : Manomètre à soufflet.....	91

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : carte de situation de la zone d'étude

Planche N° 2 : Profil en long du tronçon de refoulement SP1-K
(Drimni w .de Tipaza)

Planche N° 3 : Profil en long du tronçon de refoulement (K- RT)
(Drimni w .de Tipaza)

Planche N° 4 : détail de la station de pompage

Planche N° 5 : schéma de l'adduction

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau, on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ;

A première vue, on pourrait croire que l'eau est inépuisable, vu qu'elle recouvre les 3/4 de la surface de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la Pollution.

Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

La situation critique que la wilaya de Tipaza a traversé dans ce domaine, nous oblige de trouver des solutions à part la réalisation des petits barrages surtout que cette région à un caractère agricole, donc on a pensé de dessaler l'eau de mer et, on a exploité la station de dessalement de la ville de Fouka (SDEM Fouka marine) et cela pour compenser le déficit en besoins en eau potable.

Le présent travail consiste à mettre en œuvre une adduction à partir d'une station de pompage « SP1 » qui se trouve à « Drimni » vers les communes d'ATTATBA, SIDI RACHED et AIN TAGOURAIT pour satisfaire les besoins de consommations futures de ces agglomérations, c'est-à-dire la bonne estimation des besoins et l'étude technico-économique. La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquent améliorer le cadre de vie des citoyens.

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

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :

Afin d'assurer une étude parfaite de notre zone il faut collecter des informations sur la situation géographique, climatologique et géologique, et connaître ses ressources hydriques pour bien calculer le déficit à combler.

I.1. Description générale de la zone d'étude :

L'aire de l'étude est définie comme la zone géographique et administrative englobant trois (03) communes situées dans la partie Est de la wilaya de Tipasa :

La commune d'ATTATBA, la commune de SIDI RACHED et la commune d'AIN TAGHOURAIT ces dernières sont représentées dans la figure suivante :



Figure I.1: Limite administrative de la zone d'étude.

I.2 : Situation géographique :

Les trois communes sont délimités comme suit :

➤ ATTATBA :

- au Nord : par la commune de BOUHAROUN et KHEMISTI
- à l'Est : par la commune de MOUZAIA (Wilaya de BLIDA)
- à l'Ouest : par la commune de SIDI RACHED
- au Sud : par la commune d'EL AFFROUNE (Wilaya de BLIDA)

➤ SIDI RACHED :

- au Nord : par les communes de TIPAZA et AIN TAGOURAIT
- à l'Est : par la commune de ATTATBA
- à l'Ouest : par la commune de TIPAZA
- au Sud : par les communes de BOURKIKA et AMEUR EL AIN

➤ AIN TAGOURAIT :

- au Nord : par la MER MEDITERRANEE
- à l'Est : par la commune d'ATTATBA
- à l'Ouest : par TIPAZA
- au Sud : par communes de SIDI RACHED et ATTATBA

I.3.Situation climatologique :

I.3.1.Climat :

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen entre sub-aride et humide, avec deux tendances bioclimatiques avec une pluviométrie moyenne de 675 mm par an et une température minimale 9.3°C liées à la topographie, à la mer et à la végétation

I.3.2.Température :

Les températures moyennes sur une période d'observation de 10 ans (2003 à 2013) sont Représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : La répartition mensuelle moyenne des températures.

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
T °C	13,07	13,07	14,87	16,9	19,07	22,77	25,93	27,13	24,13	22,4	16,93	14,43

Source (DRE de TIPAZA)

A partir du tableau précédent on déduit que :

- La température moyenne mensuelle minimale est au mois de Janvier Égale à 13.07°
- La température moyenne mensuelle Maximale est au mois d'Aout égale à 27.13°
- La température moyenne annuelle est inférieur à 15°

I.3.3.Pluviométrie :

Les pluies moyennes mensuelles sur une période de retour de 10 ans (2003 à 2013) sont représentées par le tableau suivant :

Tableau I.2 : Pluviométrie mensuelle moyenne en (mm)

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
P mens (mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1	1	23,7	51,3	142	134

Source (DRE de TIPAZA)

A partir du tableau précédent on déduit que :

- le mois le plus pluvieux est celui de Janvier avec une précipitation moyenne de 157 mm; (sur une période de retour de 10 ans)
- le mois le plus sec est celui de Juillet avec une précipitation moyenne de 1 mm;
- la période pluviale s'étale du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 86.6 mm

La station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre relativement humide.

I.4.Géologie régionale :

La zone d'étude appartient au sahel occidental d'Alger qui est caractérisé par les formations suivantes :

Quaternaire continental (Alluvions, regs et terrasses)

Pliocène (Conglomérats, marnes, mollasses, grés et formations dunaires);

Villafranchien (Calcaires lacustres, argiles) ;

Pliocène marin (Conglomérats, marnes bleues, mollasses et grés) ;

Miocène supérieur marin (Calcaires, grés et argiles) ;

Miocène inférieur marin ;

Crétacé supérieur ;

Crétacé inférieur ;

Jurassique ;

Trias ;

Permo-trias (Grés rouges et conglomérats) ;

Précambrien (Schistes et grés) ;

Roches magmatiques formées par des granites et des rhyolites.

I.5.Séismicité

Un zoning sismique actualisé a été établi, suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Notre zone d'étude est classée dans la zone sismique III (sismicité élevée).

I.6.Activités

La zone a une vocation agricole et touristique, surtout en période estivale (forte activité balnéaire et donc forte disparité inter-saisonnière dans la demande en eau).

Le secteur de l'agriculture occupe une place importante dans la vie économique de la Wilaya, la superficie agricole totale est de 72.500 ha, dont 64.311 ha de superficie agricole utile et 15.311 ha de terres irrigués. Les terres sont délimitées en trois grandes zones agro climatiques :

La Wilaya de Tipaza dispose d'un potentiel touristique et d'un patrimoine historique important La cote s'étend sur près de 123 km. Ce secteur constitue un atout appréciable pour le développement socio-économique de la Wilaya.



Figure I.2. : représente l'activité agricole

I.7.Population :

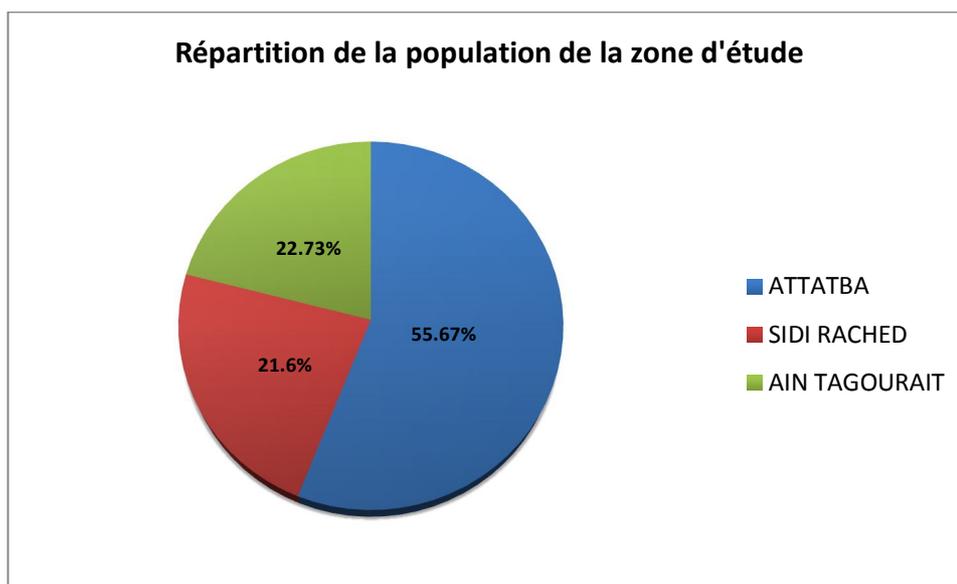
La population totale de la zone d'étude selon le Recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008) était 38153 habitants, elle représentait environs 9% de la population totale de la wilaya de Tipaza.

La population agglomérée et le taux d'agglomération à travers les 3 communes de la zone d'étude sont donnés dans le tableau suivant

Tableau I.3 : Tableau de répartition de la population en 2008

Daïra	Commune	R.G.P.H – 2008		
		Agglomération	Population	Tx Agglo
KOLEA	A'TTATBA	Total agglomération	13120	61.7%
		Zone éparsé	8120	
		Total commune	21240	
AHMER EL AIN	SIDI RACHED	Total agglomération	6460	74.4%
		Zone éparsé	2215	
		Total commune	8675	
BOU ISMAIL	AIN TAGOURAIT	Total agglomération	6081	73.8%
		Zone éparsé	2157	
		Total commune	8238	

Source (DRE de TIPAZA)

**Figure I.3:** répartition de la population de la zone d'étude à l'horizon 2008

I.8.Situation hydraulique actuelle :**I.8.1. Station de dessalement :**

La station de dessalement de l'eau de mer (SDEM) de Fouka sera bâtie à Fouka Marine. L'usine aura une capacité de 120'000 m³/j et sera destinée à renforcer et sécuriser les systèmes d'AEP d'Alger, notamment la zone côtière Ouest, et la partie Est de la wilaya de Tipaza, notamment Koléa, Fouka, Douaouda.

Les données les plus importantes concernant cette station sont:

- La capacité de production est de 120'000 m³/jour, en continue, 24 h/24 h.
- Le procédé de dessalement sera l'osmose inverse.
- L'eau dessalée sera chlorée à la sortie avec un dosage de 0.6 ppm.
- La remise de l'eau sera faite par pompage, équipée de groupes électropompe à vitesse variable, capable de fournir la production nominale de 120 000 m³/ à une pression non supérieure à 24 bar

La qualité de l'eau finale à la sortie de la station sera de sorte à ne pas engendrer des phénomènes d'attaque des parois des conduites en fonte et en acier revêtues intérieurement au mortier de ciment et/ou à époxy

I.8.2. Les ressources existantes :**I.8.2.1. Commune d'Ain Tagourait :**

La commune est alimentée par le système des eaux traitées du barrage de Boukerdane avec un débit journalier de 500 m³/j (source DRE de TIPAZA).

I.8.2.2. Commune d'Attatba :

La commune est alimentée par les eaux souterraines à partir des forages situés dans la nappe alluvionnaire du quaternaire d'oued Djer Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.4 Caractéristiques des forages en exploitation de la commune d'Attatba

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages			
		D (mm)	profondeur	Qmax (l/s)	Qexpl (l/s)
A'ttatba	F1 Bis Rahmane	200	123	15	10
	F1 Yafoufi	200	120	2	2

Source (DRE de TIPAZA)

I.8.2.3 commune de Sidi rached :

La commune est alimentée par les eaux souterraines à partir des forages.

Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.5: Caractéristiques des forages de la commune de Sidi rached :

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages			
		D (mm)	profondeur	Qmax (l/s)	Qexpl (l/s)
SIDI RACHED	F1	492	125	15	7
	F Adel	492	100	6	4

Source (DRE de TIPAZA)

En première analyse on peut constater suite à cette phase de reconnaissance que l'aire de l'étude est alimentée par les eaux des nappes souterraines (nappe Mitidja), les eaux superficielles (Barrage Boukerdane).

Les ressources en eaux mobilisées ne suffisent pas à satisfaire les besoins actuels. Le projet du renforcement du système d'adduction de l'AEP de la zone d'étude à partir de la station de pompage (SP1) absorbera le déficit actuel et prendra en charge les besoins futures des 3 communes

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographique, climatologique, démographique ainsi que les ressources hydriques existantes. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins pour un horizon d'étude de 2040.

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

D'après la DRE de la wilaya de Tipaza, le taux d'accroissement est de 1.6%. 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, $a = 1.6\%$;(source DREH).Tipaza

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

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

Localités	année					
	2008	2015	2020	2025	2030	2040
A'ttatba	21240	23736	25697	27819	30117	35298
Sidi rached	8675	9695	10495	11362	12301	14417
Ain Tagourait	8238	9206	9967	10790	11681	13691
Total	38153	42637	46159	49971	54099	63406

Source (DRE de TIPAZA)

L'accroissement de la population pour chaque commune représentée sur les figures suivantes :

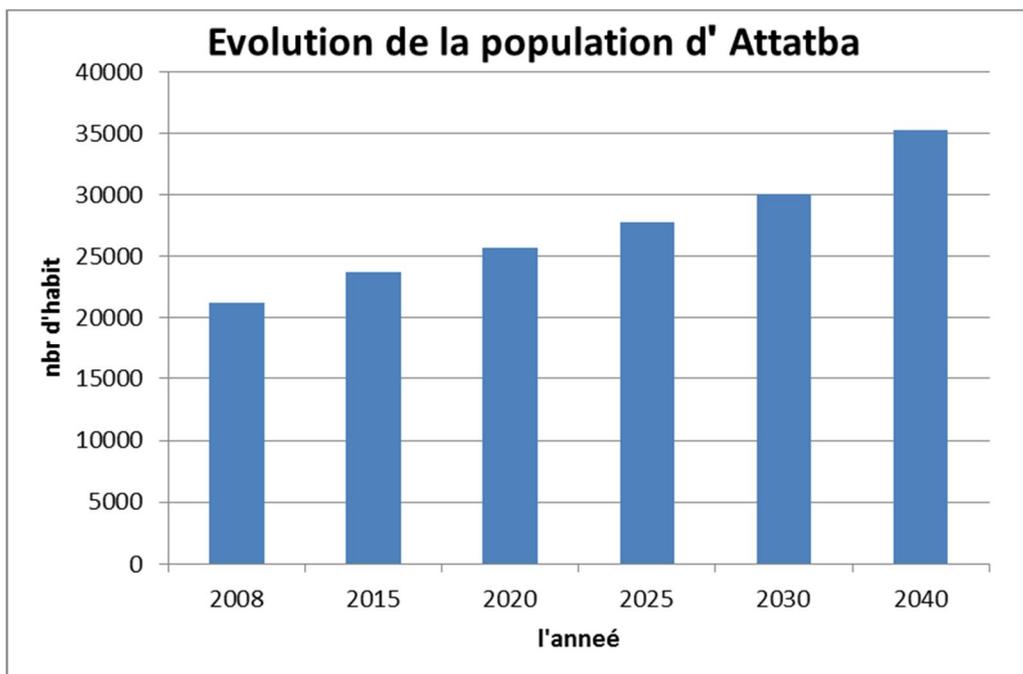


Figure II.1 : Evolution de la population de la commune d'Attatba

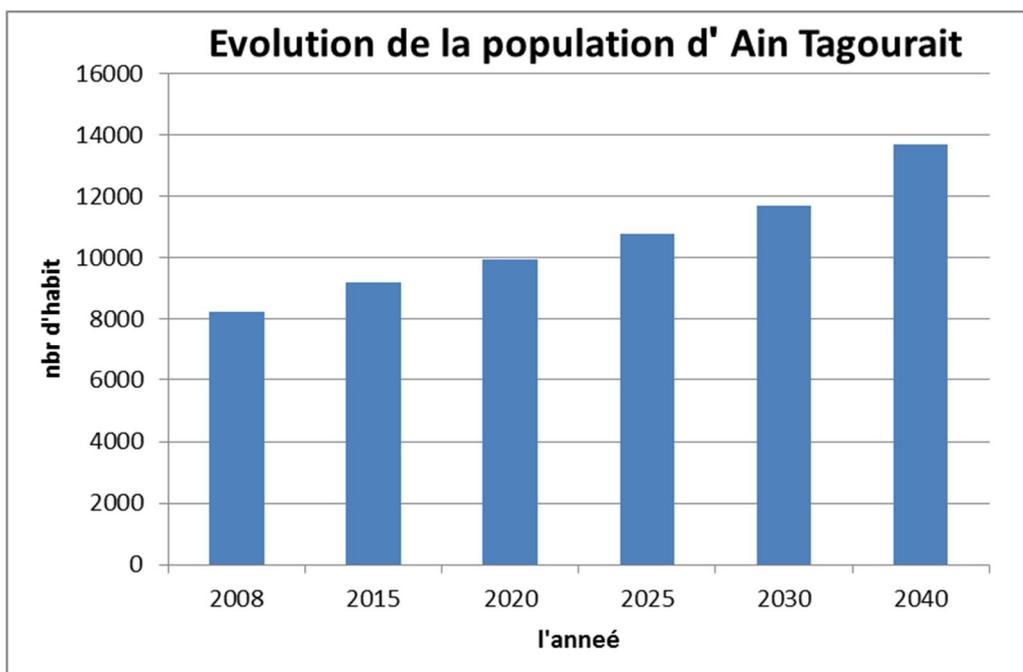


Figure II.2 : Evolution de la population de la commune d'Ain Tagourait

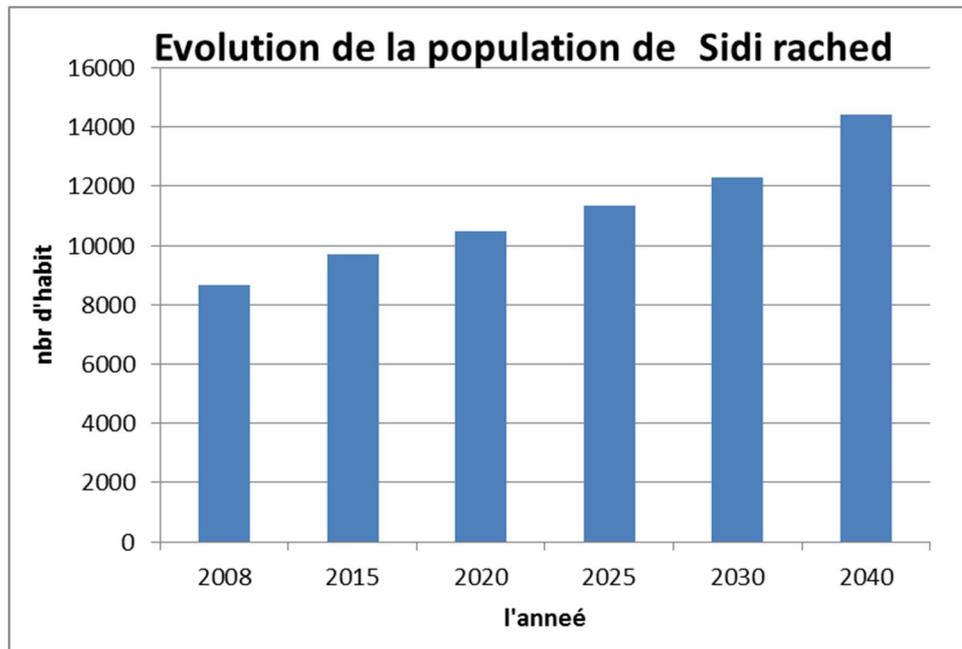


Figure II.3 : Evolution de la population de la commune de Sidi rached

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

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La dotation théorique arrêtée pour les trois commune est de 200 l/hab/j (la source : DRE de TIPAZA)

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivant

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

$Q_{moy ,j}$: débit moyen journalier

Dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières :

N°	Localités	Nombre d'Habitants(2040)	Dotation (l/j/hab)	Débits (m ³ /j)
01	A'ttatba	35298	200	7059.9
02	Sidi rached	14417	200	2883.45
03	Ain tagourait	13691	200	2738.25
-	Total	63406	-	12681.6

Source (DRE de TIPAZA)

II .2.2.Besoins scolaires :**Tableau II .3:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires :

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
A'ttatba	Ecoles primaires	10	2150	20	43
	CEM	4	2000	20	40
	Lycées	2	1850	20	37
	Crèches	2	110	20	2.2
Sidi rached	Ecoles primaires	7	1350	20	27
	CEM	3	1240	20	24.8
	Lycées	1	1010	20	20.2
	Crèches	1	55	20	1.1
	CFPA	1	631	20	12.62
AinTagourait	Ecoles primaires	5	1100	20	22
	CEM	2	1020	20	20.4
	Lycées	1	950	20	19
	Crèches	1	48	20	0.96

Source (DRE de TIPAZA)

II .2.3 . Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs :

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvre)	Débit (m ³ /j)
A'ttatba	03 APC	70	15	1.05
	02 Bureau de poste	22	15	0.33
	01 police	30	40	1.2
	01 Gendarmerie	38	40	1.52
	01 Garde communale	35	40	1.4
	01 Protection civile	40	40	1.6
Sidi rached	02 APC	58	15	0.87
	01 Bureau de poste	10	15	0.15
	01 Gendarmerie	32	40	1.28
	01 Garde communale	40	40	1.6
	01 Protection civile	38	40	1.52
Ain Tagourait	02 APC	50	15	0.75
	02 Bureau de poste	17	15	0.25
	01 police	25	40	1
	01 Gendarmerie	30	40	1.2
	01 Garde communale	39	40	1.56
	01 Protection civile	36	40	1.44

Source (DRE de TIPAZA)

II .2.4. Besoins sanitaires :

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires :

Localités	Equipements	Unité (malade) Ou (lit)	Dotation (l/j/lit)	Qmoyj (m3/j)
A'ttatba	02 salles de soin	300	50	15
	01 Centre de santé	90	50	4.5
Sidi rached	02 salles de soin	245	50	12.25
	01 Centre de santé	100	50	5
	01 Polyclinique	70	50	3.5
Ain tagourait	02 salles de soin	223	50	11.15
	01 centre de santé	83	50	4.15

Source (DRE de TIPAZA)

II .2.5 . Besoins socioculturels et sportifs et commerciaux :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels :

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
A'ttatba	01Stade	/	3500	05	17.5
	0 5 Mosquées	4500		10	45
	01 Maison de jeunes	/	550	05	2.75
	02 Station de lavage	60		150	9
	04 Douches	160		25	4
Sidi rached	0 2 Mosquées	2000		10	20
	01 Maison de jeunes	/	600	05	3
	01Stade	/	3000	05	15
	03 Douches	120		25	3
	02 Station de lavage	57		150	8.55
Ain Tagourait	01Stade	/	2500	05	12.5
	0 2 Mosquées	1750		10	17,5
	01 Maison de jeunes	/	450	05	2.25
	03 Douches	120		25	3
	01Station de lavage	32		150	4.8

Source (DRE de TIPAZA)

II.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières :

localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
A'ttatba	7059.9	122.2	19.5	7.1	78.25	7286.95
Sidi rached	2883.45	85.72	20.75	5.42	49.55	3044.89
Ain Tagourait	2738.25	62.36	15.3	6.2	40.05	2862.16
Total (m3/j)						13194

II.3. Variations de consommation maximale et minimale journalière :

II .3. 1. Consommation maximale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$ Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/s)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{max,j} \in [1, 1-1,3]$

On prend $K_{max,j}=1,3$ (par mesure de sécurité).

D'où: $Q_{max,j}=1,3*Q_{moy,j}$

II.3.2. Consommation minimale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le

terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min.j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

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

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

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

On prend $K_{\min.j}=0,9$ (par mesure de sécurité).

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

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune :

N°	Localités	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{max.j}}$	$Q_{\text{max.j}}$ (m^3/j)	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j}$ (m^3/j)
01	A'ttatba	7286.95	1,3	9473.03	0,9	6558.25
02	Sidi rached	3044.89	1,3	3958.36	0,9	2740.4
03	Ain Tagourait	2862.16	1,3	3720.81	0,9	2575.94
-	Total	13194	—	17152.2	—	11874.59

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à $Q_{\text{max.j}}=17152.2$ (m^3/j) c'est-à-dire $Q_{\text{max.j}}=198.52$ l/s

II.4.Variation des débits horaires :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en basant sur le tableau II.8 (voir annexe I) Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend trois localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2040, d'habitants des trois communes est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

II.4.1 Variation des débits horaires (ATTATBA) :**Tableau II.9 :** Variation du débit horaire pour la commune d'ATTATBA :

Heures	Consommation totale		consommation cumulée (intégrale)	
	Q _{max,j} =9473,03 (m ³ /j)			
(h)	%	m3/h	%	m3/h
0_1	1,5	142,10	1,5	142,09545
1_2	1,5	142,10	3	284,1909
2_3	1,5	142,10	4,5	426,28635
3_4	1,5	142,10	6	568,3818
4_5	2,5	236,83	8,5	805,20755
5_6	3,5	331,56	12	1136,7636
6_7	4,5	426,29	16,5	1563,05
7_8	5,5	521,02	22	2084,0666
8_9	6,25	592,06	28,25	2676,131
9_10	6,25	592,06	34,5	3268,1954
10_11	6,25	592,06	40,75	3860,2597
11_12	6,25	592,06	47	4452,3241
12_13	5	473,65	52	4925,9756
13_14	5	473,65	57	5399,6271
14_15	5,5	521,02	62,5	5920,6438
15_16	6	568,38	68,5	6489,0256
16_17	6	568,38	74,5	7057,4074
17_18	5,5	521,02	80	7578,424
18_19	5	473,65	85	8052,0755
19_20	4,5	426,29	89,5	8478,3619
20_21	4	378,92	93,5	8857,2831
21_22	3	284,19	96,5	9141,474
22_23	2	189,46	98,5	9330,9346
23_24	1,5	142,10	100	9473,03
Total	100			

Le débit de pointe Q_{max,h} pour la localité d'ATTATBA est de 592.06 m³/h et survient entre 08h et 09h .

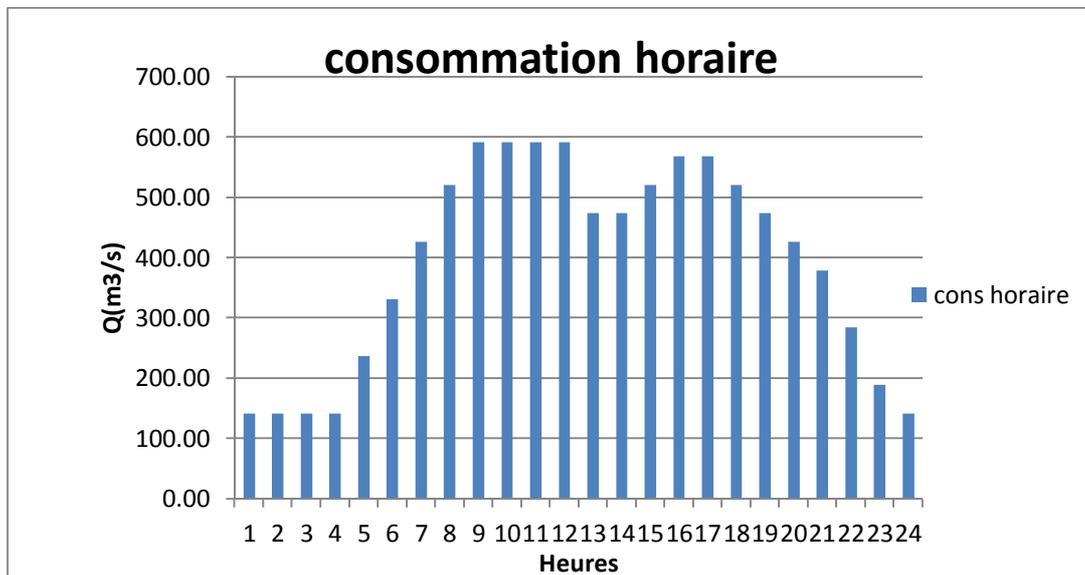


Figure II.4 : Variation de la consommation horaire de la commune d'ATTATBA.

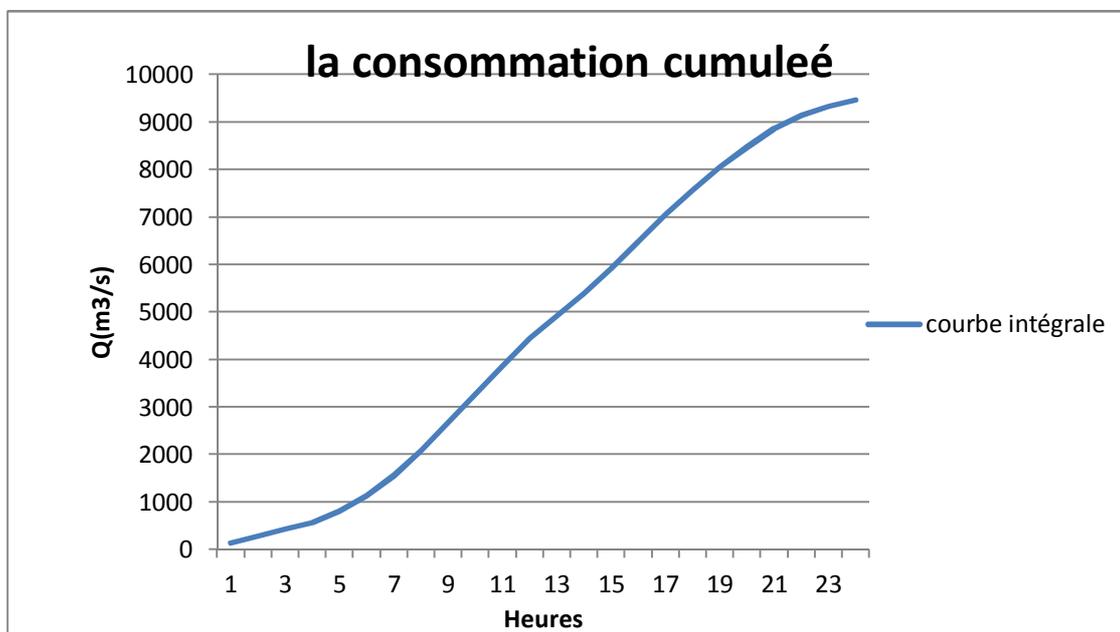


Figure II.5 : Courbe de la consommation cumulée pour la commune d'ATTATBA

II.4.2 Variation des débits horaires (SIDI RACHED) :**Tableau II .10** .Variation du débit horaire pour la commune de SIDI RACHED :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3958,36 \text{ (m}^3/j\text{)}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,5	59,38	1,5	59,3754
1_2	1,5	59,38	3	118,7508
2_3	1,5	59,38	4,5	178,1262
3_4	1,5	59,38	6	237,5016
4_5	2,5	98,96	8,5	336,4606
5_6	3,5	138,54	12	475,0032
6_7	4,5	178,13	16,5	653,1294
7_8	5,5	217,71	22	870,8392
8_9	6,25	247,40	28,25	1118,2367
9_10	6,25	247,40	34,5	1365,6342
10_11	6,25	247,40	40,75	1613,0317
11_12	6,25	247,40	47	1860,4292
12_13	5	197,92	52	2058,3472
13_14	5	197,92	57	2256,2652
14_15	5,5	217,71	62,5	2473,975
15_16	6	237,50	68,5	2711,4766
16_17	6	237,50	74,5	2948,9782
17_18	5,5	217,71	80	3166,688
18_19	5	197,92	85	3364,606
19_20	4,5	178,13	89,5	3542,7322
20_21	4	158,33	93,5	3701,0666
21_22	3	118,75	96,5	3819,8174
22_23	2	79,17	98,5	3898,9846
23_24	1,5	59,38	100	3958,36
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de SIDI RACHED est de 247.40 m³/h et survient entre 08h et 09h

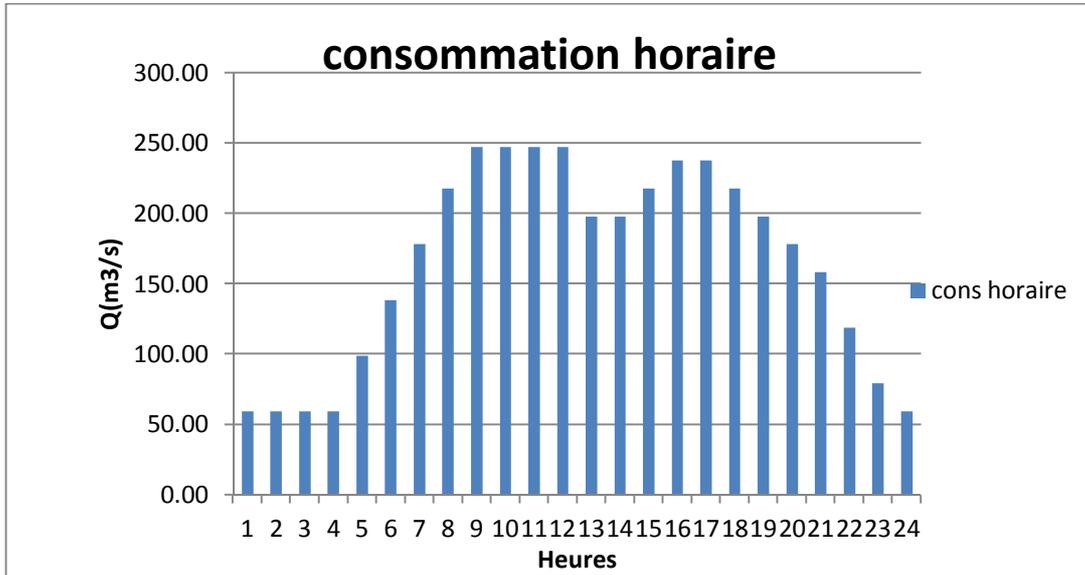


Figure II.6: Variation de la consommation horaire de la commun SIDI RACHED

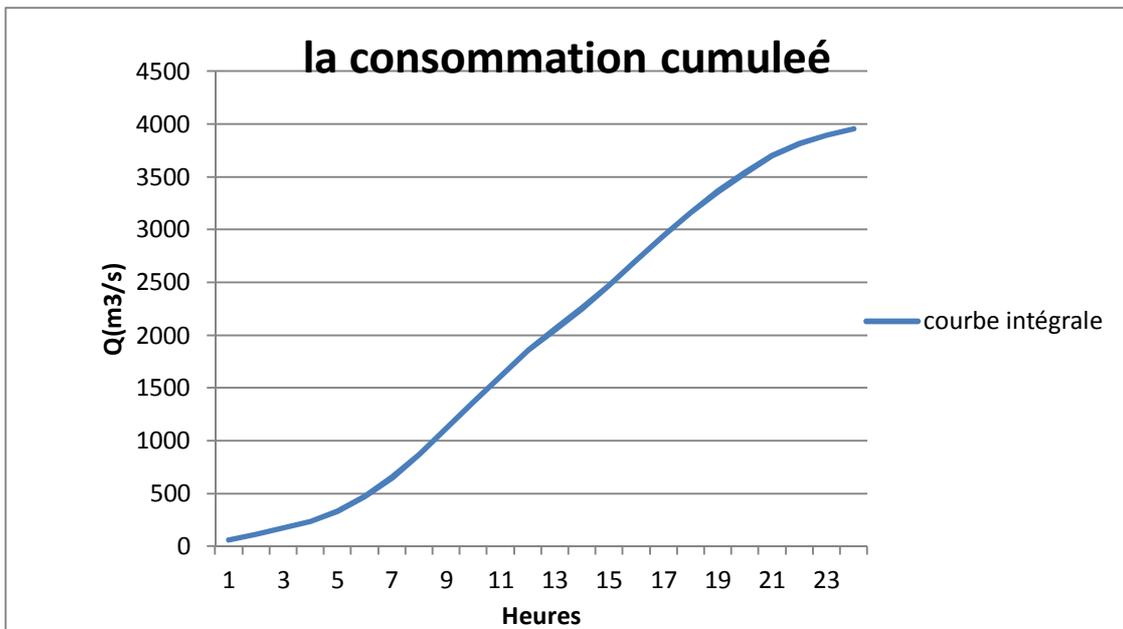


Figure II.7 : Courbe de la consommation cumulée (SIDI RACHEDE).

II.4.3 Variation des débits horaires (AIN TAGOURAIT) :**Tableau II.11 :** Variation du débit horaire pour la commune d'AIN TAGOURAIT :

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3720,81 \text{ (m}^3/j\text{)}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,5	55,81	1,5	55,81215
1_2	1,5	55,81	3	111,6243
2_3	1,5	55,81	4,5	167,43645
3_4	1,5	55,81	6	223,2486
4_5	2,5	93,02	8,5	316,26885
5_6	3,5	130,23	12	446,4972
6_7	4,5	167,44	16,5	613,93365
7_8	5,5	204,64	22	818,5782
8_9	6,25	232,55	28,25	1051,1288
9_10	6,25	232,55	34,5	1283,6795
10_11	6,25	232,55	40,75	1516,2301
11_12	6,25	232,55	47	1748,7807
12_13	5	186,04	52	1934,8212
13_14	5	186,04	57	2120,8617
14_15	5,5	204,64	62,5	2325,5063
15_16	6	223,25	68,5	2548,7549
16_17	6	223,25	74,5	2772,0035
17_18	5,5	204,64	80	2976,648
18_19	5	186,04	85	3162,6885
19_20	4,5	167,44	89,5	3330,125
20_21	4	148,83	93,5	3478,9574
21_22	3	111,62	96,5	3590,5817
22_23	2	74,42	98,5	3664,9979
23_24	1,5	55,81	100	3720,81
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d'AIN TAGOURAIT est de 232.55 m³/h et survient entre 08h et 09h.

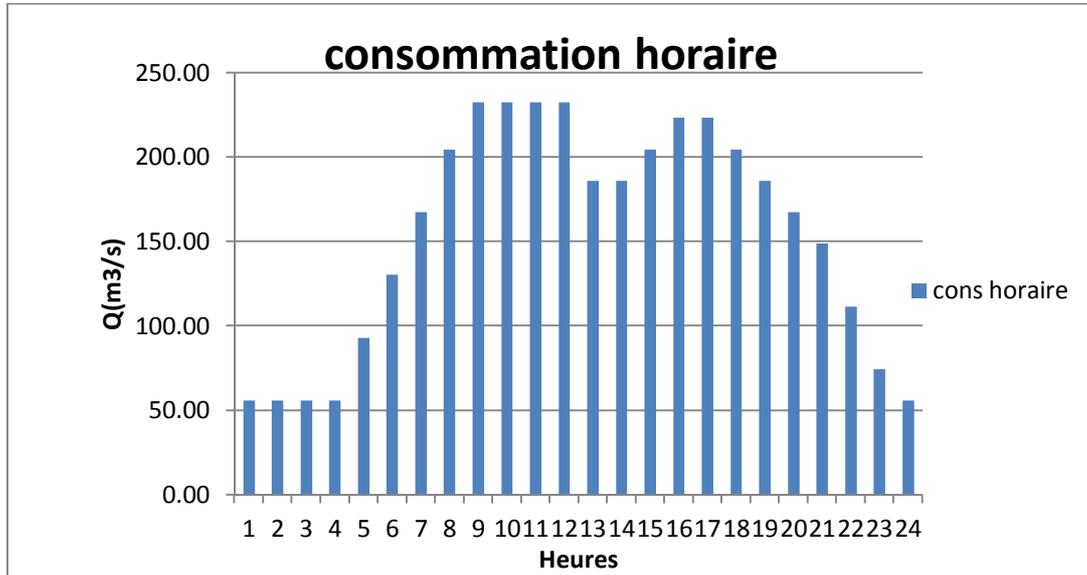


Figure II.8 : Variation de la consommation horaire commune d'AIN TAGOURAIT

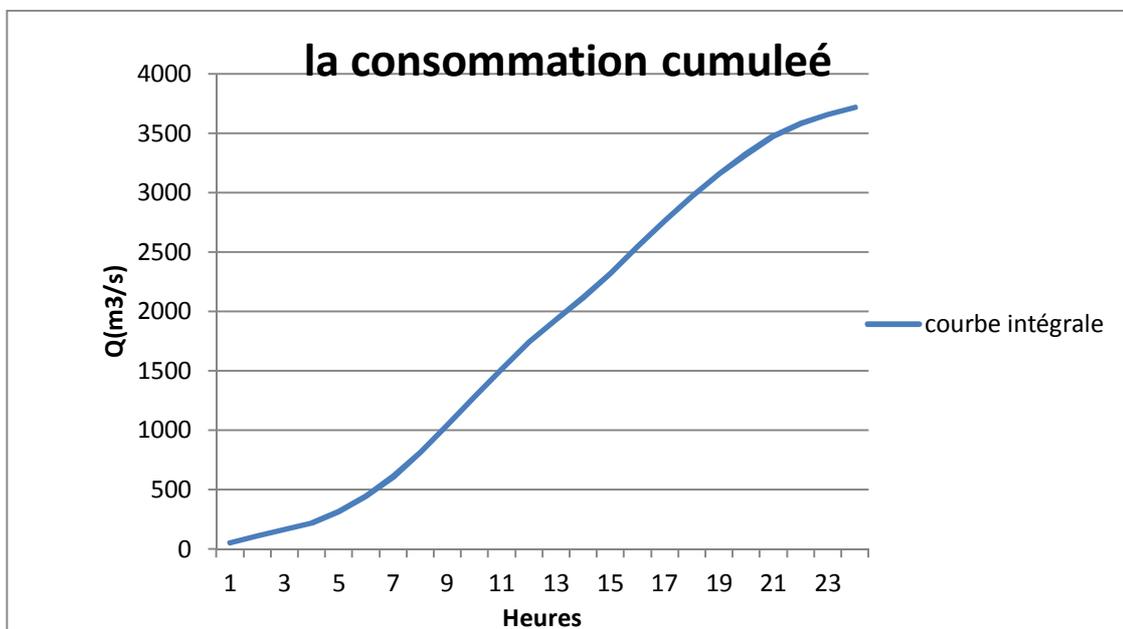


Figure II.9 : Courbe de la consommation cumulée (AIN TAGOURAIT).

II.5. Calcul de déficit de consommation :

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2040), il est nécessaire de calculer le déficit.

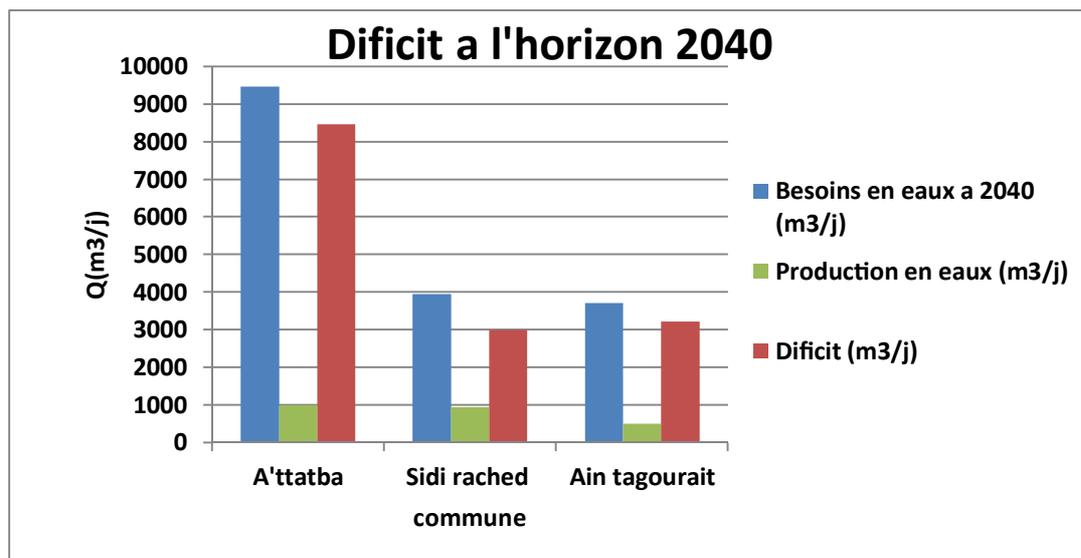
Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier pour chaque localité

Tableau II.12. Tableau des déficits à combler à l'année 2040 :

N°	Localités	Besoins en eau à l'an 2040(m ³ /j)	Production en eau (m ³ /j)	Deficit (m ³ /j)
01	A'ttatba	9473.03	1000	8473.03
02	Sidi rached	3958.36	950	3008.36
03	Ain tagourait	3720.81	500	3220.81
-	Total	17152.2	2450	14702.2

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



FigureII.10: Evolution du déficit

Dans notre projet nous allons combler ce déficit par la station de dessalement de l'eau de mer (SDEM) de Fouka.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de chaque commune à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé le déficit des différentes localités qui est estimé à 170,2 l/s.

Afin de transférer cette quantité à partir de la station pompage vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III

LES RESERVOIRS

Introduction :

Dans le cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage ainsi le réservoir tampon représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre est la détermination des volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1 Fonctions des réservoirs [1]

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

III.1.1.Fonction technique

- Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.
- Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d'origine diverses des installations, rupture d'une canalisation d'adduction, interruption de l'alimentation en énergie,...
- La troisième fonction technique est une fonction de régulation de pression.
- La quatrième fonction réside dans la simplification des problèmes d'exploitation en permettant les arrêts pour entretien ou réparation de certaines équipements ou installations : ouvrages de production, station de pompage, canalisation maîtresses,...
- Enfin, les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.

III.1.2.Fonction économique

- Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoirs dits d'équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements – distributions,...).
- Par ailleurs lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, coûts des consommations d'énergie proprement dites puisque par l'existence des divers tarifs horaires de l'énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

Ces fonctions sont résumées par le tableau III .1 :

Tableau III .1 : Fonctions d'un réservoir.

Fonctions techniques	Fonctions économiques
-Régulation du débit -Sécurité d'approvisionnement -Régulation de la pression -Simplification de l'exploitation -Réacteur participant au traitement	-Réduction des investissements sur les ouvrages de production -Réduction des investissements sur le réseau de distribution -Reduction des dépenses d'énergie

III.2.Emplacement des réservoirs [2]

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre .Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations à savoir :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation

III.2.1.choix d'implantation de nouveaux réservoirs:

L'emplacement des réservoirs est déterminé pour assurer le bon fonctionnement et avoir une pression suffisante chez le consommateur. Dans notre projet la bache d'aspiration son emplacement directement lié à l'emplacement de la station de pompage ($C_{b\grave{a}che} = 188.5m$), l'altitude de la cuve du réservoir tampon et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

nous essayons d'implanter de nouveaux réservoirs pour les communes concernées par le renforcement en suivant l'ancien tracé qui alimente les réservoirs existants représentés dans le tableau III.1 suivant

Tableau III .2: réservoirs existants alimentés par l'ancien tracé suivi

Commune	Réservoirs existants (m ³)
A'ttatba	1500
Sidi rached	1000
Ain tagourait	500 +250



Figure III .1: Réservoir existants 500m³ – AIN TAGOURAIT

III.3.Classification des réservoirs [9]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

III.3.1.D'après la nature des matériaux de construction, on distingue

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

III.3.2.D'après la situation des lieux, ils peuvent être

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

III.3.3.D'après leurs formes

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.4.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.

III.5.Equipements du réservoir [9]

Le réservoir doit être équipé :

III.5.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III.5.1.1.Par Le haut

soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

III.5.1.2.Par Le bas

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III .5.2. Conduite de départ ou de distribution

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

III .5.3. Conduite de trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

III .5.4. Conduite de vidange :

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

III .5.5. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution.

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé, En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

III .5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution .Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinist

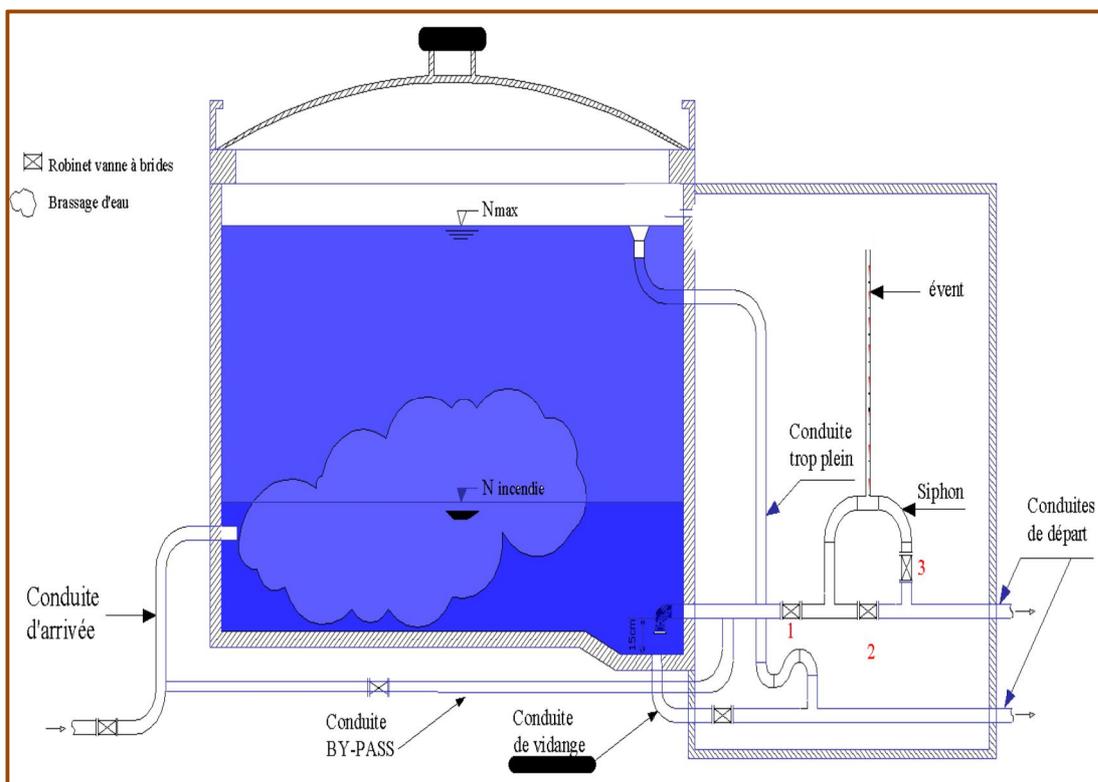


Figure III .2: équipement de réservoir.

III .6. Calcul de la capacité des réservoirs [2]

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III .6.1.La méthode analytique :

III .6.1.1. Cas remplissage par refoulement d'un réservoir

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

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

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

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

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

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

III .6.1.2. Cas de remplissage gravitaire d'un réservoir :

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p \cdot Q_{\text{moy,h}}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Les réservoirs qui sont alimentés gravitairement à partir du réservoir tampon Cette méthode consiste à calculés le volume totale du réservoir en se basant sur la formule (III .3):

$$V = 12 Q_a + [N (K_p Q_{\text{moy,h}} - Q_a)] \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .3})$$

Avant d'utiliser la formule précédente on doit d'abord vérifier que :

$$Q_{\text{moy,h}} < Q_a \leq K_p Q_{\text{moy,h}}$$

III .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 :

$$R_{\max} = |V|^+ + |V|^- \quad (\%)$$

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

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

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

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

Dans cette présente étude trois communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable

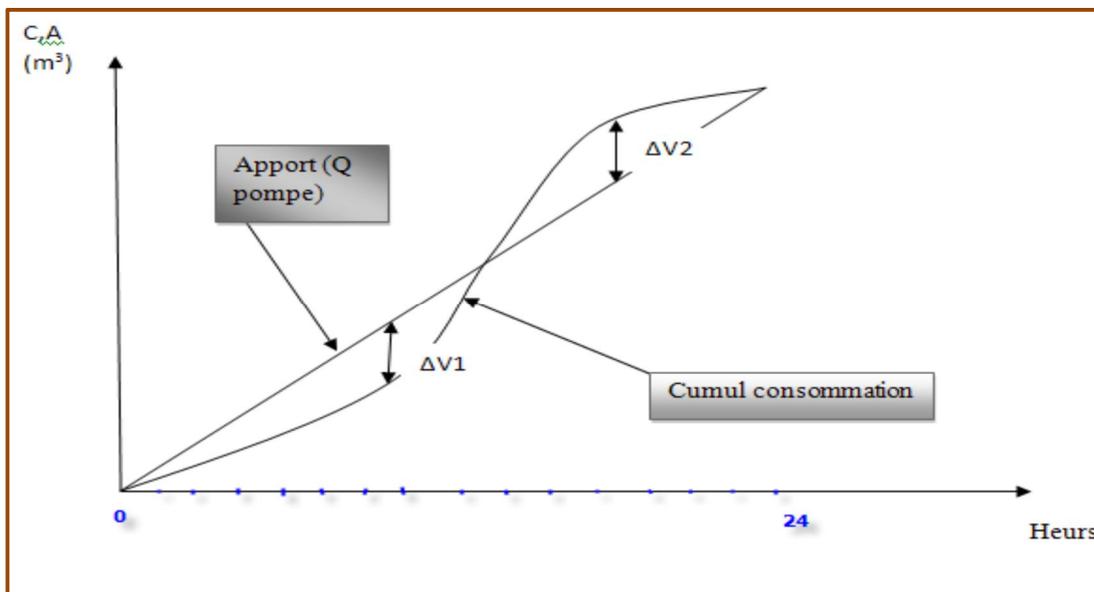


Figure III .3: graphe de consommation en fonction de l'apport.

III .6.3.Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :**III .6.3.1. Calcul de la capacité du réservoir d'ATTATBA :**

- $Q_a = Q_{\max,j} = 9473.03 \text{ m}^3/j = 394.71 \text{ m}^3/h$;
- $Q_{\text{moy},h} = 394.71 \text{ m}^3/h$;
- $K_p Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,h} = 592.06 \text{ m}^3/h$.

$$394.71 \text{ m}^3/h < 394.71 \leq 592.06 \text{ m}^3/h$$

N= 4 heures (entre 8h et midi)

$$V = 12 * 394.71 + [4 (592.06 - 394.71)] = 5525.92 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 5525.92 + 120 = 5645.92 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 6000 \text{ m}^3$

Etant donné que nous avons un réservoir existant de 1500 m³, nous projetterons un réservoir de :

$$(6000 - 1500) = 4500 \text{ m}^3$$

Donc un déficit qui sera comblé par la projection de trois réservoirs jumelé semi enterre de capacité $3 * 1500 \text{ m}^3$ qui joueront le rôle de réservoir d'alimentation et satisferont les besoins à l'horizon 2040.

III .6.3.2. Calcul de la capacité du réservoir SIDI RACHED :

- $Q_a = Q_{\max,j} = 3958.36 \text{ m}^3/j = 164.93 \text{ m}^3/h$;
- $Q_{\text{moy},h} = 164.93 \text{ m}^3/h$;
- $K_p Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,h} = 247.40 \text{ m}^3/h$.

$$164.93 \text{ m}^3/h < 164.93 \leq 247.40 \text{ m}^3/h$$

N= 4 heures (entre 8h et midi)

$$V = 12 * 164.93 + [4 (247.40 - 164.93)] = 2309.04 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 2309.04 + 120 = 2429.04 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2500 \text{ m}^3$

Etant donné que nous avons un réservoir existant de 1000 m³, nous projetterons un réservoir de :

$$(2500 - 1000) = 1500 \text{ m}^3$$

Donc un déficit qui sera comblé par la projection d'un réservoir semi enterre de capacité

1500 m³ qui joueront le rôle de réservoir d'alimentation et satisferont les besoins à l'horizon 2040.

III .6.3.3. Calcul de la capacité du réservoir AIN TAGOURAIT:

- $Q_a = Q_{\max,j} = 3720.81 \text{ m}^3/j = 155.03 \text{ m}^3/h$;
- $Q_{\text{moy},h} = 155.03 \text{ m}^3/h$;
- $K_p Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,h} = 232.55 \text{ m}^3/h$.

$$155.03 \text{ m}^3/h < 155.03 \leq 232.55 \text{ m}^3/h$$

N= 4 heures (entre 8h et midi)

$$V = 12 * 155.03 + [4 (232.55 - 155.03)] = 2170.44 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 2170.44 + 120 = 2290.44 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2500 \text{ m}^3$

Etant donné que nous avons un réservoir existant de 1000 m³, nous projetterons un réservoir de :

$$(2500 - 1000) = 1500 \text{ m}^3$$

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

Donc un déficit qui sera comblé par la projection deux réservoirs semi enterre de capacité 1000 m³ qui joueront le rôle de réservoir d'alimentation et satisferont les besoins à l'horizon 2040.

III .7. Forme des réservoirs [9]

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10000 m³.

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 :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III.5)}$$

- h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6 \text{ m}$

La hauteur totale du réservoir :

On a :

$$H = h + R \quad \text{(III.6)}$$

R : marge de sécurité

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad \text{(III.7)}$$

Tableau III.3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs :

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
A'ttatba	3*1500	21.85	380	4	0.31	0.5	4.5
Sidi rached	1500	21.85	380	4	0.31	0.5	4.5
Ain tagourait	2*1000	17.84	250	4	0.48	0.5	4.5

Remarque :

Les cotes terrains des réservoirs projetés sont celles des réservoirs existants puisque'ils seront jumelés fixées selon le tracé de l'adduction de renforcement qui correspond à un tracé le plus économique.

III.8. Dimensionnement de la Bâche de reprise de la station de pompage(SP1) :

La station de pompage (SP1) est alimentée gravitairement avec un débit de 14702.2 m³/J. Alors le volume de la bâche de (SP1) est déterminé par la méthode analytique.

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{T} \quad \text{(III.8)}$$

Avec :

Q_{max,j} : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 22h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0.5h)

Alors le volume de la bache de (SP1) est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j*t}}}{22} = \frac{14702.2}{22} \times \frac{1}{2} = 334.14 \text{ m}^3$$

Nous choisisons un volume normalisé de 350 m³. Si on prend la forme circulaire comme forme des bâches de reprise, et comme hauteur d'eau 4m, on trouve suivant la formule suivante le diamètre de la bache.

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{eau}}}{\pi * H_{\text{eau}}}} = \sqrt{\frac{4 * 350}{\pi * 4}} = 10,55 \text{ m.}$$

Si on prend (D = 10 m) : $H_{\text{eau}} = \frac{V_{\text{eau}}}{S} = \frac{350}{78,54} = 4.45 \text{ m.}$

Si on propose une revanche de 0,5 m, on trouve une hauteur totale de 5 m.

III.9. Dimensionnement des réservoirs tampons :

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation. Son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire. Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt-deux heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les deux heures de son arrêt (vidange directe).

Le réservoir tampon relie la conduite de refoulement venant de la station de pompage 1 et la conduite gravitaire qui alimente les réservoirs des 3 villes. Le volume de ce réservoir tampon sera déterminé selon la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{\text{tr*t}}}{2} \quad \text{(III.9)}$$

Avec :

Q_{tr} : débit transité (Q_{tr}=668.28 m³/h) qui représente le débit qui sort de la station de pompage1

t : le temps de stockage (t = 2heures)

A.N :

$$V = \frac{668.28*2}{2} = 668.28 \text{ m}^3$$

Nous optons pour un réservoir de capacité égale à 700 m³ situé à une altitude de 266.5 m qui représente le point le plus haut dans la région suivant le tracé qui est le plus économique.

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve qui est de 4 m, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au-dessus du

plan d'eau, nous prenons une hauteur totale $H=4,5$ m pour une revanche de 0,5 m : ce qui donne pour le réservoir tampon.

$$H = h + R = 4,5 \text{ m}$$

Le diamètre D de la cuve sera de :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * H}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 700}{\pi * 4,5}} = 14.07 \text{ m}$$

III.10. Hygiène et sécurité des réservoirs [3]

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

Conclusion :

Les communes de la zone d'étude ont des ouvrages de stockage d'eau insuffisants. A cet effet et afin de satisfaire les besoins au futur (2040), nous avons projeté trois réservoirs de capacité 1500m^3 pour la commune A'ttatba et deux réservoirs de capacité 1000 m^3 pour la commune Ain tagourait et un réservoir de capacité 1500 m^3 pour Sidi rachede.

CHAPITRE IV

ETUDE D'ADDUCTIO

Introduction :

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

IV.1.Types d'adduction [5]

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

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

IV.1.1.Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

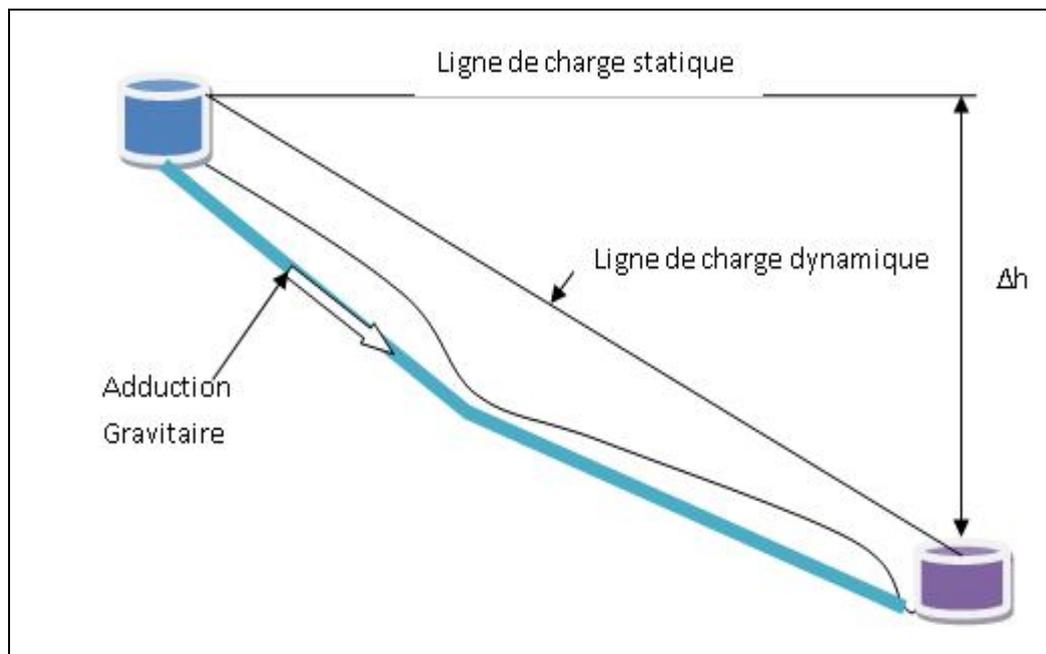


Figure IV.1: adduction gravitaire

IV.1.2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

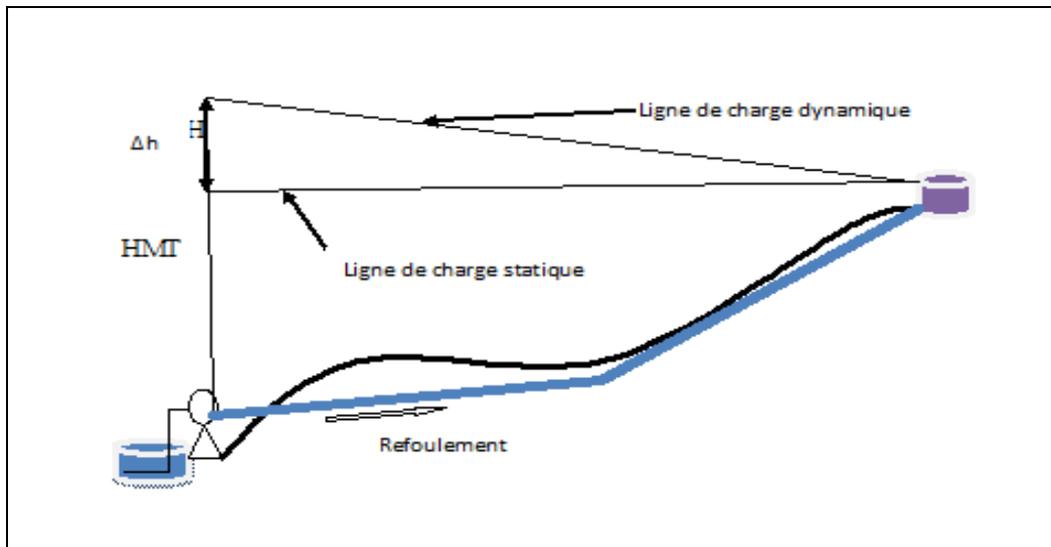


Figure IV.2.: adduction par refoulement

IV.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.

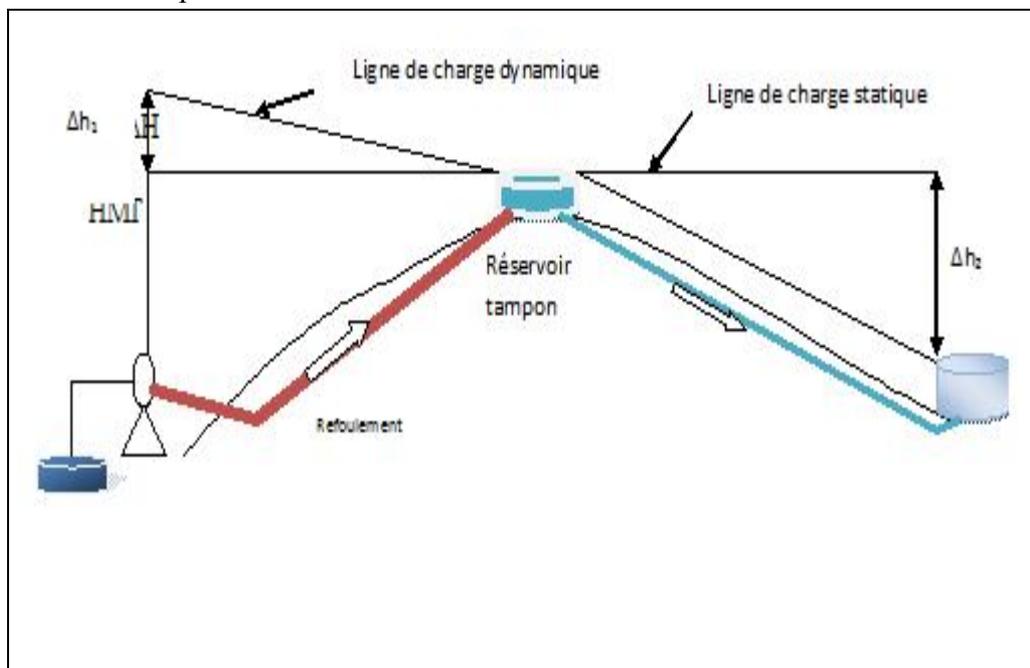


Figure IV.3: adduction mixte

IV.2. Adduction et type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

IV.2.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

IV.2.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement. Donc sa pression diffère de la pression atmosphérique

IV.3. Choix des matériaux de canalisation [8]

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

IV.3.1. Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

IV.3.2. Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

IV.3.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32

bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

IV.3.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du $1/20^{\text{ème}}$ du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

IV.4.Proposition des variantes :

Dans notre étude, on est appelé à choisir une adduction mixte (refoulement- gravitaire) et cela au vu de la topographie de la zone du projet qui relie la station de pompage et les ouvrages de stockage au niveau des différentes communes.

IV.4.1.Partie refoulement :

Pour cette partie, on propose deux variantes

Variante N°1

Le débit d'eau provenant de la station dessalement Foka marine alimente gravitairement la station de pompage, Cette dernière projetée de côte terrain naturel 188.5m et refoulera un débit de 170.2 l/s sur un linéaire de 5989 m pour alimenter le réservoir tampon projeté à une côte terrain naturel 266.5m.

Variante N°2

Nous avons proposé dans cette variante que la station de pompage va transférer l'eau vers le réservoir tampon projetée de côte terrain naturel 274 m. et garder même côte terrain de station pompage, avec une longueur de refoulement 4620m.

IV.4.2.Partie gravitaire :

On propose le même tracé pour les deux variantes

Les deux variantes contiennent deux conduites, la première conduite part de RT vers le réservoir de Sidi Rachad suivant la voie express cette conduite contient un piquage dans le pt (p1) côte terrain 170m, la commune de Ain tagourait est alimentée gravitairement à partir de ce piquage alimenté suivant le chemin de wilaya N°108

La Deuxième conduite alimente gravitairement la commune d'Attatba suivant le chemin de wilaya N° 50 à partir du RT

La différence entre les deux variantes dans les longueurs des tronçons et les cotes de RT .

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.4

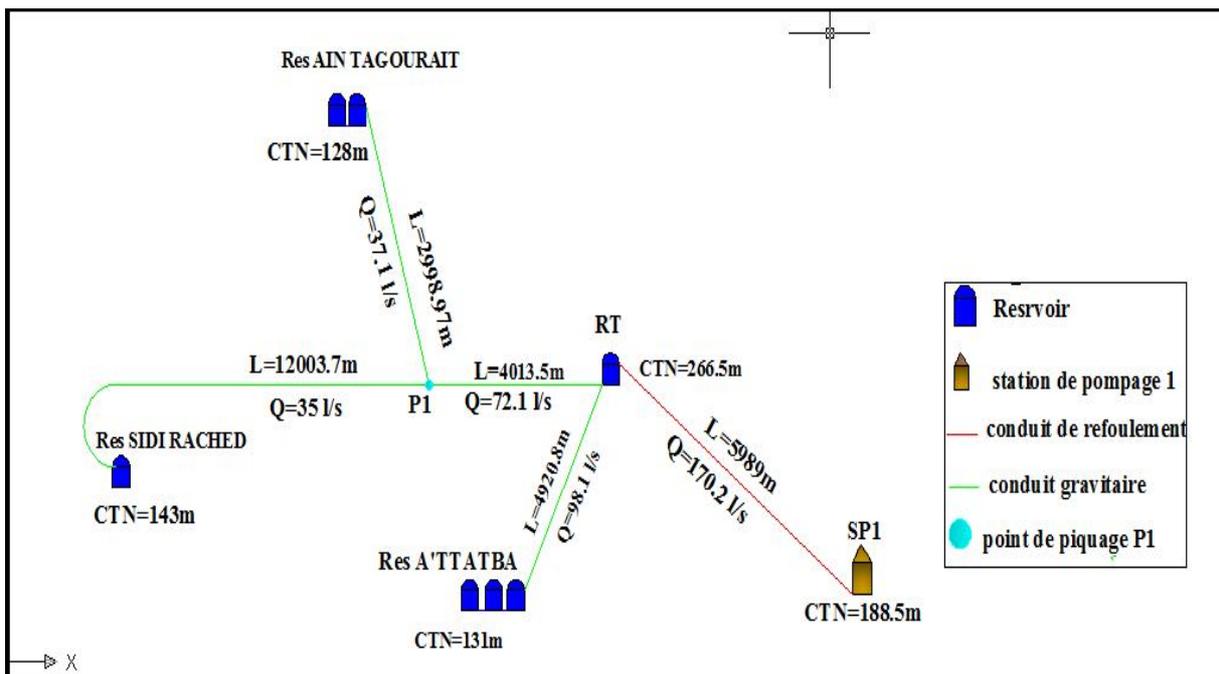


Figure IV.4: Schéma vertical de la variante N°1

Le schéma explicatif pour la variante N°02 est représenté dans la figure IV.5

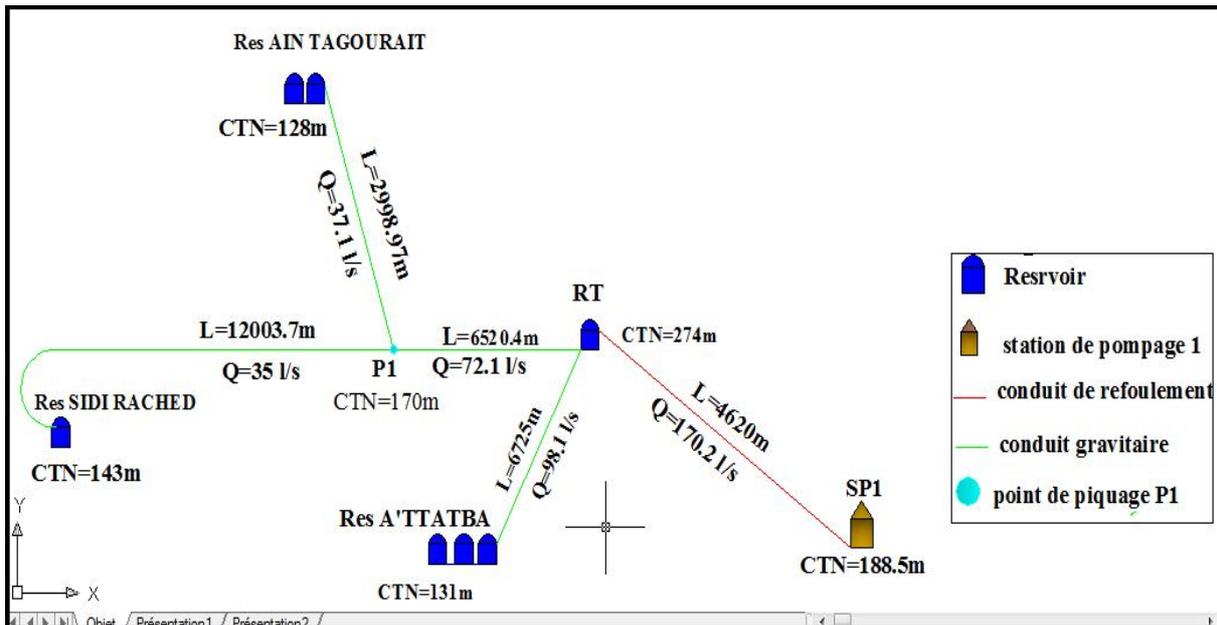


Figure IV.5: Schéma vertical de la variante N°2

Conclusion :

La différence entre les deux variantes se situe entre la cote de RT et les longueurs des tronçons de refoulement et gravitaire, donc on va faire le calcul (dimensionnement partie refoulement et gravitaire) pour les deux variantes

IV.5. Etude de l'adduction par refoulement [4]

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de Fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

IV.5.1.Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \tag{IV.1}$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \tag{IV.2}$$

Q: débit à élever en m3/s.

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

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

IV.5.2. Calcul des pertes de charge

IV.5.2.1. pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent: (voir annexe 2)

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_{Lin} = \lambda * \frac{LV^2}{2gD} = j * L \quad (IV.3)$$

-V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

- ΔH_{Lin} : Pertes de charge linéaires en (m)

-j: désigne le gradient de perte de charge (m/m)

- λ : désigne le coefficient de frottement qui peut être donné par la formule de Nikuradsé

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (IV.4)$$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\epsilon = K_0 + \alpha T \quad (IV.5)$$

k_0 : la rugosité à l'état neuf

α : le coefficient de vieillissement de conduite

T : temps de service

Le coefficient de rugosité moyen dans des conduites varie de 0,03 mm à 0,1 mm (Fonte, Acier, Béton).

Pour des raisons de sécurité hydraulique, notamment vis-à-vis du vieillissement des conduites, le coefficient de rugosité adopté pour les calculs est pris égal à 0,1 mm

IV.5.2.2. Pertes de charge singulières

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV.6})$$

IV.5.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{IV.7})$$

IV.5.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV.8})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.5.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV.9})$$

η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%).

Un rendement de 82 % est retenu

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/ m³)

IV.5.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kw h]} \quad (\text{IV.10})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =22h

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.5.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{ex}} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.11})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw h)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.

Tableau IV.1 :prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.

Périodes	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
	(H)	(DA)
Heures pleines	10	1,61
Heures de pointes	4	7,26
Heures creuses	10	0,853

$$\Rightarrow e = \frac{10*1.61+4*7.26+10*0.853}{24} = 2.23 \text{ DA}$$

IV.5.7.Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.12})$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.13})$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 26$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{26} - 1} + 0,08 = 0,092 \quad ; \quad A=9.2 \%$$

IV.5.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

Variante1

IV.5.8.1. Tronçon SP 1 –Réservoir tampon

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 14702.2 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 22 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{14702.2}{22 * 3600} = 0,185 \text{ m}^3/\text{s}$$

-L =5989 m

-Hg = 78m

-Dc _{Bonnin} = 0,430m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.2 :Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	$\Delta H_{lin}(m)$	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
250	3.77	0.0161	5989	279.39	321.29	399.29
300	2.62	0.0155	5989	108.26	124.49	202.49
350	1.92	0.015	5989	48.22	55.45	133.45
400	1.47	0.0146	5989	24.07	27.68	105.68
450	1.16	0.0142	5989	12.96	14.90	93
500	0.94	0.0139	5989	7.49	8.61	86.61
600	0.65	0.0134	5989	2.88	3.31	81.31

Tableau IV.3 :Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir tampon (voir annexe 3) :

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
250	12359	5989	6809660,692
300	14781	5989	8144153,628
350	17820	5989	9818606,16
400	20425	5989	11253929,9
450	23546	5989	12973563,45
500	26632	5989	14673912,42
600	33383	5989	18393632,4

Tableau IV.4 :Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
250	883.72	7096271.6	15824685.67
300	448.16	3598724.8	8025156.304
350	295.35	2371660.5	5288802.915
400	233.89	1878136.7	4188244.841
450	205.61	1651048.3	3681837.71
500	191.68	1539190.4	3432394.592
600	179.95	1444998.5	3222346.655

IV.5.8.2 : Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation qui par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau IV.5 : Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
250	15824685,67	6809660,692	22634346,36
300	8025156,304	8144153,628	16169309,93
350	5288802,915	9818606,16	15107409,08
400	4188244,841	11253929,9	15442174,74
450	3681837,71	12973563,45	16655401,16
500	3432394,592	14673912,42	18106307,01
600	3222346,655	18393632,4	21615979,06

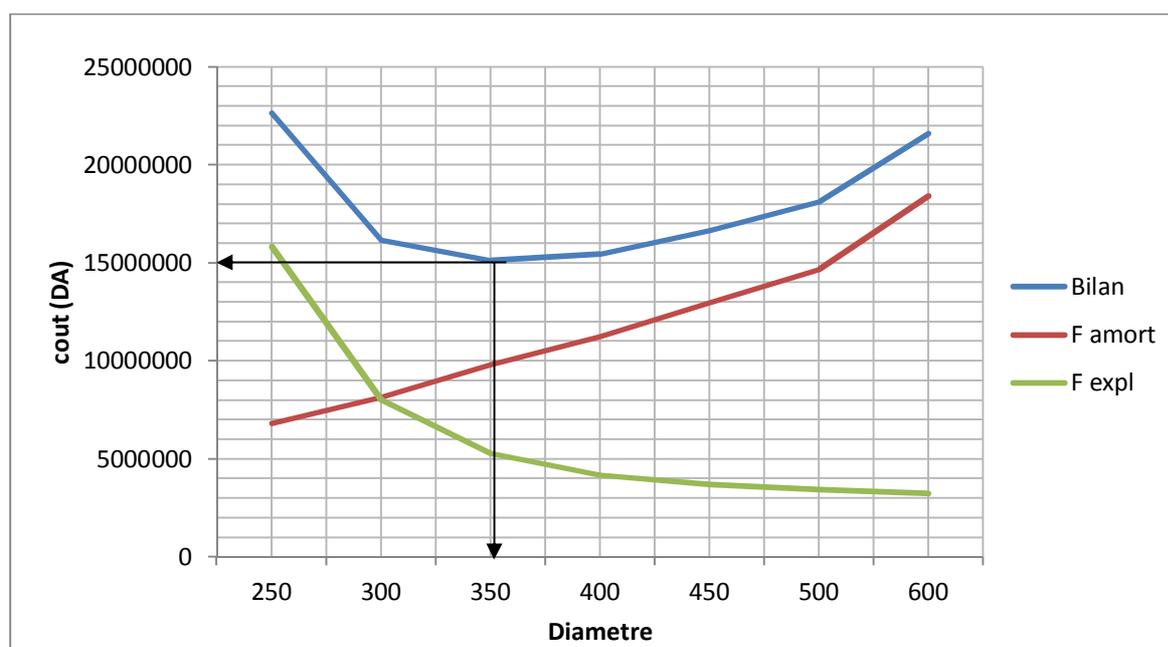


Figure IV.6 : Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon

Le diamètre économique est de 350 mm, avec une vitesse de $V = 1.92$ m/s et une hauteur de refoulement de $HMT = 133.45$ m.

Variante2**IV.5.8.3. Tronçon SP 1 –Réservoir tampon**

$$Q_{\text{exp}} = 0.185 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 4620 \text{ m}$$

$$-H_g = 85.5 \text{ m}$$

$$-D_c_{\text{Bonnin}} = 0,430\text{m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.6 : Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir tampon :

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	$\Delta H_{\text{lin}}(\text{m})$	$\Delta H_t(\text{m})$	HMT(m)
250	3,77	0,0161	4620	215,532	247,862	333,36
300	2,62	0,0155	4620	83,513	96,040	181,54
350	1,92	0,015	4620	37,202	42,783	128,28
400	1,47	0,0146	4620	18,573	21,358	106,86
450	1,16	0,0142	4620	9,998	11,498	97,00
500	0,94	0,0139	4620	5,784	6,652	92,15
600	0,65	0,0134	4620	2,222	2,555	88,06

Tableau IV.7 : Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir tampon :

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
250	12359	4620	5253069,36
300	14781	4620	6282516,24
350	17820	4620	7574212,8
400	20425	4620	8681442
450	23546	4620	10007991,8
500	26632	4620	11319665,3
600	33383	4620	14189110,3

Tableau IV.8 : Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir tampon :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
250	737,8066272	5924587,22	13211829,5
300	401,7909088	3226381	7194829,62
350	283,9189666	2279869,3	5084108,54
400	236,5023581	1899113,94	4235024,08
450	214,679653	1723877,61	3844247,08
500	203,9533573	1637745,46	3652172,37
600	194,8865102	1564938,68	3489813,25

Tableau IV.9 :Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon :

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
250	13211829,49	5253069,36	18464898,9
300	7194829,624	6282516,24	13477345,9
350	5084108,543	7574212,8	12658321,3
400	4235024,077	8681442	12916466,1
450	3844247,078	10007991,8	13852238,9
500	3652172,374	11319665,3	14971837,7
600	3489813,249	14189110,3	17678923,6

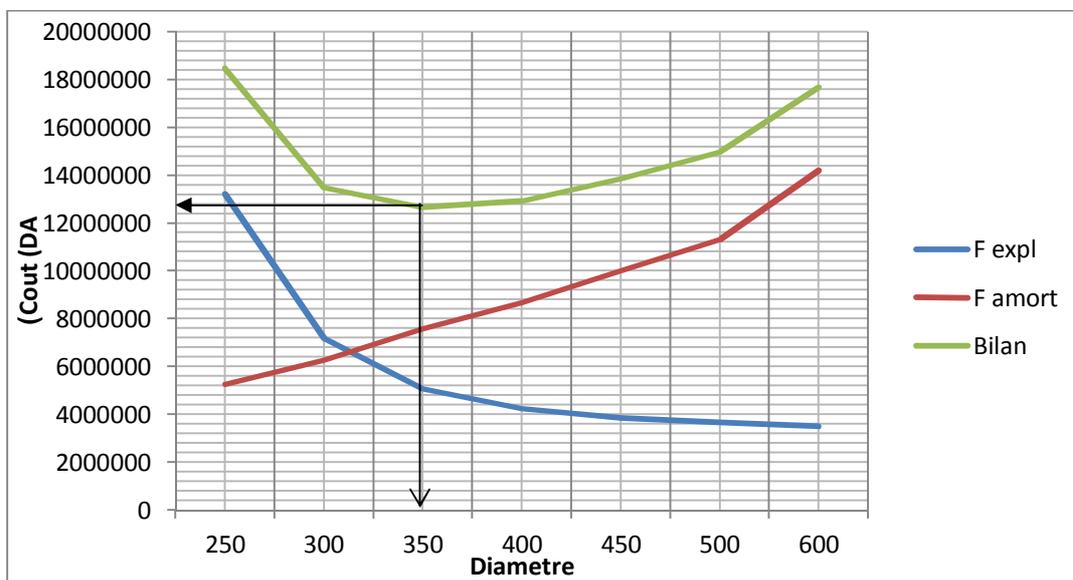


Figure IV.7 : Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon

Le diamètre économique est de 350 mm, avec une vitesse de $V = 1.92$ m/s et une hauteur de refoulement de $HMT = 128.28$ m.

IV.6. Etude de l'adduction gravitaire [5]

IV.6. 1.Variantel

IV.6.1.1.Calcul de pertes de charge

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.14)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e_e} \quad (IV.15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **20%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,2 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,2 * L_g \quad (IV.16)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β .

Tableau IV.10 :Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

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

IV.6.1.2.Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.11 :Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Piquage1	3490	4013.5
2	Réservoir tampon	Réservoir A'ttatba	4278.95	4920.8
3	Piquage 1	Réservoir Ain tagourait	2607.8	2998.97
4	Piquage 1	Réservoir Sidi rached	10438	12003.7
total				23936.97

IV.6.1.3.Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 :Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	Réservoir tampon	266.50
2	Piquage1	170
3	Réservoir Ain tagourait	128
4	Réservoir A'ttatba	131
5	Réservoir Sidi rached	143

IV.6.1.4.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction gravitaire

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (IV.17)$$

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

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

➤ **La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.18})$$

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).

IV.6.1.4.1. Tronçon reliant le réservoir tampon et le Piquage1 :

Nous calculons la pente moyenne de la conduite principale entre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation de Sidi rached.

$$\Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = I_{\text{moy}} * L$$

Nous calculons la charge disponible ΔH_d entre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation de Sidi rached.

$$\Delta H_d = C_r - C_{tp}$$

C_r : côte du radier du réservoir tampon.

C_{tp} : côte du trop plein du réservoir de Sidi rached.

$$\Delta H_d = 266.5 - 145 = 121.5 \text{ m}$$

La pente moyenne : $I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_d}{\Sigma L_{\text{eq}}} \quad (\text{voir annexe 3})$

$$\Sigma L_{\text{eq}} = 4013.5 + 12003.7 = 16017.2 \text{ m}$$

$$I_{\text{moy}} = \frac{121.5}{16017.2} \Rightarrow I_{\text{moy}} = 0.0075$$

IV. 6.1.4.2. Tronçon 1 (Réservoir tampon –Piquage 1) :

➤ **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = I_{\text{moy}} * L_{\text{eq}}$$

$L_{\text{eq}} = 4013.5 \text{ m} ; I_{\text{moy}} = 0.0075 .$

$\Delta H_d = 0.0075 * 4013.5 = 30.10 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre avantageux :**

Pour la conduite principale (fonte ductile), nous prenons : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$. Voir (tableau IV.1)

$$D_{av} = 5.3 \sqrt{\frac{0,00179 * 4013.5 * (0,0721)^2}{30.10}} = 0.282 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 282mm, le diamètre normalisé est de (350 mm.) pour diminuer la perte de charge et augmenter la pression .

Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre

$$\Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0,00179 * 4013.5 * (0,0721)^2}{0,35^{5,3}} = 9.74 \text{ m}$$

➤ **Vitesse d'écoulement :**

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$ Ainsi: $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Pour un diamètre de $\varnothing 350 \text{ mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.0721}{3.14 * (0.35)^2} = 0.82 \text{ m/s}$.

➤ **La côte piézométrique pour le piquage1 :**

$$\Delta H_d = C_r - C_{p \text{ piquage1}} \Rightarrow C_{p \text{ piquage1}} = C_r - \Delta H$$

$$C_{p \text{ piquage1}} = 266.5 - 9.74 = 256.76 \text{ m}$$

:

IV. 6.1.4.3. Trançon-2(piquage1 - réservoir Sidi rached)

Nous avons un débit $Q = 35 \text{ l/s}$, et une longueur équivalente $L_{eq} = 12003.7 \text{ m}$

➤ **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_{p \text{ piquage1}} - C_{TP.R} = 256.76 - 145 = 111.76 \text{ m}$$

$C_{TP.R}$: côte du trop-plein du réservoir de Sidi rached.

➤ **Calcul du diamètre avantageux :**

$$D_{av} = 5.3 \sqrt{\frac{0,00179 * 12003.7 * (0,035)^2}{111.76}} = 0.208 \text{ mm}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 208 mm, il est compris entre les diamètres normalisés 250 mm et 200 mm, donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de $\varnothing 250$ et $\varnothing 200$.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,00179 \times (0,035)^2 \times \left(\frac{x}{0,25^{5,3}} + \frac{1-x}{0,2^{5,3}} \right)$$

$$\Delta H = 111,76 \text{ m pour } l = 12003,7 \text{ m}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 2815,58 \text{ m}$.

Nous aurons un diamètre Ø250 sur une longueur de 2815,58 m suivi d'un diamètre Ø200 sur une longueur de 9188,12 m.

➤ **Vitesse d'écoulement**

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 250 \quad V = \frac{4 \cdot 0,035}{\pi \cdot 0,25^2} = 0,72 \text{ m/s}$$

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 200 \quad V = \frac{4 \cdot 0,035}{\pi \cdot 0,2^2} = 1,11 \text{ m/s}$$

IV. 6.1.4.4. Tronçon 3 (piquage1 – réservoir Ain tagourait) :

Nous avons un débit $Q = 37,1 \text{ l/s}$, et une longueur équivalente $L_{eq} = 2998,97 \text{ m}$

➤ **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_p \text{ piquage1} - C_{TP,R} = 256,76 - 130 = 126,76 \text{ m}$$

$C_{TP,R}$: côte du trop-plein du réservoir d'Ain tagourait.

➤ **Calcul du diamètre avantageux :**

$$D_{av} = 5,3 \sqrt{\frac{0,00179 \cdot 2998,97 \cdot (0,0371)^2}{126,45}} = 0,160 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 160mm, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm et 150mm, donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série composé de Ø200 et Ø150.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = 0,00179 \times (0,0371)^2 \times \left(\frac{x}{0,2^{5,3}} + \frac{1-x}{0,15^{5,3}} \right)$$

$$\Delta H = 126,45 \text{ m pour } l = 2998,97 \text{ m}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve : $x = 1013,5 \text{ m}$.

Nous aurons un diamètre Ø200 sur une longueur de 1013,5 m suivi d'un diamètre Ø150 sur une longueur de 1985,47 m.

➤ **Vitesses d'écoulement :**

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 200 \quad V = \frac{4 \cdot 0,0371}{\pi \cdot 0,2^2} = 1,18 \text{ m/s}$$

$$\text{Pour le diamètre } \varnothing 150 \quad V = \frac{4 \cdot 0,0371}{\pi \cdot 0,15^2} = 2,1 \text{ m/s}$$

IV.6.1.4.5. Tronçon 4 (réservoir tampon - réservoir A'ttatba)

Nous avons un débit $Q = 0.0981$ l/s, et une longueur équivalente $L_{eq} = 4980.8$ m

➤ **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_R - C_{TP,R} = 266.5 - 133 = 133.5 \text{ m}$$

$C_{TP,R}$: côte du trop-plein du réservoir d'Attatba.

➤ **Calcul du diamètre avantageux :**

$$D_{av} = 5.3 \sqrt{\frac{0,00179 * 4980.8 * (0,0981)^2}{133.5}} = 249 \text{ mm}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 249mm, le diamètre normalisé est de 250 mm

➤ **Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre**

$$\Delta H = \frac{K * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0,00179 * 4980.8 * (0,0981)^2}{0,25^{5,3}} = 133.2 \text{ m}$$

➤ **Vitesse d'écoulement :**

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$ Ainsi: $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Pour un diamètre de $\varnothing 250\text{mm} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.0981}{3.14 * (0.25)^2} = 1.99 \text{ m/s}$.

IV 6.1.5. Normalisation des diamètres :

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.13: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	D _{ca} (mm)	D _{nor} (mm)	L (m)	ΔH _i (m)	V (m/s)
1	0.0721	282	350	4013.5	9.74	0.82
2	0.035	208	250	2815.58	9.58	0.72
			200	9188.12	102.03	1.1
3	0.0371	160	200	1013.5	12.64	1.18
			150	1985.47	113.8	2.1
4	0.0981	249	250	4980.8	133.2	1.99

Tableau IV.14: Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (m.c.e)
1	Piquage1	256.76	170	86.76

IV. 6.1.6. Les frais d'investissement**Tableau IV.15:** Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	17820	4013,5	71520570
250	12359	7796,38	96355460,42
200	11055	10201,62	112778909,1
150	9752	1985,47	19362303,44
	Investissement(DA)		300017243

IV.6.2.VARIANTE 2 :**IV.6.2.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons**

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.16: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Piquage1	5667	6520.4
2	Réservoir tampon	Réservoir A'ttatba	5847.8	6725
3	Piquage 1	Réservoir Ain tagourait	2607.8	2998.97
4	Piquage 1	Réservoir Sidi rached	10438	12003.7
total				

IV. 6.2.2. Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.17: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	Réservoir tampon	274
2	Réservoir Ain tagourait	128
3	Réservoir A'ttatba	131
4	Réservoir Sidi rached	143

IV 6.2.3. Normalisation des diamètres

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.18: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	D _{ca} (mm)	D _{nor} (mm)	L (m)	ΔH _i (m)	V (m/s)
1	0.0721	286	350	6520.4	15.8	0.82
2	0.035	206	250	2815.58	9.58	0.72
			200	9188.12	102.03	1.1
3	0.0371	158	200	1013.5	12.64	1.18
			150	1985.47	113.8	2.1
4	0.09807	261	300	2336	23.76	1.38
			250	4389	117.3	1.99

Tableau IV.19: Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (m.c.e)
1	Piquage1	258.2	170	88.2

IV. 6.2.4. Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV.20: Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
350	17820	6520,4	116193528
300	14781	2336	34528416
250	12359	7204,58	89041404,22
200	11055	10201,62	112778909,1
150	9752	1985,47	19362303,44
	Investissement(DA)		371904560,8

Tableau IV.21: Bilan des deux variantes

variante	Partie gravitaires	Partie refoulement		Totale
	Investissement	Investissement	Exploitation	Million (DA)
variante 01	300017243	9818606,16	5288802,915	315124652,1
variante 02	371904560,8	7574212,8	5084108,543	384562882,2

Remarque : selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes en tenant compte la vitesse d'écoulement, le diamètre économique est de la variante (01) càd le réservoir tampon implanté à une cote de radier est égale 266.5m.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait varier la cote du réservoir tampon pour obtenir la cote la plus économique, et pour l'adduction par refoulement nous avons fait une étude technico-économique. Nous avons trouvé que :

- L'adduction par refoulement constituée d'une station de pompage, La conduite de refoulement à une longueur de 5989 m et un diamètre de 350 mm,
- L'adduction gravitaire à une longueur totale des conduites de 23936.97 m et des diamètres de 350 mm, 250 mm, 200 mm, 150mm.

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée le long de l'adduction.

V.1. Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal
- Vertical
- oblique

V.2. Couplage des pompes [4]

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3.Choix du type de pompe[4]

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

V.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4.1: Refoulement SP1 – Réservoir tampon : [6]**Tableau V.1:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	668.28	133.45	-	-	-	-	-	-	-	-
2	334.14	133.45	-	-	-	-	-	-	-	-
3	222.76	133.45	PM150/4E	133.5	71.5	1750	4	132	2.55	150
4	167.07	133.45	PM125/4A	140	76.3	1750	4	110	2.8	125

A partir du tableau (V.1), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue, puissance absorbée et NPSH requis. et nombre de pompe minimale

Conclusion : On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM150/4E CAPRARI**.

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes[6]

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la station de pompage

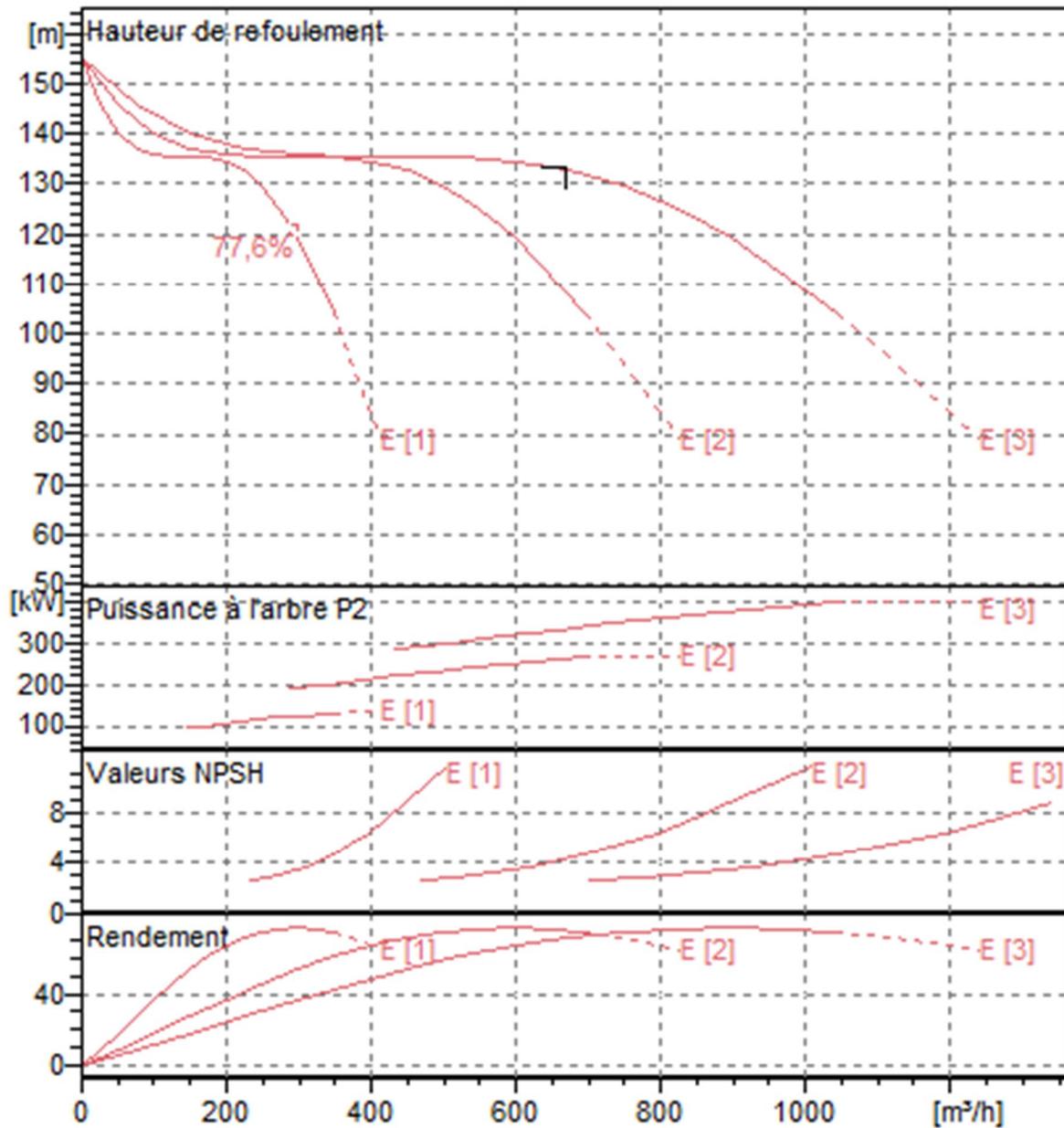


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/4E

V.6 .Point de fonctionnement d’une pompe

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V .6.1: Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \tag{V.1}$$

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \tag{V.2}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \tag{V.3}$$

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

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

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

V .6.1.1. Refoulement SP 1 - Réservoir tampon

Tableau V.2. : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	78	5989	350	0,015	0	0	78
2	50	150	78	5989	350	0,015	2.49	2,739	80,739
3	100	300	78	5989	350	0,015	4.95	5,445	83,445
4	150	450	78	5989	350	0,015	22.10	24,31	102,31
5	200	600	78	5989	350	0,015	38.98	42,878	120,878
6	250	750	78	5989	350	0,015	61.20	67,32	145,32
7	300	900	78	5989	350	0,015	88.41	97,251	175,251
8	350	1050	78	5989	350	0,015	119.79	131,769	209,769
9	400	1200	78	5989	350	0,015	156.87	172,557	250,557
10	450	1350	78	5989	350	0,015	198.94	218,834	296,834

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.2).

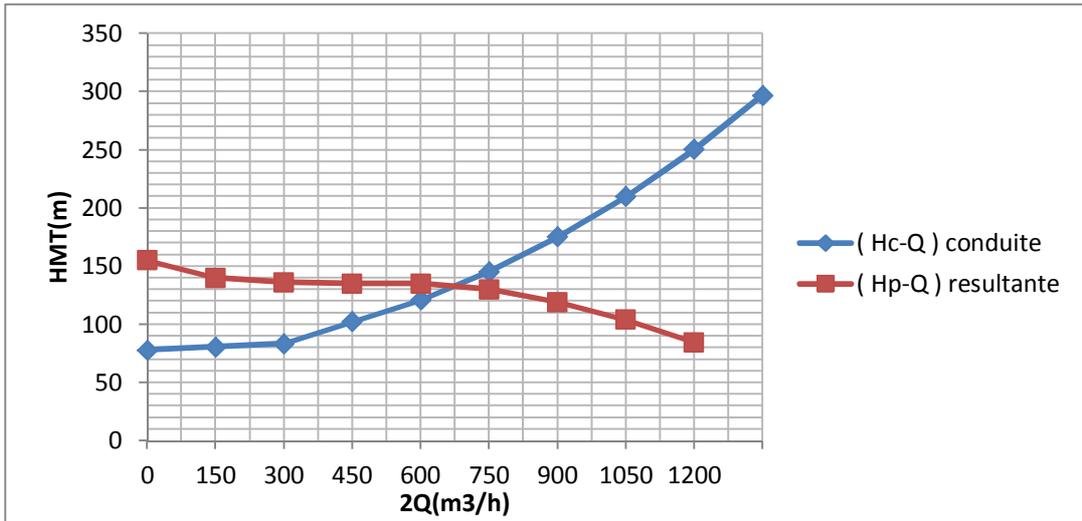


Figure V.2: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{app} = 668.28 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{pf} = 675 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 134 \text{ m} \approx H_{app} = 133.45 \text{ m} \\ Q_{pf} = Q_{app} + (1.005\%) Q_{app} \end{cases}$$

V.7. Modes de réglage

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

V.7.1 Débit disponible > Débit appelé

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

-Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

-Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \tag{V.4}$$

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

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

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

- h_v : différence entre la hauteur H et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \quad (V.5)$$

- H' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).
- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes).
- Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.6)$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 - t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 - Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).
- Changement du type de la pompe : si cela est possible

V.7.2. Débit disponible < Débit appelé

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

Conclusion : le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10% et -10%) ; par conséquent aucun réglage n'est pas nécessaire

V.8. Choix du moteur électrique

V.8.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V.8.2. Refoulement : SP 1 – Réservoir tampon

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 1750tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 132Kw
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~

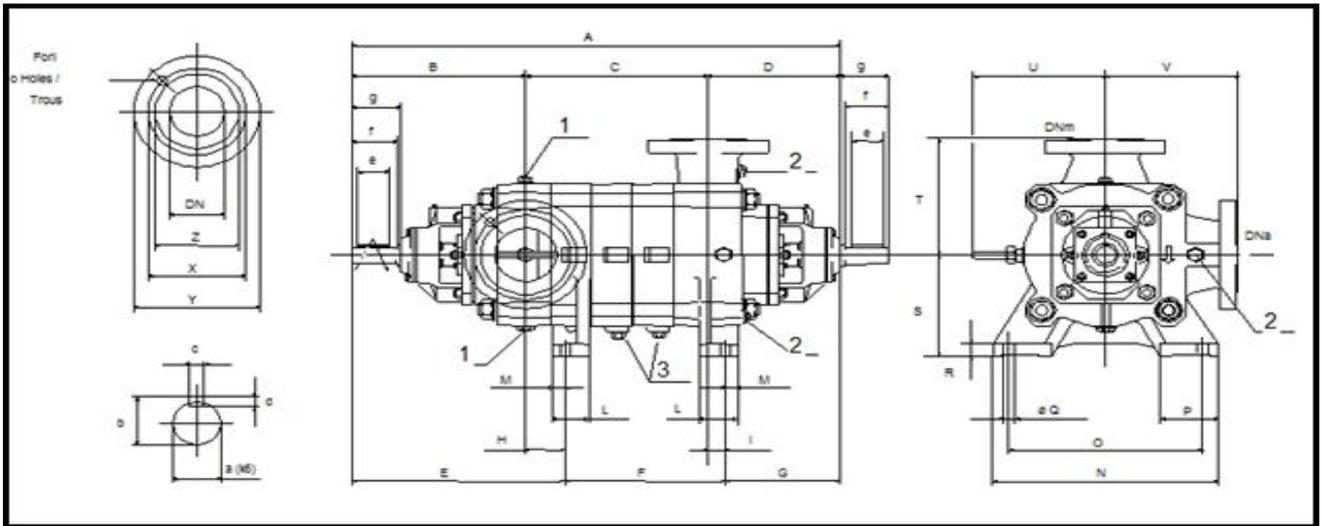


Figure V.3: Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari).

A=1440mm	F=520 mm	M=45 mm	$D_N=250\text{mm}$
B=479mm	G=301mm	N=680mm	T=370mm
C=610 mm	H=140mm	O=590mm	S =315mm
D=351mm	I=50mm	P=170mm	R=40mm
E=619mm	L=125mm	Q=24mm	$D_{Nm}=150\text{mm}$

V.9. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe [4]

V.9.1. Équipements en amont de la pompe

- **conduite d'aspiration :**

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 5% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

- **joints :**

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors du montage et du démontage de la pompe.

- **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

V.9.2. Équipements en aval de la pompe

- **divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- **clapet de non-retour :**

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suivent leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Collecteur de refoulement :**

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique. Aussi la pente de la conduite de refoulement à partir de la station de pompage doit être $<1\%$

- **Le by-pass :**

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

- **Soupape de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

V.10. Dimensionnement des équipements des pompes :

V.10.1. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations voisinage 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1,2-1,5) d_a$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 250 mm ;
 $Da = (1,5 \cdot 250) = 375$ mm. Le diamètre normalisé est égale à 400 mm.

- $d = 0,3$ m pour $Da \leq 500$ mm.
- $d = 1$ m pour $Da > 500$ mm.

L_c : longueur de convergent = $(3,5 \div 4) (Da - da)$

Donc : les valeurs primaire seront :

$$Da = 400 \text{ mm} \quad d = 0,3 \text{ m} \quad da = 400/1,5 = 250 \text{ mm} \quad L_c = 4 \cdot (0,4 - 0,25) = 0,6 \text{ m.}$$

Vérification de la vitesse :

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1)$ m/s pour $Da \leq 250$ mm
- $V_a = (1 - 1,5)$ m/s pour $250 \leq Da \leq 800$ mm
- $V_a = (1,5 - 1,8)$ m/s pour $Da > 800$ mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,185}{\pi \cdot (0,4)^2} = 1,47 \text{ m/s}$$

En effet on trouve que $V_{asp} = 1,47$ m/s donc le diamètre 400 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté

V.11. Etude de la cavitation [4]

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, due à des bulles ou poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs très violents (bruit de bétonnière) et d'abrasion mécaniques rapides et spectaculaires pouvant détruire très rapidement les organes de la pompe (roue et diffuseur) cela se produit à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.7})$$

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,5$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\text{V.8})$$

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement d'après la figure V.1 est égal à 2,55 m ;

$\frac{P_{atm}}{\rho}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (Voir Tableau. V.3) ;

$\frac{P_v}{\rho}$: dépend de la température du liquide pompé (Voir Tableau. V.4).

Tableau V.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

– Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10-1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \tag{V.9}$$

– Δh_{asp}^{lin} Elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

V .11.1. Refoulement : SP1- Réservoir tampon

D'où on tire les valeurs requises :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.55 \text{ m}$;
- Côte de la station de pompage = 188.5m NGA .La pression atmosphérique $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10,13 \text{ m}$;
- La tension de vapeur d'eau à une température T=20 °C : $T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$;
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 400\text{mm}$
- La vitesse d'aspiration : $V_a = 1.47 \text{ m/s}$

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 8}{1000} = 0.08m$$

La perte de charge totale à l'aspiration $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,08 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,092m$

La hauteur d'aspiration admissible:

$$h_{adm}^{asp} = 2.55 + 0.5 + \frac{(1.47)^2}{2 * 9.81} - 10.13 + 0,092 + 0.24 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = - 6.5m$$

- changement de type d'installation. (Installation en aspiration) :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,13 - 0,24 - \frac{(1,47)^2}{2 * 9,81} - 2.55 - 0,5 - 0.092 = 6.5m$$

V .12. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (V.10)$$

Avec :

$$\nabla_{min} = 184 \text{ m};$$

$$r = (0,3 - 0,5) \text{ m. On prend : } r = 0,5 \text{ m.}$$

$$\nabla_{axe} = 184 + 6,5 - 0,5 = 190 \text{ m.}$$

V .13. Bâtiment de la station de pompage [4]

V .13.1. Types des bâtiments des stations de pompage

Il y a plusieurs types de bâtiments des stations de pompes dont on cite :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puit bloc.
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type puit bache sèche.

Remarque :

Le type de bâtiment le plus répandu en Algérie est le bâtiment type surface.

V .13.2. Construction du bâtiment

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

- de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- Type de pompes et de moteur électrique.
- Variation de plan d'eau dans l'Oued.
- Condition géologiques et hydrologique.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

V .13.3 Choix du type de bâtiment

Pour le choix de type de bâtiment on a se repère au tableau V.5.

Tableau V.5: Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h _a ^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

Comme on a :

- Q=0,185m³/s
- Pompe horizontale multicellulaire
- donc un bâtiment de type surface

Remarque :

Les installations principales et auxiliaires dont le poids dépasse 100Kg doivent être placées sous un pont coulant.

V .13.4 Partie supérieure du bâtiment

➤ **Les hauteurs recommandées pour les bâtiments :**

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques). Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée :

H_b : 3m ; 4,2m ; 4,8m ; 5m ; 6m.

Si la hauteur est importante >6m on prévoit des ponts coulants dont les hauteurs sont : 8,4m, 9,6m 10,8m 12,6m 14m et 18m.

➤ **longueurs recommandés pour les bâtiments :**

Longueurs recommandées pour les bâtiments sont de 6m, 9m, 14m, 21m, 24m

-Remarque : La hauteur du bâtiment doit être supérieure à 4,8m.

Distance entre les armoires de commande

Dimensions des portes 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4

La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

V .13.5. Dimensionnement du bâtiment

V .11.5.1. La hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec :

h_5 : hauteur verticale= $h_p+h_s+h_r$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = T + S$.

A.N : $H_p = 370 + 315 \Rightarrow H_p = 685 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_5 = 0,685 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,485 \text{ m}$

h_6 : hauteur réservée à l'homme= $2,2 \text{ m}$

h_7 : hauteur de chariot= $0,3 \text{ m}$

h_8 : hauteur de profilées= $0,8 \text{ m}$

h_9 : hauteur de sécurité= $0,5 \text{ m}$

Donc la hauteur recommandée du bâtiment est de $H_b = 5.285 \text{ m}$.

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend Comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5 \text{ m}$** .

V .13.5.2. La longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

n : nombre de pompes, $n = 4$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : Longueur de la pompe+ moteur ;

A.N : $L = 1585 \text{ mm} \Rightarrow L = 1.585 \text{ m}$.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{int} = 1,0 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3 \text{ m}$.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,45 \text{ m}$;

$$L_b = (4 \times 1.585) + (1 \times 1) + 0,45 + 3 = 12.79 \text{ m}$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **13 m**.

V .13.5.3. Largeur du bâtiment

La largeur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 4.s + L_p + L_r \dots \dots \dots (V.13)$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe,

$$l_1 = (0.2 + D_a) = 0.2 + 0.25 = 0.45 \text{ m}$$

l_2 : distance entre mur et dernière organe de la pompe,

$$l_2 = (0.2 + D_r) = 0.2 + 0.35 = 0.55 \text{ m}$$

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

L_p : longueur du bureau du personnel, On prend : $L_p = 3.0 \text{ m}$;

L_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

L_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$L_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \dots \dots \dots (V.14)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 0.820$ m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement,

$$l_{tr} = 2 \times D_r$$

A.N : $l_{tr} = 2 \times 0.35$; $l_{tr} = 0.7$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 2 \times D_a$.

$$A.N : l_{tasp} = 2 \times 0.25$$
 ; $l_{tasp} = 0.5$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a)=0.168$ m.

l_{div} : longueur du divergent, $l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r)=0.175$ m.

$$\Rightarrow A.N: l_3 + l_4 = 0.820 + 0.7 + 0.50 + 0.168 + 0.175$$

$$\Rightarrow l_3 + l_4 = 2.363 \text{ m.}$$

$$A.N: l_b = 0.45 + 0.55 + 2.363 + 4 \times 0,2 + 0.820 + 3 ;$$

$$L_b = 7.983 \text{ m}$$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **8 m**.

V .13.5.4. Dimensions des portes :

- porte principale : 3×3.
- porte secondaire : 2,5×1,6.

V .13.5.5. Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,15 * 13 * 8 \Rightarrow \sum S_f = 15.6m^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = S_F / S_f \dots \dots \dots (V.15)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_F : la surface éclairée par les fenêtres ;

S_f : la surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,2 * 2.2) m^2$;

$$n = \frac{15.6}{1,2 * 2,2} = 5.91 ; \quad \text{on prend } n = 6$$

Conclusion :

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour la station de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE REGIME TRANSITOIRE ET LA CORROSION

Introduction

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VI.1.1. Les causes du coup de bélier

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

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

VI.1.2. Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.1.3. Description des phénomènes physiques

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

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

Remarque : pour les schémas des 4 phases voir annexe 5

VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20°C .

VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

VI.1.5.1 Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

VI.1.5.2 Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

VI.1.5.3 Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

VI.1.5.4 Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations ; le réservoir d'air.

VI.2. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

VI.2.1 Méthode de VIBERT

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

VI.2.2 Méthode de BERGERON

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

VI.3. Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m) ; (voir annexe 4)

a : Rayon intérieure de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

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

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe 5})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.4})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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

Application :

Les données de base :

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

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

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1	Fonte	300	0,096	1,77	5989	78

➤ **Calcul de la célérité d'onde C**

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

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

Station de pompage	K (Pa)	ρ (kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
SP1	$2,07 \times 10^9$	1000	0,170	0,3	0,33	2×10^8	1×10^{11}	0,0077	909,47

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

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

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

Station de Pomp age	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (litre)	U_{max} (litre)
SP1	88	173.3	1,77	9,81	0,109	$1,8 \times 10^{-3}$	0,005	0,50	31.261	5749,44

$U_{max} = 5749.44 \text{ L}$ donc $U_{normalisé} = 6000 \text{ L}$

VI.4. Détails du réservoir d'air

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

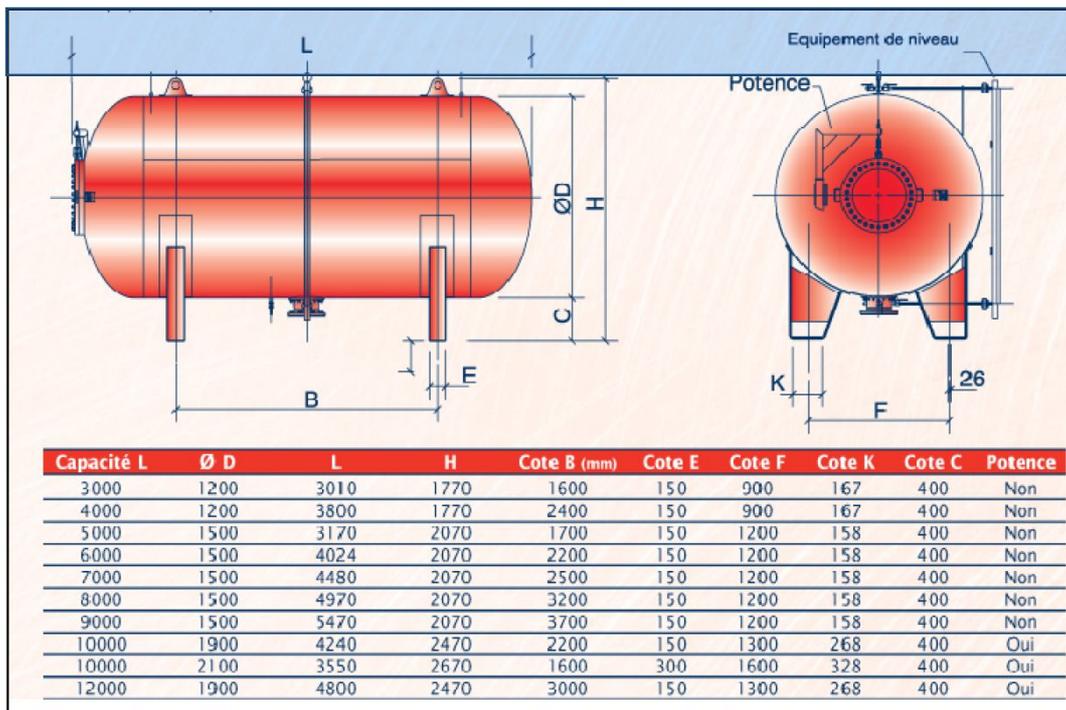


Figure VI.1 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrophore CHARLATTE

les dimensions de réservoir d'air projeté sont représentées dans le tableau VI.4 suivant :

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

$V_{normalisé}$ (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400

VI.4. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La 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).

VI.4.1. Facteurs de la corrosion

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.

- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corode.

VI.4.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.4.3. Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

VI.4.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



Figure VI.2: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

VI.4.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage (SP1) un réservoir d'air d'une capacité 6000 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

CHAPITRE VII

**PROTECTION ET SECURITE DU
TRAVAIL**

Introduction :

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VII -1-Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII -2-Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VII -3-Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.

- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VII-4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VII .1: résumé Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation , signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

CHAPITRE VIII

POSE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégés.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

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

VIII.1. Pose des canalisations [7]

VIII.1.1. Le Principe de pose des canalisations :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

VIII.1.1.1 Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

VIII.1.1. 2Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

VIII.1.1.3 Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les

pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

VIII.1.1.4 Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations 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'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.1.1.5 Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VIII.2. Accessoires [7]

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VIII.2.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remises en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
 c) Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VIII.2.2 Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

- a) Rôles de la ventouse

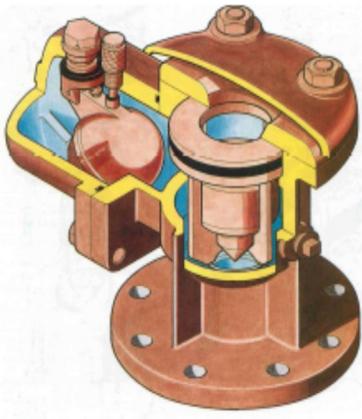
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

- b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VIII.1: Les différents types de ventouses**VIII.2.3. Vidange**

Les vidanges ont 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.

VIII.2.4. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

VIII.2. 5.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

1) Coudes

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

2) Cônes

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

3) Tés

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

4) Joints

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

VIII.2.6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- 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

VIII.2.7.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.

VIII.2.8.Organes de mesure

VIII.2.8.1.Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

a)Le diaphragme

Le diaphragme est consisté en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

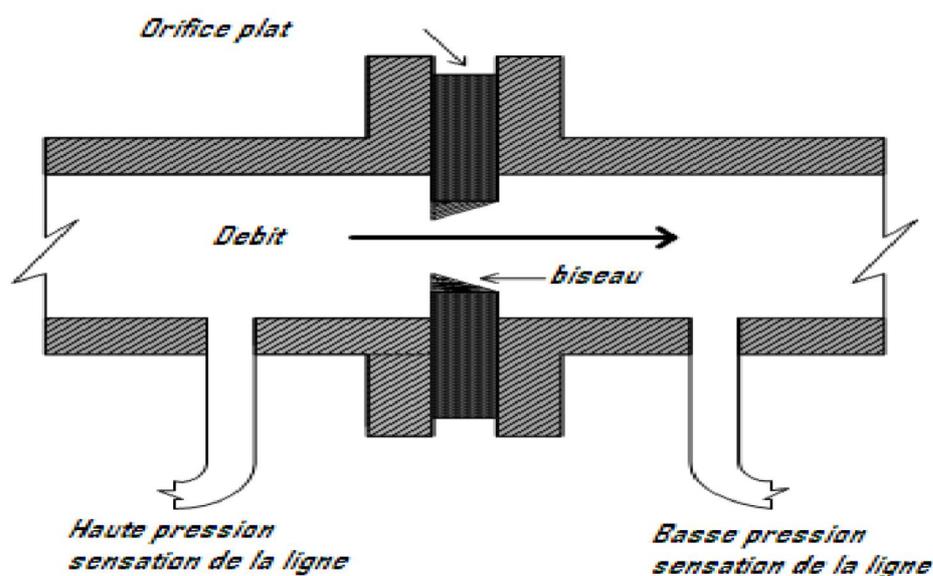


Figure VII.2 : Diaphragme

b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VII.5). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

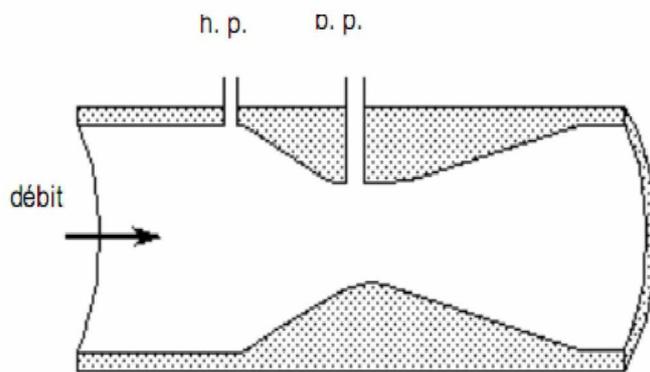


Figure VII.3 : Venturi

c) La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

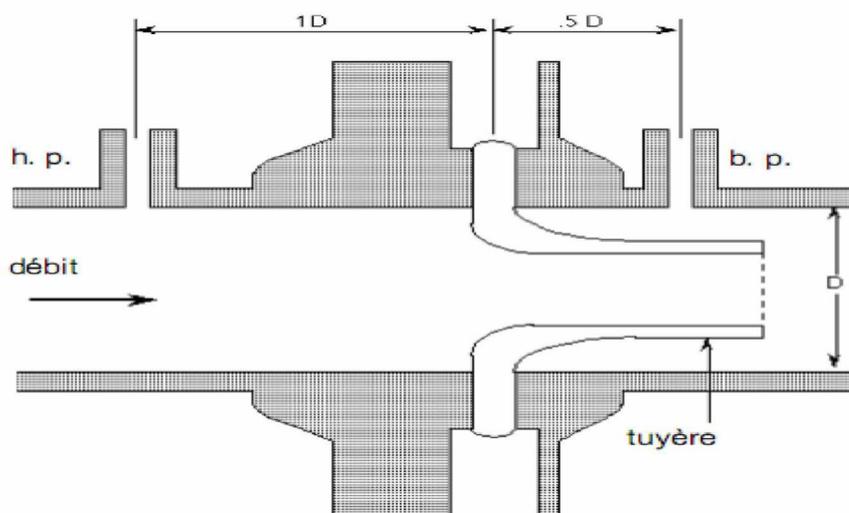


Figure VII.4: Tuyère

VIII.2.8.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a) Manomètres à aiguilles

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



Figure VII.5 : Manomètre à aiguilles

b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

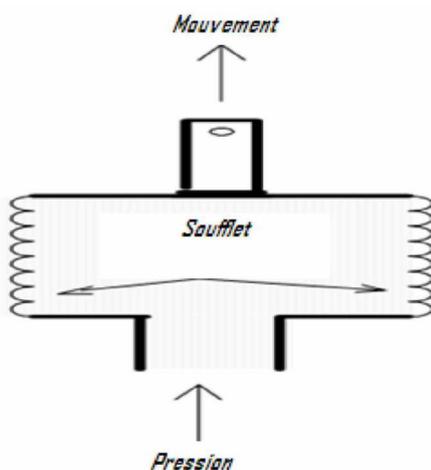


Figure VII.6 : Manomètre à soufflet

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.

Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;

Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;

Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;

Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.

Les clapets anti-retour ;

Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

*L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.

*La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

- Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 63406 habitants.

-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 de 14702.2 m³/j des eaux de la station de dessalement Fouka.

-Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

-L'adduction à une longueur totale des de 29926m et des diamètres variés de 150 à 350 mm.

L'emplacement des réservoirs de tel sorte à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

-Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté un réservoirs d'air

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vannes de vidange au niveau des points bas.

REFERENCES BIBLIOPRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] :« Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
P.205, 206, 207.
- [2] : **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.30a, 63, 64,72, 73,74, 75,76
- [3] : **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.
- [4] : **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [5] : **A. DUPONT** Paris 1977« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.

Catalogue :

- [6] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [7] **S-GOBAINT** « système de canalisations en fonte ductile pour les adductions »
- [8] **CHIALI** « prix et matériaux de canalisation »
- [9] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

ANNEXES

Annexe1: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	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

Annexe2 : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

$J = \Delta H / L =$ gradient de perte de charge

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

Annexe.3.: Tableau des prix des conduites en fonte ductile

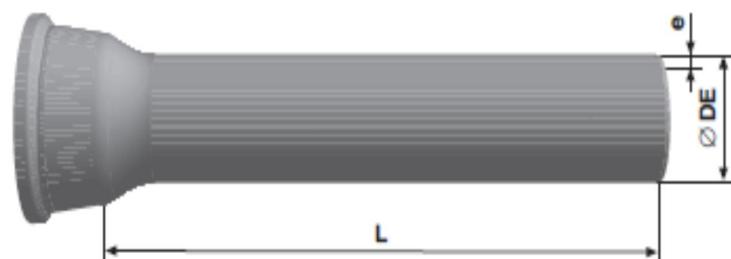
(Source D.R.E. de TIPAZA)

Diamètre en (mm) Prix de ml (DA)	Diamètre en (mm) Prix de ml (DA)
80	5450
100	7852
150	9752
200	11055
250	12359
300	14781
350	17820
400	20425
450	23546
500	26632
600	33383

Annexe.4.: catalogue des tuyaux en fonte ductile Saint-Gobain PAM

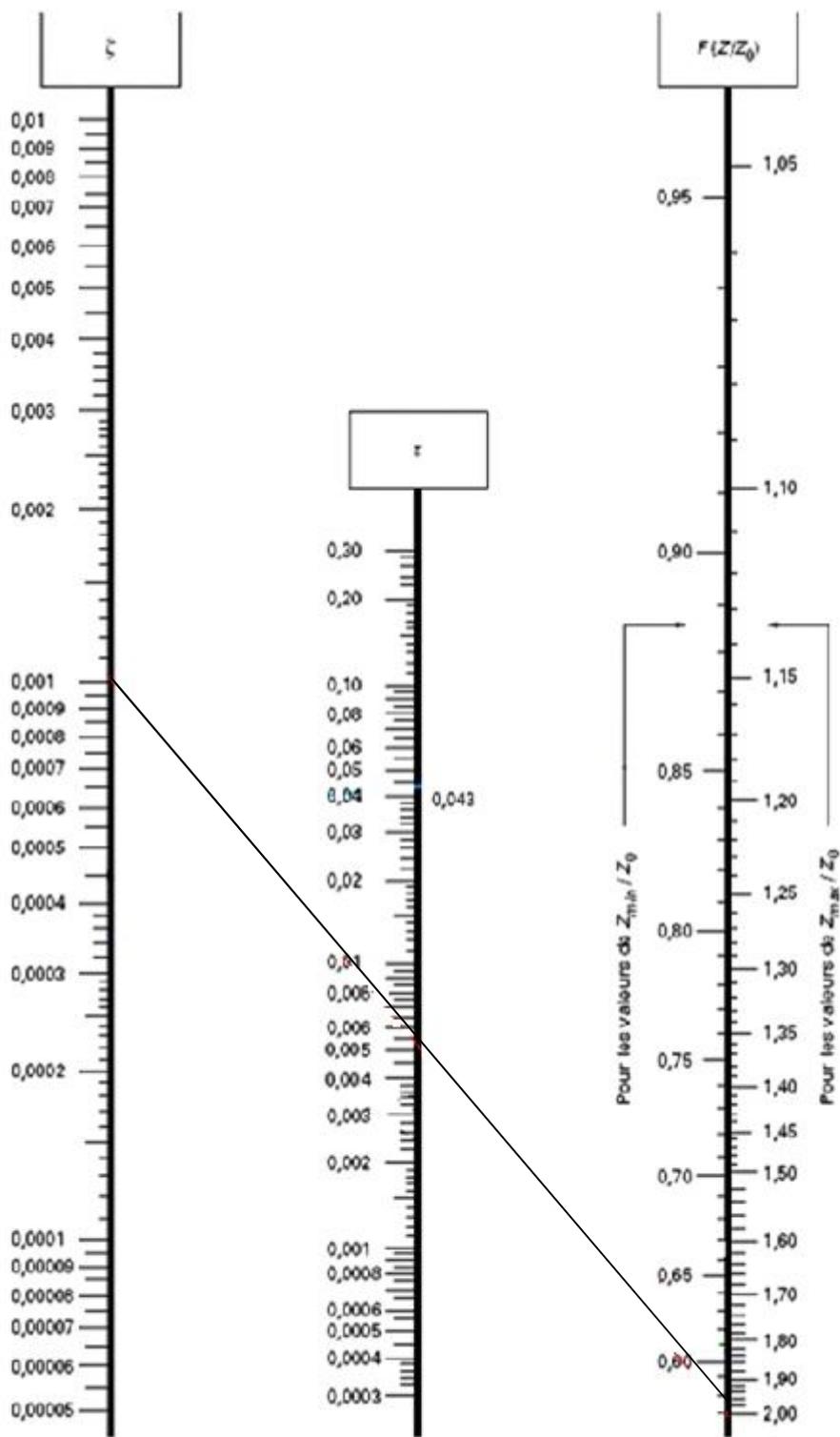
Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse

DN 60 - 2000



DN	L	DE	e fonte	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
mm	m	mm	mm		
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

Annexe 4: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$