

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 de l'adduction d'A.E.P de la ville de Taher a partir du barrage d'Elagrem (w. Jijel).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-11

APA Citation (توثيق APA):

Mechekef, Abdelghani (2011). Renforcement de l'adduction d'A.E.P de la ville de Taher a partir du barrage d'Elagrem (w. Jijel)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

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

Département génie de l'eau

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau

Potable

THEME

**RENFORCEMENT DE L'ADDUCTION D'A.E.P DE LA
VILLE DE TAHER A PARTIR DU BARRAGE
D'ELAGREM
(WILAYA DE JIJEL)**

Présenté par :

M^r: MECHEKEF Abdelghani

Promoteur :

M^r: Y.DERNOUNI

Devant le jury composé de :

Président : M^r B. SALAH

Examineurs : M^{me} W. MAHMOUDI

M^r A. HACHEMI

M^{me} S. BELLABAS

M^r M. BOUZIANE

Octobre 2011

∞ Dédicace ∞

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

✚ A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.

✚ Mes frères et mes sœurs.

✚ Mes cousins et cousines.

✚ A toute ma grande famille MECHEKEF.

✚ Tous mes amis.

✚ A tous les élèves ingénieurs de ma promotion.

ABDELGHANI.

Remerciement

Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'aide et de me donner le courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : M^r DERNOUNI YUCEF de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*
- ✚ Le corps enseignants et les étudiants de l'ENSH.*
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

ABDELGHANI.

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى تدعيم شبكة المياه لبلدية الطاهير عن طريق أنابيب الضخ من سد العقرم وأبار واد جن جن والنيل.

بعد عرض المنطقة بغرض الدراسة وتقدير حاجياتها , نقوم بدراسة خزانات الماء , بعد ذلك ندرس أنابيب الضخ من الجانب التقني و الاقتصادي .

الماء يرفع بواسطة المضخات , لذلك ندرس محطات الضخ الخاصة بالشبكة الجديدة , كذلك ندرس ظاهرة الطرق المائي وتأكل الأنابيب وأخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع .

Résumé :

La présente étude a pour objet d'étudier le réseau de renforcement de la ville de Taher au moyen des conduites de refoulement à partir du barrage d'Elagrem et des forages d'oued Nil et oued Djendjen.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous étudions les réservoirs d'eau ainsi les conduites d'adduction du point de vue technico-économique.

L'eau est relevée par des stations de pompage, nous étudions alors les nouvelles stations projetées, nous établirons par la suite les moyens de protection de la conduite contre l'érosion et le phénomène du coup de bélier. En dernier nous abordons les moyens et méthodes de mise en œuvre du projet.

Abstract:

The present study has the aim of studying the network of reinforcement of the city of Taher by means of the discharge pipes starting from the dam Elagrem and of drillings of Nile wadi and Djendjen wadi.

After having presented our zone of study and having estimated its requirements out of water, we study the water tanks thus the conduits of adduction from the technico-economic point of view.

Water is raised by pumping stations, we then study new the projected stations, We will establish thereafter the averages of protection of control against the erosion and the phenomenon of the water hammer.

In end we approach the method of implementation of the project.

Liste des tableaux

	Pages
Tab 1.1 Précipitations moyennes mensuelles (mm) à la station d'Achouat.....	4
Tab 1.2 : Les caractéristiques des forages oued Djendjen.....	5
Tab 1.3 : Les caractéristiques des forages d'oued Nil.....	7
Tab II .1 : Estimation de la population globale de la commune de Taher.....	11
Tab II.2 : tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	11
Tab II.3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires (primaires).....	12
Tab II.4 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires (CEM).....	12
Tab II.5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires (secondaires).....	13
Tab II.6 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	13
Tab II.7 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	14
Tab II.8 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	14
Tab II.9 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels.....	15
Tab II.10 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	15
Tab II.11 : débits moyens, maximums et minimums journaliers.....	17
Tab II.12 : Tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tab II.13 : Tableau donnant le coefficient $K_{\min h}$ en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tab II.14 : Variation des débits horaires.....	19
Tab II.15 : Récapitulation des résultats.....	21
Tab III.1 : Caractéristiques de la station de pompage d'Elagrem.....	24
Tab III.2 : Caractéristiques des forages d'Oued Nil et oued Djendjen.....	26
Tab III .3 : Les débits de renforcement.....	28
Tab IV.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	36
Tab IV.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	38
Tab IV.3.a : Variation des HMT en fonction du diamètre.....	40
Tab IV.4 .a : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	41
Tab IV.5.a : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	41
Tab IV.6.a : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	42
Tab IV.7.b : Variation des HMT en fonction du diamètre.....	44
Tab IV.8.b : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	44
Tab IV.9.b : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	45
Tab IV.10.b : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	45

Tab IV.11.c: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	47
Tab IV.12.c: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	48
Tab IV.13.c: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	48
Tab IV.14.c: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	49
Tab IV.15.d: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	51
Tab IV.16.d: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	51
Tab IV.17.d: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	52
Tab IV.18.d: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	52
Tab V.1: Evaluation du volume résiduel des réservoirs $4 \times 1000 \text{m}^3$	58
Tab V.2: Evaluation du volume résiduel des réservoirs $2 \times 1000 \text{m}^3$	59
Tab V.3: Evaluation du volume résiduel de la bache Station de reprise (SR1).....	61
Tab V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SRP2).....	68
Tab VI.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SRP1).....	77
Tab VI.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SPR1-Réservoirs $4 * 1000 \text{ m}^3$)...72	
Tab VI-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SRP2-Réservoirs $2 * 1500 \text{ m}^3$)...74	
Tab VIII.1: Calcul du volume des déblais.....	97
Tab VIII.2 : Calcul du volume du lit de sable.....	98
Tab VIII-3 : Calcul du volume de la conduite	98
Tab VIII-4 : Volumes des travaux de transfert.....	99
Tab VIII.5: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage	101
Tab VIII.6 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage	102
Tab VIII.7: Coût des travaux d'une seule station de pompage.....	103
Tab VIII.8: Coût des travaux de l'adduction.....	103
Tab VIII.9: Bilan des coûts	103

Liste des figures

	Pages
Fig. I.1 Limites administratives de la ville de Taher.....	3
Fig. I.2 Situations des forages d’oued Djendjen.....	6
Fig. I.3 Situations des forages d’oued Nil (ON37etON2) sur la carte d’état major de Jijel.....	7
Fig. I.4 Réseau d’adduction de la ville de Taher.....	9
Fig. II.1 Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération.....	20
Fig. II.2 Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération.....	21
Fig. III.1 : Les différents débits calculés.....	25
Fig. III.2 : Situations des forages d’oued Nil.....	27
Fig. III.3 : Les débits de renforcement en pourcentage.....	29
Fig. IV.1 : Adduction gravitaire.....	31
Fig. IV.2 : Adduction par refoulement.....	31
Fig. IV.3 : Adduction mixte.....	32
Fig. IV.4.a: Bilan des frais d’investissement et d’exploitation.....	42
Fig. IV.5.b: Bilan des frais d’investissement et d’exploitation.....	46
Fig. IV.6.c: Bilan des frais d’investissement et d’exploitation.....	49
Fig. IV.7.d: Bilan des frais d’investissement et d’exploitation.....	53
Fig. V.1 : graphe de consommation en fonction de l’apport.....	56
Fig. V.2 : équipement de réservoir.....	64
Fig. V.3: Matérialisation de la réserve d’incendie.....	65
Fig. VI .1 : Courbes caractéristiques de la pompe PM100/4A (SRP1).....	70
Fig. VI.2 : Courbes caractéristiques de la pompe PM100/5A (SRP2).....	71
Fig. VI.3: point de fonctionnement des la pompe PM100/4A (SRP1).....	73
Fig. VI.4 : point de fonctionnement de la pompe PM100/5A.....	75
Fig. VII.1: Corrosion par formation de pile.....	84
Fig. VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	96
Fig. VIII.2 : Réseaux à nœuds de la station de pompage et de l’adduction.....	109
Fig. VIII.3: Pelle hydraulique.....	111
Fig. VIII.4 : Bulldozer.....	112
Fig. VIII.5 : Chargeur.....	112
Fig. VIII.6 : Compacteur	113

Liste des planches

Planche -1 : Profil en long de la station SR1 vers la station SRP1.

Planche -2 : Profil en long de la station SRP1 vers les réservoirs $4 \times 1000\text{m}^3$.

Planche -3 : Profil en long de la station d'Elagrem vers la station SRP2.

Planche -4 : Profil en long de la station SRP2 vers les réservoirs $2 \times 1500\text{m}^3$.

Planche -5: Plans de masse d'adduction de la ville de TAHER.

Sommaire

	<i>Pages</i>
INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE I : <i>PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</i>	
Introduction	02
1. Situation géographique.....	02
2. Situation administrative.....	02
3. Situation topographique	03
4. Situation géologique	03
5. Situation climatologique	03
6. Pluviométrie	03
7. Démographie.....	04
8. Hydrogéologie	04
9. Situation Hydraulique.....	05
9.1. Source d'eau	05
9.2. Réservoir d'eau.....	07
10. Sismicité de la région	08
Conclusion.....	08

CHAPITRE II : *CALCUL DES BESOINS EN EAU*

Introduction.....	10
1. Situation démographique et son évolution.....	10
2. L'évaluation de la consommation moyenne journalière	11
2.1. Les besoins domestiques	11
2.2. Besoins scolaires	11
2.3. Besoins administratifs.....	13
2.4. Besoins socioculturels.....	14

2.5. Besoins sanitaires	14
2.6. Besoins commerciaux et industriels	15
2.7. Récapitulatif des différentes consommations journalières	15
3. Etude des variations des débits.	16
3.1. Calcul Du Débit Majoré	16
3.2. Variation de la consommation journalière	16
a. Variation de consommation maximale journalière (Qmaxj).....	16
b. Variation de consommation minimale journalière (Q min j).....	17
3.3. Variation de la consommation horaire.....	17
a . Le débit maximum horaire.....	17
b. Le débit minimum horaire	18
3.4.Variation des débits horaires	19
Conclusion.....	22

CHAPITRE III : CALCUL DES DÉBITS

Introduction.....	23
1. Ressource de renforcement en eau potable	23
1.1. Barrage Elagrem	23
a. Station de traitement d'Elagrem	23
b. Station de pompage d'Elagrem.....	23
1.2. La station de reprise SR1.....	24
2. Calcul des débits de renforcement	24
2.1. Les forages de oued Nil et Djendjen qui alimentent la SR1	25
2.2. A partir du barrage d'Elagrem	28
3. Le débit de renforcement de la ville de Taher	28
Conclusion.....	29

CHAPITRE IV : CHOIX DE VARIANTE D'ADDUCTION

Introduction	30
1. Types d'adduction	30

1.1. Adduction gravitaire.....	30
1.2. Adduction par refoulement.....	31
1.3. Adduction mixte	32
2. Adduction et types d'écoulement	32
2.1. Ecoulement à surface libre	32
2.2. Ecoulement en charge	32
3. Proposition de variantes	32
➤ Variante N°1	33
➤ Variante N°2	33
3.1. Analyse et choix de la variante.....	33
4. Choix du tracé.....	34
5. Choix du matériau de la conduite.....	34
6. Calcul hydraulique.....	35
6.1. Méthode de calcul.....	35
a. Cas gravitaire	35
b. Cas de refoulement.....	36
6.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	39
A. Refoulement : SR1- Bâche d'aspiration de la SRP1.....	39
B. Refoulement : SRP1- les réservoirs $4 \times 1000 \text{m}^3$	43
C. Refoulement : station de pompage Elagrem – SRP2.....	46
D. Refoulement : SRP2- les réservoirs $2 \times 1500 \text{m}^3$	50
Conclusion	53

CHAPITRE V : *CALCUL DES RESERVOIRS*

Introduction.....	54
1. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	54
2. Choix du type de réservoir.....	54

3. Calcul de la capacité des réservoirs.....	54
3.1. Principe du calcul de la capacité.....	54
a. La méthode analytique.....	55
b. Méthode graphique	56
3.2. Volume de la capacité de stockage existante	57
a. Les réservoirs 4×1000 m³	57
b. Les réservoirs 2×1500 m³	59
3.3. Dimensionnement de la bache de reprise (SR1)	60
3.4. Dimensionnement de la bache de reprise projeté n°1 (SRP1)	62
3.5. Dimensionnement de la bache de reprise projeté n°1 (SRP2).....	62
4. Les équipements des réservoirs	63
4.1. L'arrivée de la Conduite d'adduction	63
4.2. Le départ de la Conduite de distribution	63
4.3. Conduite du trop-plein	63
4.4. Conduite de vidange	63
4.5. Conduite BY-PASS	64
4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	64
Conclusion.....	65

CHAPITRE VI : *ETUDE DU POMPAGE*

Introduction.....	66
1. Etude des choix des pompes	66
2. Choix du type de pompe	66
3. Couplage des pompes	66
4. Choix du nombre de pompes	66
4.1. Refoulement : Station de pompage d'Elagrem – station de reprise projetée SRP2.....	67
4.2. Refoulement : SR1 – station de reprise projetée SRP1.....	67

4. 3. Refoulement : Station de reprise projetée SRP2 – les réservoirs $2 \times 1500 \text{m}^3$	67
4.4. Refoulement : Station de reprise projetée SRP1 – les réservoirs $4 \times 1000 \text{m}^3$	68
5. Courbes caractéristiques des pompes.....	69
6. Point de fonctionnement d'une pompe.....	71
6.1. Refoulement : SPR 1 – Réservoirs $4 \times 1000 \text{m}^3$	72
6.2. Refoulement : SRP2 - Réservoir $2 \times 1500 \text{m}^3$	74
7. Modes de réglage.....	76
7.1. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	76
A- Débit disponible > Débit appelé	76
1. Réglage qualitatif	76
2. Réglage quantitatif.....	76
a) Rognage.....	76
b) Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement.....	78
c) Diminution de temps de pompage.....	78
d) Changement du type de la pompe.....	78
B- Débit disponible < Débit appelé.....	78
7.2. Refoulement : SRP1 – les réservoirs $4 \times 1000 \text{m}^3$	78
a) Vannage.....	78
b) Augmentation du temps de pompage	79
7.3. Refoulement : SRP2 – les réservoirs $2 \times 1500 \text{m}^3$	79
a) Vannage.....	79
b) Diminution du temps de pompage.....	79
8. Etude de la cavitation.....	80
8.1. Refoulement : SRP1 - Réservoir $4 \times 1000 \text{m}^3$	81

8.2. Refoulement : SRP2 - Réservoirs $2 \times 1500\text{m}^3$	81
Conclusion	82

CHAPITRE VII : *PROTECTION DES CONDUITES*

Introduction	83
1. Protection des conduites contre la corrosion.....	83
1.1. Définition.....	83
1.2. Corrosion externe	83
1.3. Protection des conduites contre la corrosion.....	84
1.4. Protection cathodique	85
1.5. Corrosion interne des canalisations.....	85
2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	86
2.1. Définition.....	86
2.2. Causes du coup de bélier	86
2.3. Risques dus aux coups de bélier	86
a) Cas de la surpression.....	86
b) Cas de dépression.....	87
c) Fatigue de la canalisation.....	87
2.4. Description des phénomènes physiques.....	87
a) État d'équilibre d'un système hydraulique.....	87
b) de élastique et oscillation en masse.....	87
c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions.....	87
2.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	88
3. Calcul des réservoirs d'air.....	89

4. Étude du coup de bélier.....	89
4.1. Détermination de la valeur de surpression et de dépression.....	89
4.2. Détermination de la célérité.....	89
5. Application.....	90
5.1. Refoulement SRP1 vers les réservoirs $4 \times 1000 \text{ m}^3$	91
5.2. Refoulement SRP2 vers les réservoirs $2 \times 1500 \text{ m}^3$	91
5.3. Refoulement SR1 vers les réservoirs SRP1.....	92
5.4. Refoulement Elagrem vers les réservoirs SRP2.....	93
Conclusion.....	94

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction	95
1. Travaux de l'adduction	95
a) Exécution des tranchées	95
b) Construction des regards	95
c) Pose du lit de sable	95
d) Pose des conduites	95
e) Remblayage des tranchées	96
f) Nivellement et compactage	96
2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	96
a) Déblais d'excavation	97
b) Lit de sable	97
c) Volume de la conduite.....	98
d) Remblais compacté.....	99
3. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	99

a) Calcul du volume de décapage	100
b) Calcul du volume des déblais	100
c) Calcul du volume du béton de propreté	100
d) Calcul du volume de béton armé	101
e) Calcul du volume du remblai compacté	102
f) Calcul du volume de la maçonnerie	102
4. Calcul des coûts des travaux.....	103
5. Planification des travaux	104
5.1. Définitions des tâches et leurs durées	104
A. Station de pompage	104
B. Adduction	106
5.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	106
A. Stations de pompage	106
B. Adduction	107
6. Engins	110
6.1. Pelle hydraulique	110
6.2. Dozer	111
6.3. Chargeur	112
6.4. Compacteur (vibrateur de sol)	112
Conclusion	113

<i>CONCLUSION GENERALE</i>	114
----------------------------------	-----

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

Introduction générale :

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices. Pour palier à cette menace.

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude d'adduction en eau potable de la ville de Taher, pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2040.

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, il s'avère que le débit assuré par les forages d'oued Djendjen D15, D5 et D37 et les forages d'oued Nil ON2 et ON37, n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau de la région.

La satisfaction des besoins en eau sera assurée par le transfert des eaux du barrage d'Elagrem et la réaffectation du débit des forages d'oued Nil à partir de la station de reprise SR1 tout en préservant les équipements de la SR1 et de la station de pompage d'Elagrem.

La mise en service de ce projet va permettre une nette amélioration pour le transfert d'eau potable de la région entière, tout en promettant aux citoyens un avenir radieux.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION :

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

I.1. Situation géographique :

La commune de TAHER est située au sud-est du chef lieu de Jijel. La superficie de cette commune est de 70km². en tant que Daïra elle est la plus grande en superficie de 354 .68km²

La commune est divisée en plusieurs agglomérations qui sont :

Ouled salah.

Tassift.

T'har Ouassaf.

Dekkara.

Akellal.

Taablet.

La commune s'étend du Sud vers le Nord sur des zones de piémonts et de plaines.

I.2. Situation administrative :

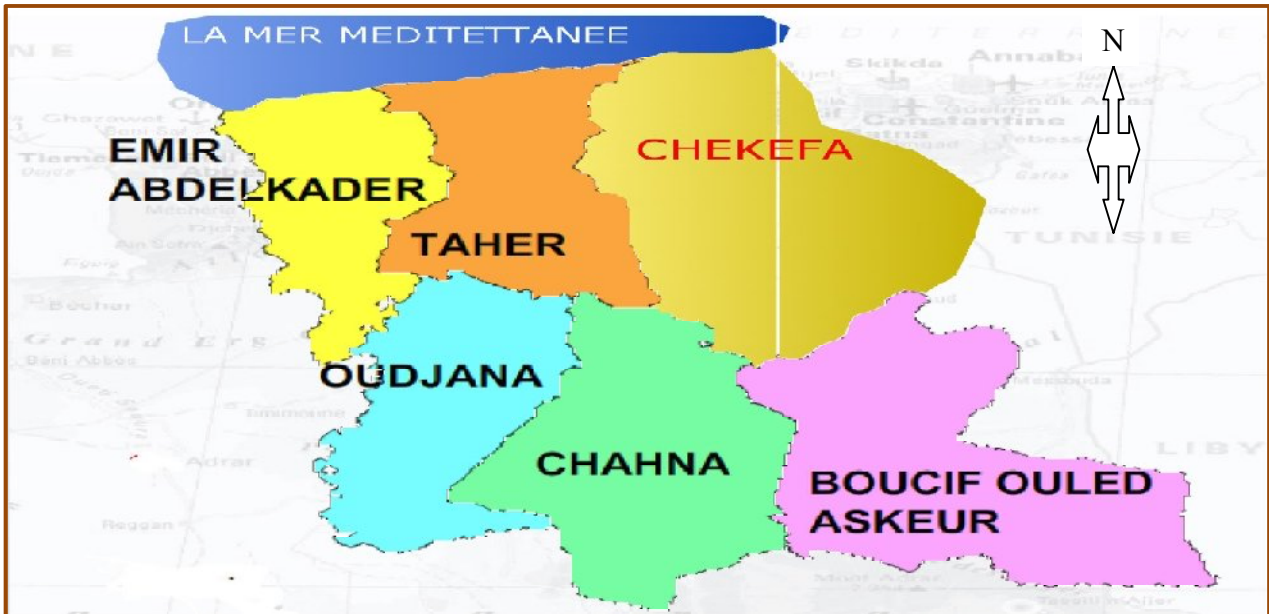
La ville de TAHER en tant que Daïra de JIJEL, elle a les limites administratives suivantes :

Au Nord la mer méditerrané.

Au Sud la commune de CHAHNA.

A l'Est la commune de CHEKFA.

A l'Ouest la commune d'EMIR ABDELKADER.



Source : CENEAP (atlas des wilayas -2006).

Fig. I. 1 : Limites administratives de la ville de Taher.

I.3. Situation topographique :

La topographie joue un rôle important dans la conception du système d'alimentation en eau potable. En effet le schéma d'alimentation peut varier d'un relief à un autre, suivant que le terrain est plat ou accidenté.

Le territoire relevant de la commune de TAHER est composé essentiellement de terrain à moyen pente.

I.4. Situation géologique : [6]

La commune de Taher appartient au bassin Néogène marin de Jijel, constitué de dépôts mioplicène (cénozoïque, III aire) marnes, argiles, calcaires dépôts actuels (IV aire), sables dunaires, dépôts de terrasses alluviales, d'oueds (cailloux, blocs, conglomérats, éboulis...)

I.5. Situation climatologique :

Du fait de sa position littorale, un climat maritime caractérise la zone étudiée, avec des hivers humides et pluvieux et des étés chauds.

Pour la caractérisation du climat de la plaine étudiée, nous nous basons sur des données météorologiques recueillies en trois stations soumises sensiblement au même régime climatique.

I.6. Pluviométrie :

La région de Jijel située dans la partie Nord Est de l'Algérie, est l'une des plus arrosées du pays :

- A Achouat, sur le littoral, la pluviométrie moyenne annuelle est de 980 mm.
- A Texenna, dans les monts qui bordent par le Nord le moyen bassin versant, elle est 1350 mm/an.
- A l'échelle du bassin versant, la pluviométrie varie de 850 mm/an dans la partie avale et littorale, à 1400 mm/an sur les reliefs du Sud.
- La pluviométrie décroît ensuite très vite vers le Sud : A Setif par exemple, 45 km plus au sud, elle n'est que de 457 mm/an.

La température moyenne du mois le plus froid est de 13,6°C et celle du mois le plus chaud est de 29,5°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'août.

Tab 1.1 Précipitations moyennes mensuelles (mm) à la station d'Achouat (période : 1983-2003)

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P(mm)	70.7	101	146	171	122	109	72.7	82.7	69.8	19.5	6.8	9.8

(Source DHW Jijel)

I.7. Démographie :

L'étude de la population occupe une place fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportement sociaux,... etc.) pouvant déterminer le développement urbain.

D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de TAHER (2008), la population de la commune a été de 60130 habitants, avec un taux d'accroissement de 2,15 % (Source APC de TAHER).

I.8. Hydrogéologique : [6]

Le terrain réservoir se présente sous la forme d'une gouttière jalonnée par l'oued Djendjen. Il débute au niveau de la limite sud des affleurements marneux du Burdigalien et se termine à l'embouchure de l'oued. Bien qu'elle augmente d'amont en aval, son extension latérale est faible par rapport à sa longueur. La carte du toit du substratum donne une idée de la configuration de cette couche réservoir. La couche aquifère est composée d'alluvions quaternaires : sables fins, moyens et grossiers et des galets, comportant quelques fois des intercalations argileuses.

✚ Alimentation de la nappe :

Les sources d'alimentation de la nappe sont au nombre de 3 :

1- Alimentation directe par les précipitations : en raison du caractère pluvieux de la région (980

mm/an à Jijel) et du fait que les terrains affleurant (alluvions, cordons dunaires) sont perméables, on peut penser que l'infiltration directe est notable.

2- alimentation à partir des cours d'eau, notamment en période de basses eaux. L'oued Djendjen est le cours d'eau algérien qui présente le plus fort débit relatif (25 l/s/km²).

✚ Les sorties de la nappe :

Les sorties naturelles ou provoquées des eaux souterraines se font par :

- des pompages (puits et forages),
- le drainage par l'oued Djendjen, notamment en période de hautes eaux,
- des fuites vers la mer, notamment au Nord Ouest de la zone littorale.

I.9. Situation hydraulique :

I. 9.1. Source d'eau :

La ville de Taher est alimentée à partir de cinq forages ; trois se situent sur la plaine d'Oued Djendjen et deux sur la plaine d'Oued Nil.

a. Forages Oued Djendjen :

la batterie de forages de Oued Djendjen est composée de trois forages, D15, D5(SNC) et D37, le débit total est de 67 l/s, est refoulé vers les réservoirs 4×1000 m³ à l'aide d'une conduite DN 500mm en acier et dont la longueur est de 3610m.

Tableau 1-2 : Les caractéristiques des forages oued Djendjen :

Nom du forage	coordonnées			Débits (l /s)	oued
	X (km)	Y (km)	Z (m)		
D15	783.03	390.06	16	22	Djendjen
D5 (SNC)	783.03	392.06	17	25	Djendjen
D37	783.1	391.5	12	20	Djendjen

(Source : DHW)

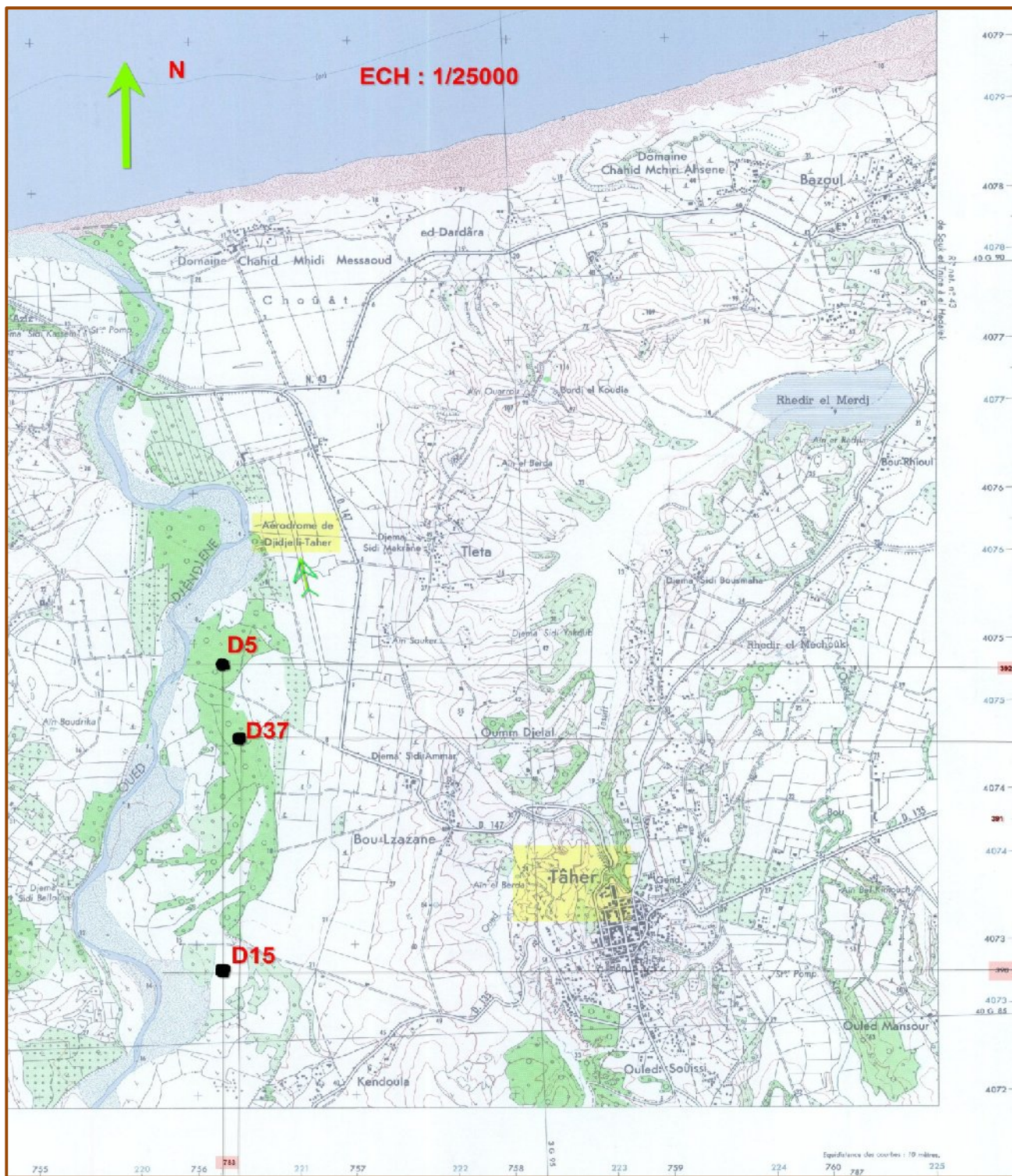


Figure I.2 Situations des forages d'oued Djendjen sur la carte d'état major de Jijel. (Échelle 1 /25000)
Source (DHW Jijel)

b- Forages oued Nil :

Deux forages d'oued Nil (ON2 et ON37) alimentent actuellement la ville de Taher en eau potable, le premier donne un débit de 45l/s, alors que le débit du deuxième forage est de 35l/s, dernièrement l'ADE de la ville de Taher a procédé au changement de la pompe, elle a été remplacée par une pompe qui refoule seulement 23 l/s.

Le débit total soutiré à partir de la plaine d'oued Nil est de 68 l/s, il est refoulé vers les réservoirs $2 * 1500 \text{ m}^3$.

Tableau 1. 3 : Les caractéristiques des forages d'oued Nil

forages	coordonnée Lambert		altitude (m)	Débit exploitation (l/s)	pression (bars)	type de pompe	HMT(m)
ON2	789,35	388,22	38	45	25	immergée	194,2
ON37	789,2	387,5	40	23	25	immergée	174,52

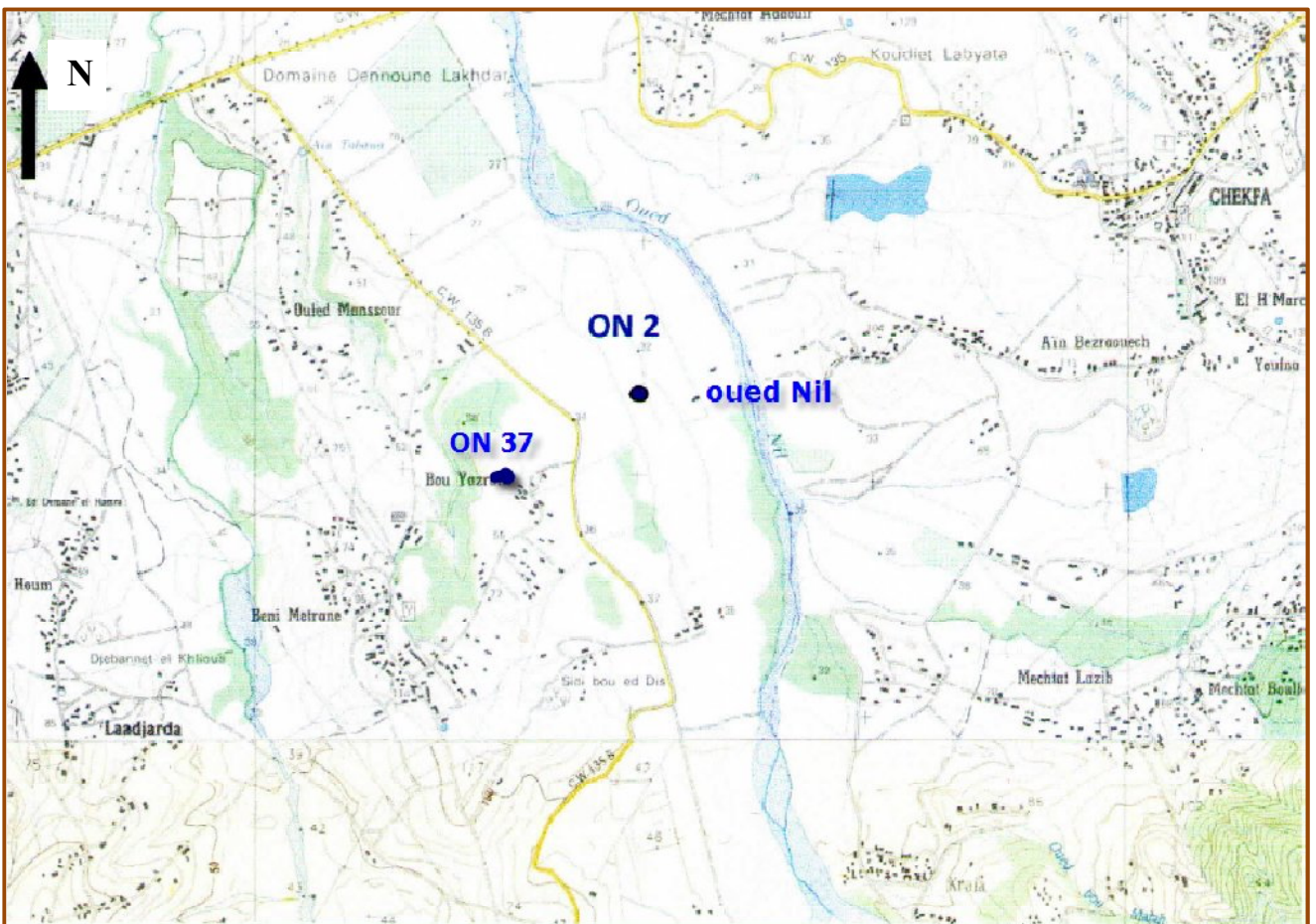


Figure I.3 Situations des forages d'oued Nil (ON37etON2) sur la carte d'état major de Jijel.

Source (DHW Jijel)

I.9.2. Réservoir d'eau :

La ville de Taher est alimentée par intermédiaire de six réservoirs qui sont :

a – réservoirs $4 \times 1000 \text{ m}^3$:

Ces réservoirs sont situés à la cote 100 m, ils sont alimentés en eau potable à partir des forages (D15, D5 (SNS), D37).

- Ces réservoirs alimentent actuellement le centre de Taher, Boucherka et Radjela, ils sont

alimentés par une conduite de DN300, la longueur de cette conduite est de 1700ml.

b- réservoirs $2 \times 1500m^3$:

Situé à la cote 190m, NGA.

-ces réservoirs sont alimentés à partir de deux forages (ON2 et ON37).

-ces réservoirs alimentent actuellement :

- i. Dekkara, Akellal, fouilla et Thar Oussaf.
- ii. Ouled Fadel et kharouba .

10- Sismicité de la région : [6]

Selon règlement parasismique algérien RPA 2003 survenu suite au séisme du 21/05/2003, le territoire Algérien serait partagé en cinq zones de sismicité croissante :

Zone 0 : de sismicité négligeable.

Zone I : de sismicité faible.

Zone II_a- II_b : de sismicité moyenne.

Zone III : de forte sismicité.

La région de Jijel (commune de Taher) serait classée dans la zone II_a de sismicité moyenne, pouvant entraîner des dégâts forts importants.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable à partir des informations disponibles dans la région à étudier.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune de Taher.

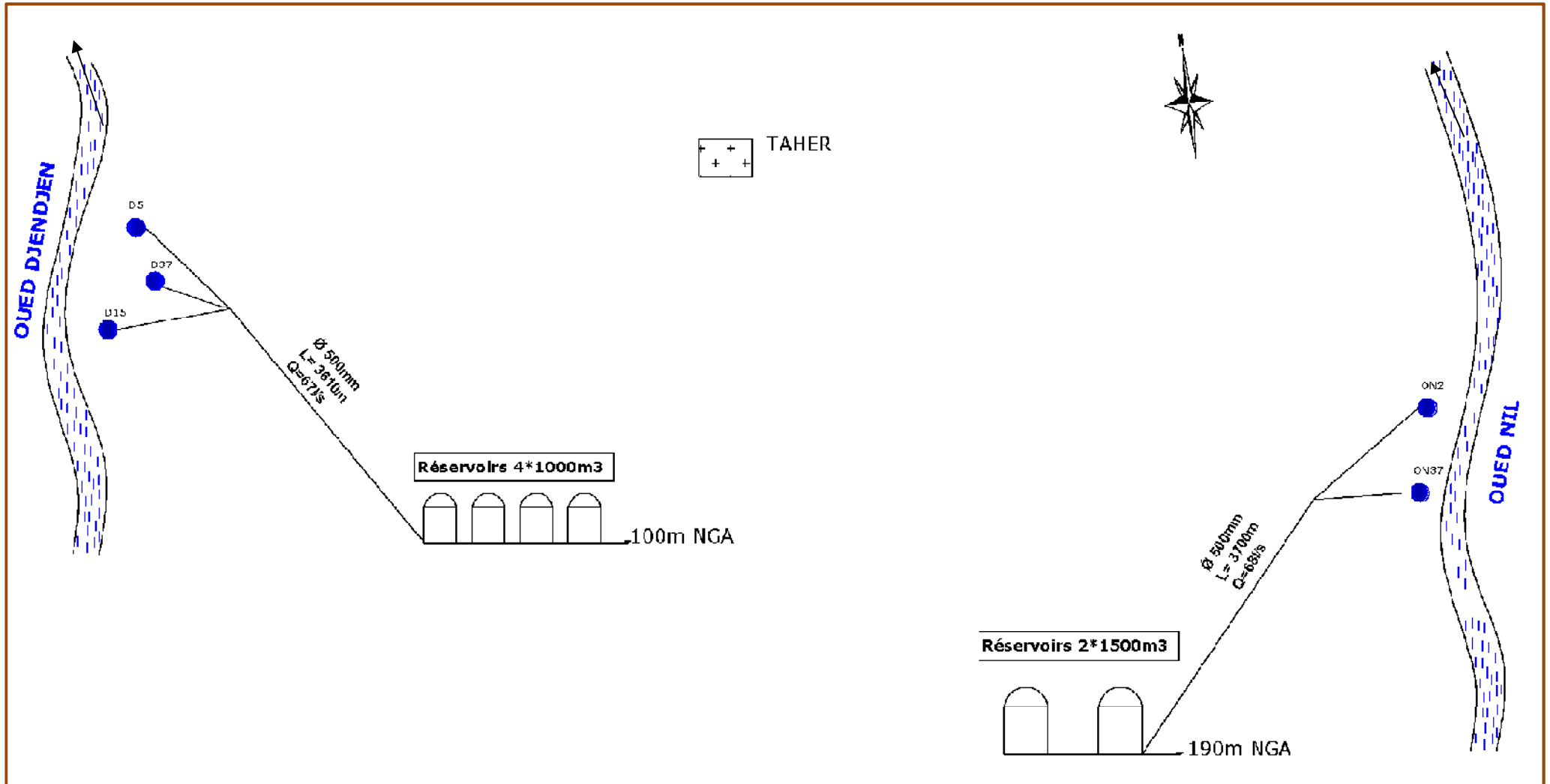


Figure I.4 Réseau d'adduction de la ville de Taher.

CHAPITRE II : CALCUL DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION :

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

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

II-1 : Situation démographique et son évolution :

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront programme pour le satisfaire des besoins en eau de la population.

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

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

- P_n : la population à l'horizon de calcul (2011,2040).
- P_0 : la population de l'année de référence (2008).
- T : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage.
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

L'horizon de calcul considéré est : 2040 (une durée de 32 ans).

D'après le service technique de l'APC De la ville de Taher dans le cadre du recensement global de la population et de l'habitat 2008, la commune ville Taher compte habitants avec un taux d'accroissement de 2 .15%.

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau ci-dessous (Tableau II-1) :

Tableau II .1 : Estimation de la population globale de la commune de Taher

L'horizon	Année 2008	Année 2011	Horizon 2040
Nombre d'habitants à l'horizon	60130	82390	118773

II-2 :L'évaluation de la consommation moyenne journalière : [3]**II-2-1 : Les besoins domestiques**

On peut prendre comme base de calcul :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant ;

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, nous estimons une dotation de 200 litres / jour / habitant en raison de la forte demande au future.

D'où on prend : **Dot= 200 l/j/habitant**

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante:

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

dot: dotation moyenne en (l/j/hab.)

N: nombre d'habitants

Tableau II .2 : tableau récapitulatif des besoins domestiques

Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab.)	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
118773	200	23754.6	275

II -2-2 : Besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires (primaires).

localisation	établissements primaires	nombre d'élèves	D Dotation (l/ j/élève)	régime	Débit (m3/j)
Taher (centre)	AKILA BOUMEHROUK	347	20	demi- pension	6.94
	REKIMA ABDELLAH	696			13.92
	ANANE SAID	702			14.04
	CHEFIRET NOURA	336			6.72
	SAKHRIA ALI	745			14.9
	BOUKROUS A/HAMID	504			10.08
KENDOULA	HADJI SALEH	537			10.74
BENI SIAR	CHIBOUT MOUAMED	134			2.68
GARE	YEKHLEF HOCINE	164			3.28
800LOGTS	BACHKIT RABAH	820			16.4
TASSIFT	TOUATI MOUHAMED	495			9.9
MKAIDA	LAARIDJA MOHAMED	380			7.6
BOUCHERKA	NASRI AHMED	552			11.04
200LGTS	Nouveau Groupement scolaire	233			4.66
OULED SALEH	AZZIZ ABDELMADJID	66			1.32

Source (APC Taher)

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires (CEM).

localisation	nombre d'élèves	dotation	débit m3/j
TAHER (centre)	789	10	7.89
	737	10	7.37
	904	10	9.04
	622	10	6.22
	1007	10	10.07
	627	10	6.27
BENI SIAR	563	20	11.26
THAR OUSSAF	583		11.66
		TOTAL	69.78

Source (APC Taher)

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins scolaires (secondaires).

localisation	établissement	Nombre d'élèves	dotation	Débit (m ³ /j)
TAHER	Lycée NASRI	1652	10	16.52
	Lycée LABNI	1307	10	13.07
	Lycée KIMOUCHE	1327	10	13.27
	Technicum DEKHLI	1000	10	10
		60	60	3.6
TOTAL				56.46

Source (APC Taher)

II -2-3 : Besoins administratifs :

La commune de Taher et dotée d'un nombre suffisant d'équipements administratifs concentrés au chef lieu, ils sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs .

localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/empl)	Débit (m ³ /j)
TAHER	02 APC	70	15	1.05
	02Bureau de poste	30	15	0.45
	01 Siege de P.T.T	12	15	0.18
	01 garde communale	20	40	0.8
	01 Gendarmerie	25	15	0.375
	Siège de DAIRA	30	15	0.45
	01 Recette de P.T.T	6	15	0.09
	01 Casoral	10	15	0.15
	Les impôts	9	15	0.135
	Banques (CPA, BADR, BDL)	45	15	0.675
	SAA	6	15	0.09
	Air d'Algérie	5	15	0.075
	Sonelgaz	9	15	0.135
	ADE	10	15	0.15
	Sûreté	15	15	0.225
Subdivision de l'hydraulique	8	15	0.12	

Suite Tab II-6

	Agence foncière	9	15	0.135
TOTAL				5.28

Source (APC Taher)

II -2-4 : Besoins socioculturels :

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.7: 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)
Taher	02Stade	/	16380	1	16.38
	0 4 Mosquées	/	7450	10	74.5
	02 Maison de jeunes	120		10	1.2
	Crèche	40		25	1
	Centre de rééducation de jeunes	150		150	22.5
	Auberge de jeunes	20		150	3
	Bibliothèque communale	100		10	1
	cinéma	400		5	2
	02 salles (judo-karaté)	60		20	1.2
Total					122.78

Source (APC Taher)

II -2- 5 : Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Equipements	Unité (malade -lits)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
01 salle de soin	20	10	0.2
Un hôpital	800	350	280
Deux polycliniques	50	10	0.5
Centre de rééducation des handicapés	10	10	0.1

Suite Tab II-8

maternité	20	200	4
Total			284.8

Source (APC Taher)

II -2- 6 : Besoins commerciaux et industriels :

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels.

Equipements	Effectifs (unités)	Dotation Pour l'unité	Q_{moyj} (m³/j)
Gare routière	1000m ²	10	10
Abattoir	350m ²	50	17.5
02Douches	60 postes	200(l/j/poste)	12
Hammam	50 personnes	150 (l/personne)	37,5
Centre commercial	1500 m ²	05 l/j/m ²	7.5
02Hôtel	45	150	6.75
Total			53.75

Source (APC Taher)

II-2-7 : Récapitulatif des différentes consommations journalières

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

Tableau II.10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins commerciaux et industriels (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
23754.6	260.46	284.8	5.28	122.78	53.75	24481.67

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2040, à $Q_{\text{moyj}} = 24481.67 \text{ m}^3/\text{J}$ soit un débit de 283.35 l/s .

II-3 : Etude des variations des débits :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

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

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

II-3-1 : Calcul Du Débit Majoré :

Des pertes inévitables d'eau sont dues aux fuites des robinets non ou mal fermes, et principalement aux fuites des canalisations de distribution enterrées ou des canalisations intérieures des immeubles. Alors le débit majoré est calculé selon la valeur de taux de fuite.

La valeur de taux de fuite est estimée de 20% selon la direction d'hydraulique de la wilaya (D.H.W).

$$Q_{\text{moyj}} = 24481.67 * 1,2$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{moyj}} = 29378 \text{ m}^3/\text{j}$$

II-3-2 : Variation de la consommation journalière :

a/ Variation de consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj} .

$$K_{\text{maxj}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II-3})$$

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{maxj}} = K_{\text{maxj}} * Q_{\text{moyj}} \quad (\text{II-4})$$

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour : **K_{maxj} = 1,2**.

$$Q_{\max j} = 1.2 * 29378 = 35253.6$$

$$\text{Donc : } Q_{\max j} = 35253.6 \text{ m}^3/\text{j}$$

b/Variation de consommation minimale journalière (Q_{minj}) :

Elle est représentée par la formule suivante :

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad \text{à} \quad \text{(II-5)}$$

$$\text{Donc} \quad : \quad Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moyj}} \quad \text{(II-6)}$$

K_{minj} : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi :

$$K_{\min j} = 0,8.$$

$$Q_{\min j} = 0.8 * 29378 = 23502.4 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Donc : } Q_{\min j} = 23502.4 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.11: débits moyens, maximums et minimums journaliers.

Horizons	Q _{moyj}		K _{maxj}	Q _{max j}		K _{minj}	Q _{minj}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2040	29378	340	1.2	35253.6	408	0,8	23502.4	272

II-3-3: Variation de la consommation horaire :

Ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale et minimale horaires, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire.

a/Le débit maximum horaire:

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\max j/24} \quad (\text{II-7})$$

K_{max h} : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II-8})$$

- **α_{\max}** : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons $\alpha_{\max} = 1,3$).
- **β_{\max}** : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans le manuel (Annexe II-1) :

Tableau II.12 : Tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
32615	1,3	1.12	1.46

$$Q_{\max h} = 1,47 \times (7332.55 / 24) = 2144.6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Soit : } Q_{\max h} = 2144.6 \text{ m}^3 / \text{h} \quad ; \quad Q_{\max h} = 595.7 \text{ l/s}$$

b/ Le débit minimum horaire :

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * (Q_{\max j} / 24) \quad (\text{II-9})$$

K_{min h} : coefficient d'irrégularité horaire minimale donné par la formule :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II-10})$$

- **α_{\min}** : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0.4 et 0.6 (nous prenons $\alpha_{\min} = 0.5$).
- **β_{\min}** : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans manuelle technique (Annexe II-1) :

Tableau II.13 : Tableau donnant le coefficient $K_{\min h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min h}$
118773	0.5	0.71	0.36

$$Q_{\min h} = 0.36 \times (35254 / 24) = 528.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

Soit: $Q_{\min h} = 528.8 \text{ m}^3 / \text{h}$, $Q_{\min h} = 147\text{l/s}$

II-3-4 : Variation des débits horaires :

La variation des débits horaires pour notre agglomération sera la suivante :

Tableau N° II.14 : Variation des débits horaires

Heures	Consommation totale $Q_{\max j}=2144.6\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	M3/h	%	M3/h
0--1	3.36	1184.53	3.36	1184.53
1--2	3.25	1145.76	6.61	2330.29
2--3	3.3	1163.38	9.91	3493.67
3--4	3.25	1145.76	13.16	4639.42
4--5	3.26	1149.28	16.42	5788.70
5--6	3.46	1219.79	19.88	7008.49
6--7	3.86	1360.80	23.74	8369.30
7--8	4.45	1568.80	28.19	9938.10
8--9	5.2	1833.21	33.39	11771.31
9--10	5.16	1819.11	38.55	13590.41
10--11	4.85	1709.82	43.4	15300.23
11--12	4.6	1621.68	48	16921.92
12--13	4.6	1621.68	52.6	18543.60
13--14	4.55	1604.06	57.15	20147.66
14--15	4.75	1674.57	61.9	21822.22
15--16	4.76	1678.09	66.66	23500.31
16--17	4.65	1639.31	71.31	25139.62
17--18	4.35	1533.55	75.66	26673.17
18--19	4.42	1558.23	80.08	28231.40
19--20	4.31	1519.45	84.39	29750.85
20--21	4.31	1519.45	88.7	31270.29
21--22	3.8	1339.65	92.5	32609.95
22--23	3.8	1339.65	96.3	33949.60
23--24	3.7	1304.40	100	35254.00
Total	100	35254.00		

Remarque :

- Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de chaque agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition de la variant plus de 100000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2040.), dont la répartition est indiquée dans le tableau annexe II-2:

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

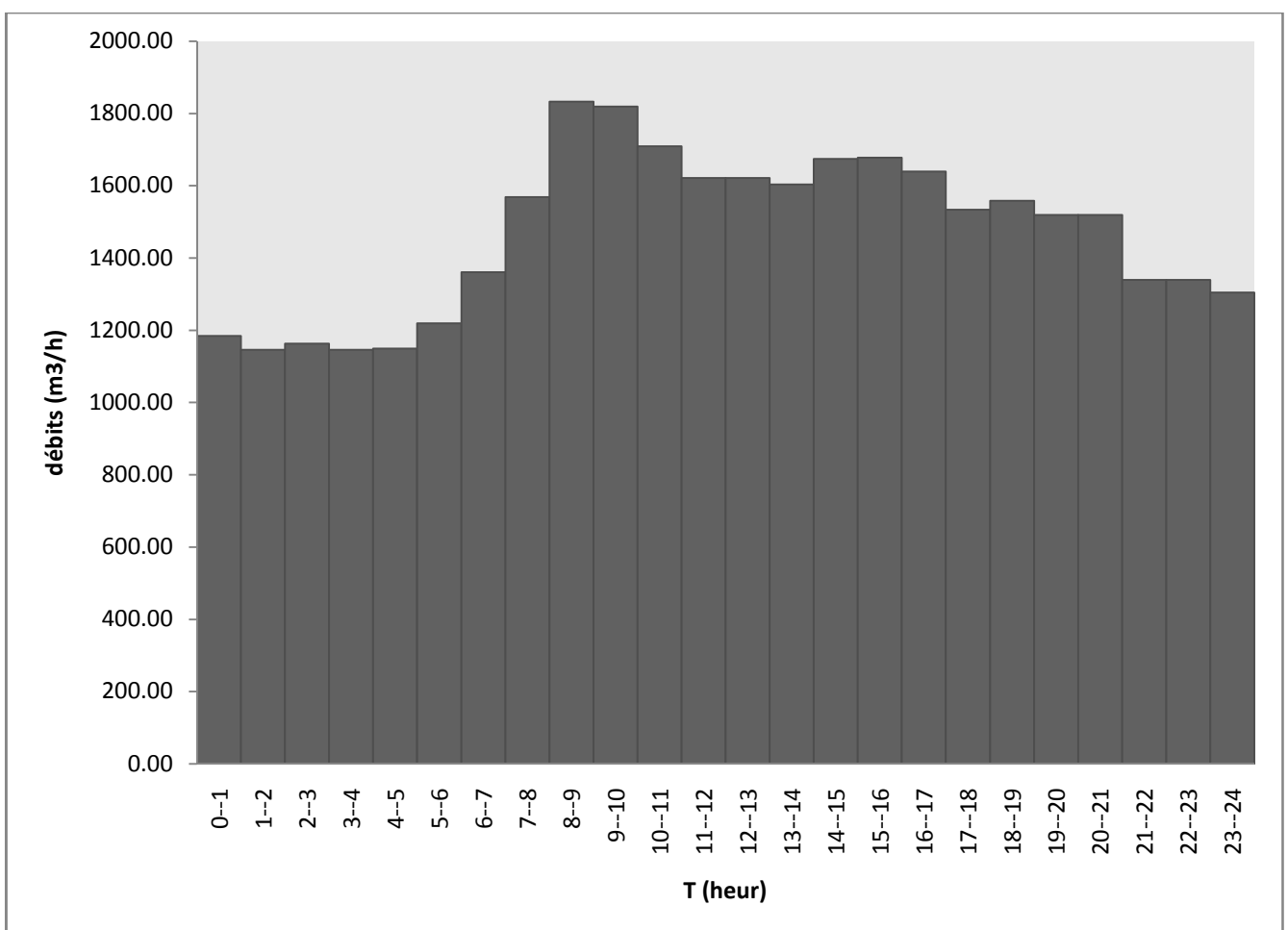


Figure II.1 : Graphique de la consommation Totale pour l'agglomération.

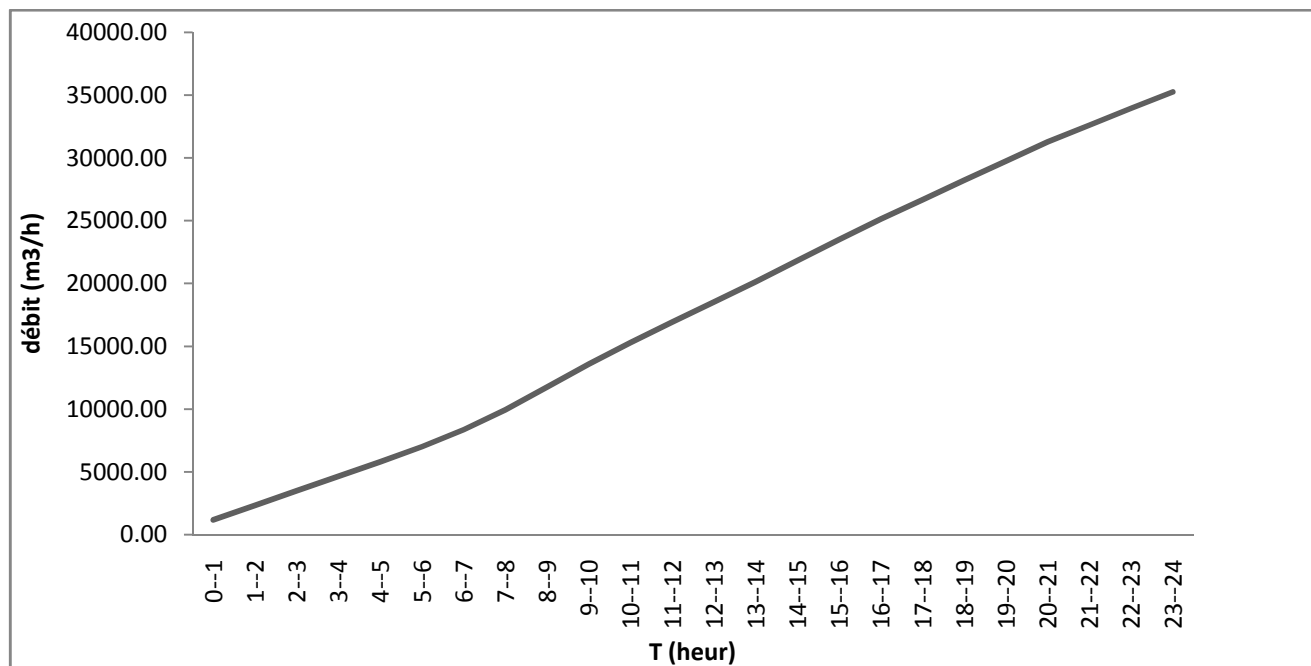


Figure II.2 : Courbe de la consommation cumulée pour l'agglomération

Tableau II.15: Récapitulation des résultats

Horizon	Qminj	
	(m³/j)	(l/s)
2040	23502.4	272
	Qmoyj	
	(m³/j)	(l/s)
	29378	340
	Qmax j	
	(m³/j)	(l/s)
	35253.6	408
	Qmax h	
	(m³/h)	(l/s)
	1678.09	466
	Qmin h	
	(m³/h)	(l/s)
	1145.76	318.26

Conclusion

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

On remarque que :

- $Q_{\max j} = 35253.6 \text{ m}^3/\text{j}$
- $Q_{\text{Forages}} = 8748 \text{ m}^3/\text{j}$
- Soit un déficit égale **3071 /s.**

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la commune ; c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, comme les eaux de barrage d'Elagrem.

CHAPITRE III : CALCUL DES DEBITS

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on détermine les différents débits de renforcement ; soit les débits des forages ou les débits traités par la station de traitement du barrage d'Elagrem afin de pouvoir satisfaire les besoins en eaux de la ville de Taher. les autorités de la wilaya de Jijel décident que la ville de Jijel ne sera pas alimentée par le barrage d'Elagrem le jour où elle sera alimentée par le barrage de Kessir, donc les débits des forages de oued Nil seront réaffectés pour le renforcement de la ville de Taher.

III-1 : Ressource de renforcement en eau potable :

III-1-1 : Barrage Elagrem :

Le barrage d'Elagrem actuellement assure l'alimentation en eau potable de la ville de Jijel, Emir Abdelkader, Kaous et les localités environnantes ; soit une population de 240 000 habitants. Les eaux du barrage sont traitées et pompées vers différentes villes.

A) Station de traitement d'Elagrem :

La station de traitement alimentée à partir de ce barrage se trouve sur le même site que la station de pompage d'Elagrem. Elle est alimentée par l'intermédiaire d'une conduite DN400 en fonte, cette dernière conduite débute à partir de la prise d'eau du barrage et achemine vers la station de traitement située à environ 4000 m à l'aval du barrage.

La station de traitement est capable de traiter un débit de 200 l/s, soit 720 l/h et l'eau traitée coule vers un réservoir rectangulaire $2 \times 2500 \text{ m}^3$.

B) Station de pompage d'Elagrem :

La station de pompage refoule vers trois couloirs, le premier est celui qui alimente la ville de Kaous, le second alimente la ville de Jijel et le troisième la ville d'Emir Abdelkader. Elle est équipée par neuf pompes, chaque trois pompes (à axe horizontales, et elles sont identiques) alimentent un couloir. Les caractéristiques techniques sont décrites dans le tableau ci après :

Tableau III.1 : Caractéristiques de la station de pompage d'Elagrem.

Couloir	Côte de départ (m)	Côte d'arrivée (m)	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)	Débit à refouler (l/s)	Nombre de pompes	Débit nominal unitaire (l/s)	HMT
Kaous	60	185	250	3200	60	2+1	30	170
Jijel	60	67	350	9000	120	2+1	60	70
Emir Abdelkader	60	125	400	1350	152	2+1	76	100

Les trois conduites sortantes de la station de pompages sont protégées contre l'effet de coup de bélier, la première conduite DN250 du couloir premier est protégée par un réservoir d'air de 500 l, la deuxième conduite du deuxième couloirs (DN350) est protégée par un réservoir anti bélier de 500l et la troisième conduite est protégée par un réservoir d'air de 3000 l.

Donc les pompes des trois couloirs sont en mesure de refouler un débit de 332 l/s. par contre la capacité de stockage et de 200 l/s ; donc la station de pompage d'Elagrem ne peut pas fonctionner en plein régime.

III-1-2 : La station de reprise SR1 :

La station de reprise SR1 sert actuellement au renforcement de la ville de Jijel en eau potable, elle est alimentée à partir du champ captant d'Oued Nil et un forage d'oued Djendjen (D28).

La station de pompage est équipée de deux ouvrages ; une bache de 2000 m³ et une station de pompage de six pompes dont deux pompes restent comme pompe de secours, les quatre autres pompes ont une capacité approximative de 4×497m³/j soit 550 l/s est une hauteur manométrique de 80 m.

Actuellement seulement trois pompes des six pompes fonctionnent, alors que deux réservoirs d'air (2×25000 l) de la station ne sont pas fonctionnels.

La conduite de refoulement vers les réservoirs de Jijel est de DN 700 en acier.

III -2 : Calcul des débits de renforcement :

Le calcul de déficit sera fait comme suite :

Le débit des forages existant égal 135 l/s avec une durée de fonctionnement des pompes des forages de 18heurs ; pendant 24 heurs le débit sera égal a 101 l/s.

Le débit maximum journalier à l'horizon 2040 est déjà calculé dans le deuxième chapitre, il est de 35253.6 m³/j soit un débit de 408l/s.

Donc le débit de renforcement c'est la différence entre les deux débits :

$$Q_{\text{déficit}} = Q_{\text{maxj (2040)}} - Q_{\text{maxj actuel (forages)}} \quad (\text{III-1})$$

$$Q_{\text{déficit}} = 408 - 101 = 307.$$

$$Q_{\text{déficit}} = 307 \text{ l/s.}$$

La figure suivante représente les différents débits calculés.

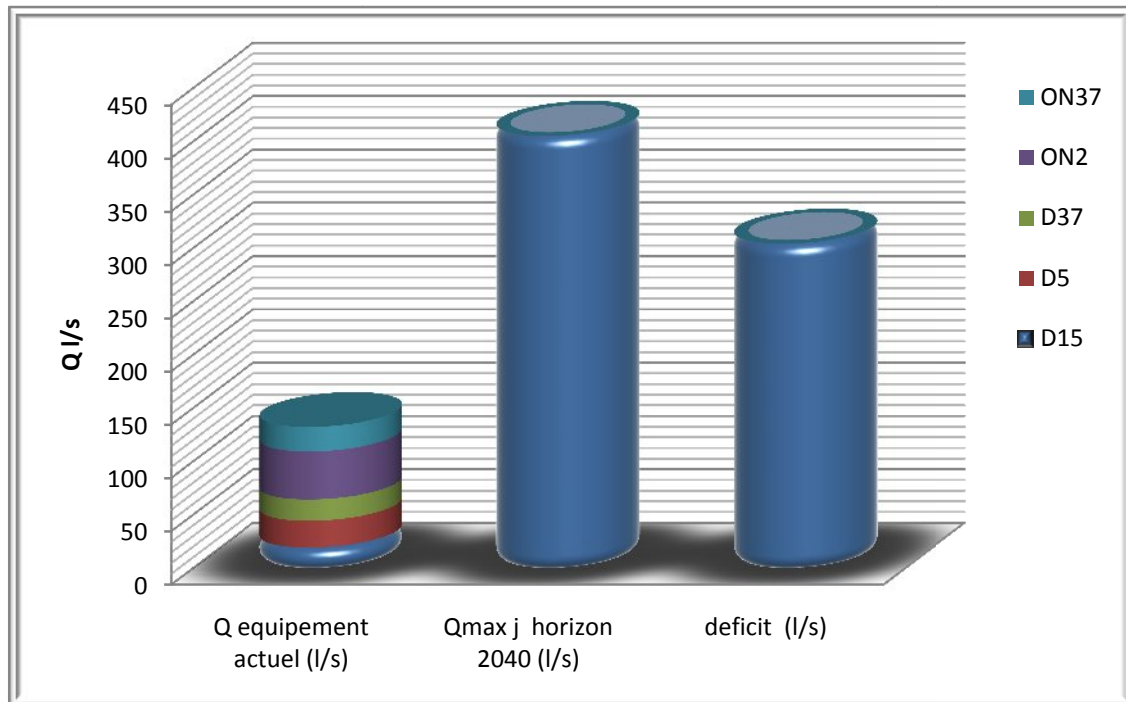


Figure. III.1 : Les différents débits calculés.

Ce déficit sera comble à partir du barrage d'Elagrem et les forages d'Oued Nil.

III-2-1 : Les forages de oued Nil et Djendjen qui alimentent la SR1 :

La station de reprise SR1 reçoit l'eau à partir des forages d'Oued Nil et Djendjen avec un débit de 275 l/s ; avec une durée de fonctionnement de 18 heurs soit un débit de 206 l/s pendant 24heurs.

Le champ captant d'Oued Nil reste la ressource principale qui alimente la ville de Jijel, il est constitué de six forages refoulent vers la station de reprise SR1. Les caractéristiques des forages sont représentées dans le tableau ci après :

Tableau III.2 : Caractéristiques des forages d'Oued Nil et oued Djendjen :

forages	Coordonnée		Z(m)	type de pompe	débit	HMT	Conduite	
	Lambert						Ø	matériaux
	X	Y						
ON27	789.5	387.55	42.2	immergé	39	80	200	pvc
ON35	789.15	387.925	39.86	immergé	40	76	150	pvc
ON33	789.1	388.5	36.7	immergé	38	95	200	pvc
ON34	789.43	388.684	36.8	immergé	35	109	200	pvc
ON23	789.08	388.83	34.5	immergé	40	70	200	pvc
ON24	788.85	389.56	33.28	immergé	38	70	200	pvc
D28	782.709	393.504	5.32	immergé	45	60	200	pvc

Les débits du champ captant d'Oued Nil sont collectés dans une conduite de diamètre 500mm et refoulé vers une station de reprise SR1 est par la suite refoules vers Taher.

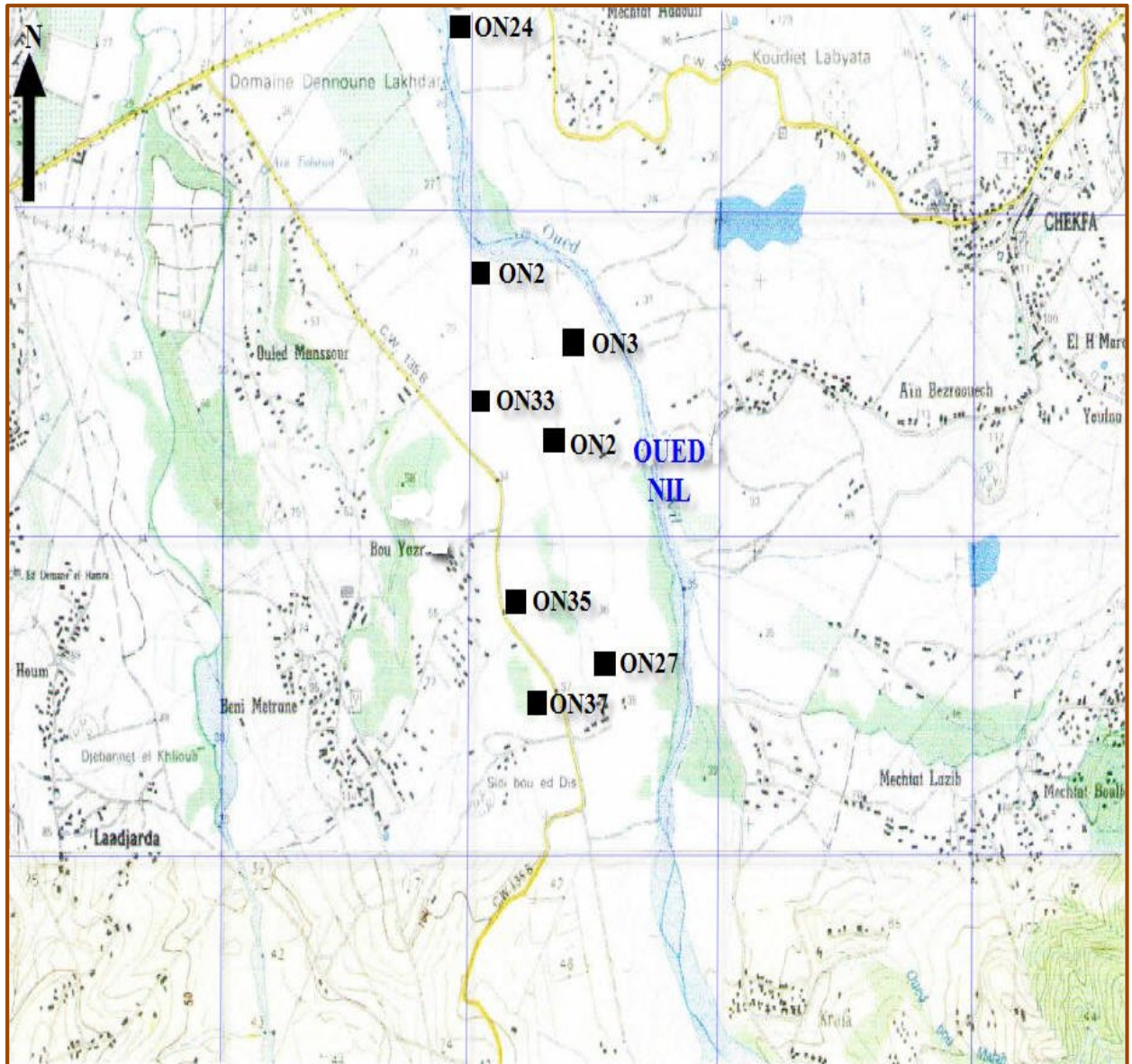


Figure. III .2 : Situations des forages d'oued Nil.

III-2-3 : A partir du barrage d'Elagrem :

Le débit qui alimente actuellement la ville de Jijel sera utiliser pour le renforcement de la ville du Taher ; il est de 120 l/s.

III-3 : Le débit de renforcement de la ville de Taher :

Le débit de renforcement sera égal au supérieur au déficit ; le tableau suivant reprisent les déferents débits de renforcement ; tenant compte des débits des forages qui ont une duré de 18heurs ; alors il faut recalculer pour 24 heures.

Tableau III .3 : Les débits de renforcement.

Renforcement à partir	emplacement	Débit (18 heures)	débit l/s (24heurs)	pourcentage
forages Oued Nil	ON27	39	29.25	9
	ON35	40	30	9
	ON33	38	28.5	9
	ON34	35	26.25	8
	ON23	40	30	9
	ON24	38	28.5	9
forages Oued Djendjen	D28	45	33.75	10
barrage d'Elagrem	station de pompage d'Elagrem	/	120	37
		Débit Total de renforcement	326.25	100%

Le débit total calculé est supérieur au débit de renforcement de la ville de Taher et ceci pour assurer le bon fonctionnement en cas de l'arrêt d'un forage ; ou bien on peut diminuer les heures de fonctionnement des forages.

Les pourcentages des débits de renforcement sont représentés sur la figure suivante

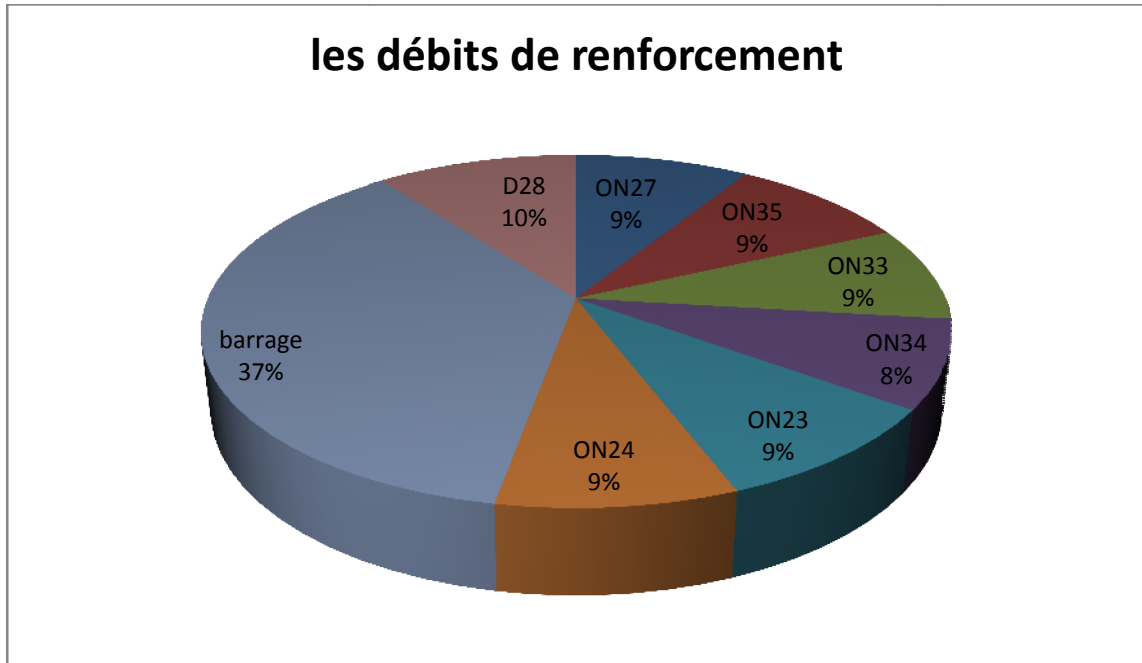


Figure. III.3 : Les débits de renforcement en pourcentage.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé le débit de renforcement qui est égal à 3071/s ; par la suite détermine le débit renforcé à partir du barrage d'Elagrem (1201 /s) et les forages de Oued Nil et Djendjen D28 avec un débit de 206.251 /s.

CHAPITRE IV

CHOIX DE VARIANTE D'ADDUCTION

INTRODUCTION :

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

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

IV.1. Types d'adduction : [3]

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire :

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

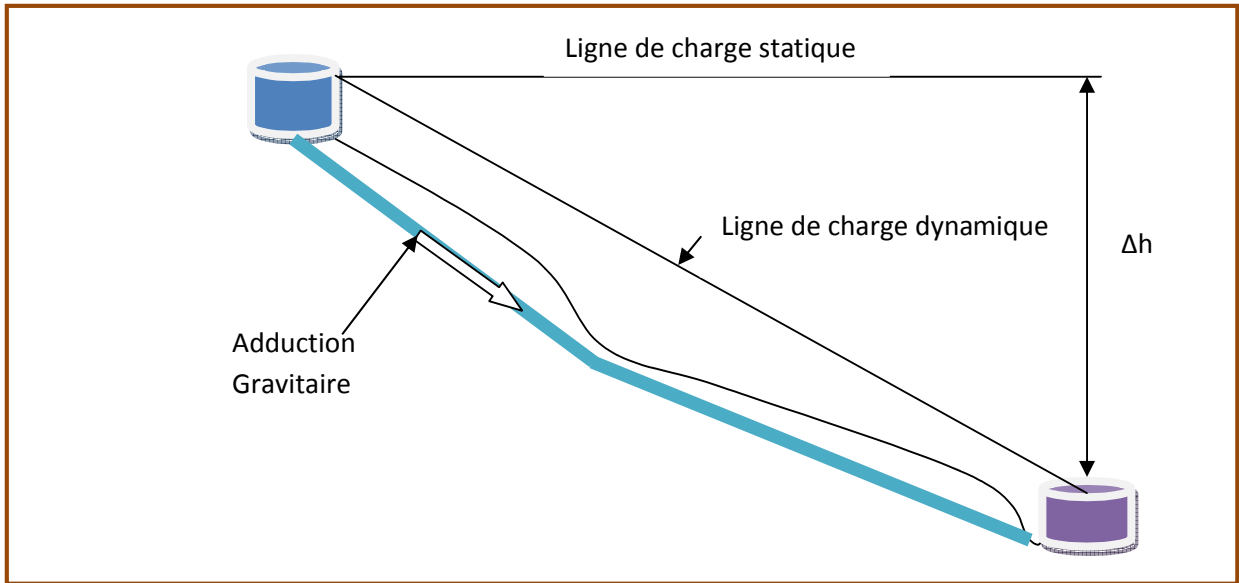


Figure. IV.1 : Adduction gravitaire.

IV.1.2. Adduction par refoulement :

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

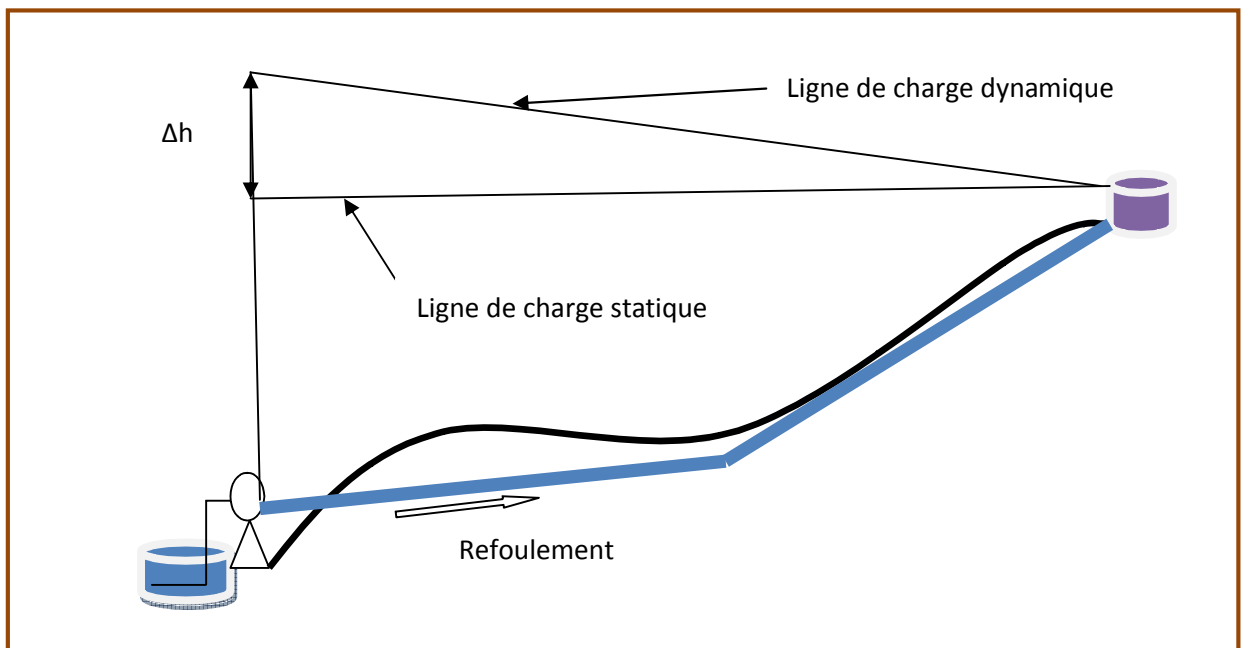


Figure. IV.2 : Adduction par refoulement.

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.

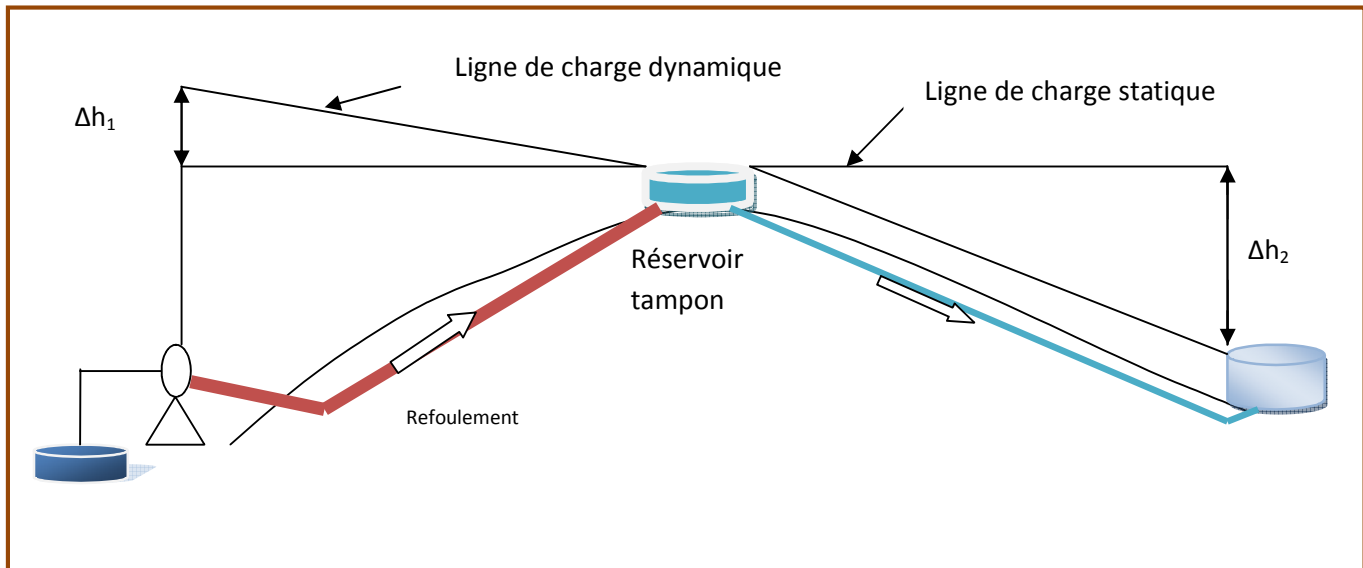


Figure. IV.3 : Adduction mixte.

IV.2. Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

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. 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.

IV.3 Proposition de variantes :

Les variantes proposées se basent sur l'exploitation des équipements et les ouvrages existants tel que la station de pompage d'Elagrem, la station de reprise SR1.

➤ **Variante N°1 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement de la station de pompage D'Elagrem à une cote de 60m en exploitant la conduite existante DN350 qui alimente la ville de Jijel vers la station de reprise SR1 de cote de trop plein de 10m . Donc la station de reprise SR1 recevra un débit supplémentaire de 120 l/s. donc le débit qui arrive vers cette station sera de 326.25 l/s. La bache d'aspiration est de 2000m³ actuellement ; alors en doit calculé la nouvelle capacité.

- A partir de la station de reprise le refoulement vers une station de reprise projetée SRP1 à une altitude de 60m.
- La station de reprise Projetée (SRP1) refoule l'eau vers une deuxième station de reprise (SRP2) située à une côte de 121mNGA qui refoule l'eau vers les deux châteaux existant (2×1500 et 4×1000).

➤ **Variante N°2 :**

La deuxième variante consiste en la projection de deux station de pompage SRP1 et SRP2.

- A partir de la station d'Elagrem l'eau est refoulée (un débit de 120 l/s) vers la deuxième station de reprise projetée à une cote de 121 mNGA .soit une dénivelée de 61m.
- A partir de la station de reprise SR1 l'eau est refoulée vers la station de reprise projetée SRP1 avec un débit de 206.25 l/s (les forages de Oued Nil et le forage D28).
- A partir de SRP1 l'eau est refoulée vers les réservoirs 4×1000m³ avec un débit de 206.25 l/s.
- la SRP2 reçoit l'eau à partir du barrage d'Elagrem (120l/s) par la suite l'eau est refoulée vers les réservoirs 2×1500 m³.

IV.3.1. Analyse et choix de la variante :

Avant de faire une comparaison entre les deux variantes nous déduisons que techniquement les deux variantes sont fiables. Mais seulement une variante est plus fiable que l'autre. Surtout du coté financier ; donc on remarque que la deuxième variante représente des avantages en plus ; dans la deuxième variante on' a projeté une conduite liée entre la station de pompage d'Elagrem est la deuxième station de reprise projetée. Pour la première variante on peut assurée la potabilité pour la ville de Jijel on cas d'une panne au niveau de la station de traitement de

Kessir (on peut utiliser la conduite DN350 a moyen terme).mais le débit qui sera pompé à partir de la station SR1 est important soit 326.25 l/s.

Conclusion

Vu ses avantages, la variante N° 2 est la meilleure du point de vue technico-économique (Voir les planches).

IV.4. Choix du tracé :

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [station SR1 –SRP1, SRP1-4×1000 ; station d'Elagrem-SRP2m³ ; SRP2-2×1500m³] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

IV.5.Choix du matériau de la conduite :

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

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

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on

distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

Dans notre mémoire on utilise l'acier et cela en raison des avantages qu'elles représentent :

- Elles absorbent plus de 20% du coup de bélier.
- elles sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie de transport;
- leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..)
- elles sont plus longues que les conduites en fonte ce qui diminue le nombre des raccords et rend la pose plus rapide.

IV.6. Calcul hydraulique :

IV.6.1. Méthode de calcul : [3] [5]

a) Cas gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV-1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (IV-2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV-3)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

b) Cas de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (IV-4)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (IV-5)$$

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

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

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

* Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (IV.6)$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV-7)$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (IV-8)$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (IV-9)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (IV-10)$$

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (IV-11)$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

Remarque :

Dans les calculs le coefficient λ est estimé par la formule (IV-9)

* Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad (IV-12)$$

P : puissance absorbée par la pompe (watt)

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

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (80 %).

ρ : Masse volumique de l'eau .

* Énergie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad (IV.13)$$

E : énergie consommée pendant *une année* (KWh) ;

P : puissance de pompage (Kw).

t : temps de pompage par jour (h).

* Dépense annuelle de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (IV.14)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau IV.2)

Tableau IV.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1,34 * 11 + 0,74 * 9}{20} \Rightarrow \delta = \mathbf{1,07 \text{ DA}}$$

* Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV-15})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % en Algérie.

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0888}$$

IV.6.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs . Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère. [7]

A- Refoulement : SR1- Bâche d'aspiration de la SRP1

Débit d'exploitation des stations de reprise SR1 est calculé comme suit :

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

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier de la station SR1 (m^3/j) ; la station SR1 refoule un débit de 206 l/s pendant 24 heures ; $Q_{\text{max},j} = 17820 \text{m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{exp,SRI} = \frac{17820}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{expSRI} = 248.10^{-3} m^3/s.$$

Le diamètre économique moyennant la relation (IV.4) est tel que :

$$D_{ec} = \sqrt{248 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{éc.} = 0,497m \text{ donc } D_{éc.} = 497 mm$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **300 et 700 mm**.

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7), (IV.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.3.a.

Tableau IV.3.a : Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_p^{TOTAL}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)				(m)	(m)
300	3229	248	2.859	0.0141	259.675	285.643	46.000	331.643
350	3229	248	2.101	0.0132	110.641	121.705	46.000	167.705
450	3229	248	1.271	0.0132	27.571	30.328	46.000	76.328
500	3229	248	1.029	0.0121	15.405	16.946	46.000	62.946
600	3229	248	0.715	0.0121	5.630	6.193	46.000	52.193
700	3229	248	0.525	0.0121	2.405	2.646	46.000	48.646

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.4 .a.

Tableau IV.4.a : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Consommation	Prix unitaire	Dépenses annuelles
				Annuelle	moyen	
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)	(DA)
300	248	331.643	1394.903	10182791.83	1.07	10895587.26
350	248	167.705	705.37416	5149231.387	1.07	5509677.584
450	248	76.328	321.03902	2343584.813	1.07	2507635.75
500	248	62.946	264.7523	1932691.767	1.07	2067980.191
600	248	52.193	219.52635	1602542.382	1.07	1714720.349
700	248	48.646	204.60656	1493627.922	1.07	1598181.876

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.5.a.

Tableau IV.5.a : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
300	13440	3229	43397760	0.0888	3853721.088
350	15440	3229	49855760	0.0888	4427191.488
450	17900	3229	57799100	0.0888	5132560.08
500	20000	3229	64580000	0.0888	5734704
600	28000	3229	90412000	0.0888	8028585.6
700	37000	3229	119473000	0.0888	10609202.4

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.6.a.

Tableau IV.6.a: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	300	350	450	500	600	700
Investis (DA)	3853721.088	4427191.49	5132560.1	5734704	8028585.6	10609202.4
Exploit (DA)	56838575.91	47782321.1	40489528	38077001.3	37137162.43	36723939.24
TOTAL (DA)	60692297	52209512.6	45622088	43811705.3	45165748.03	47333141.64

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV.4.a.

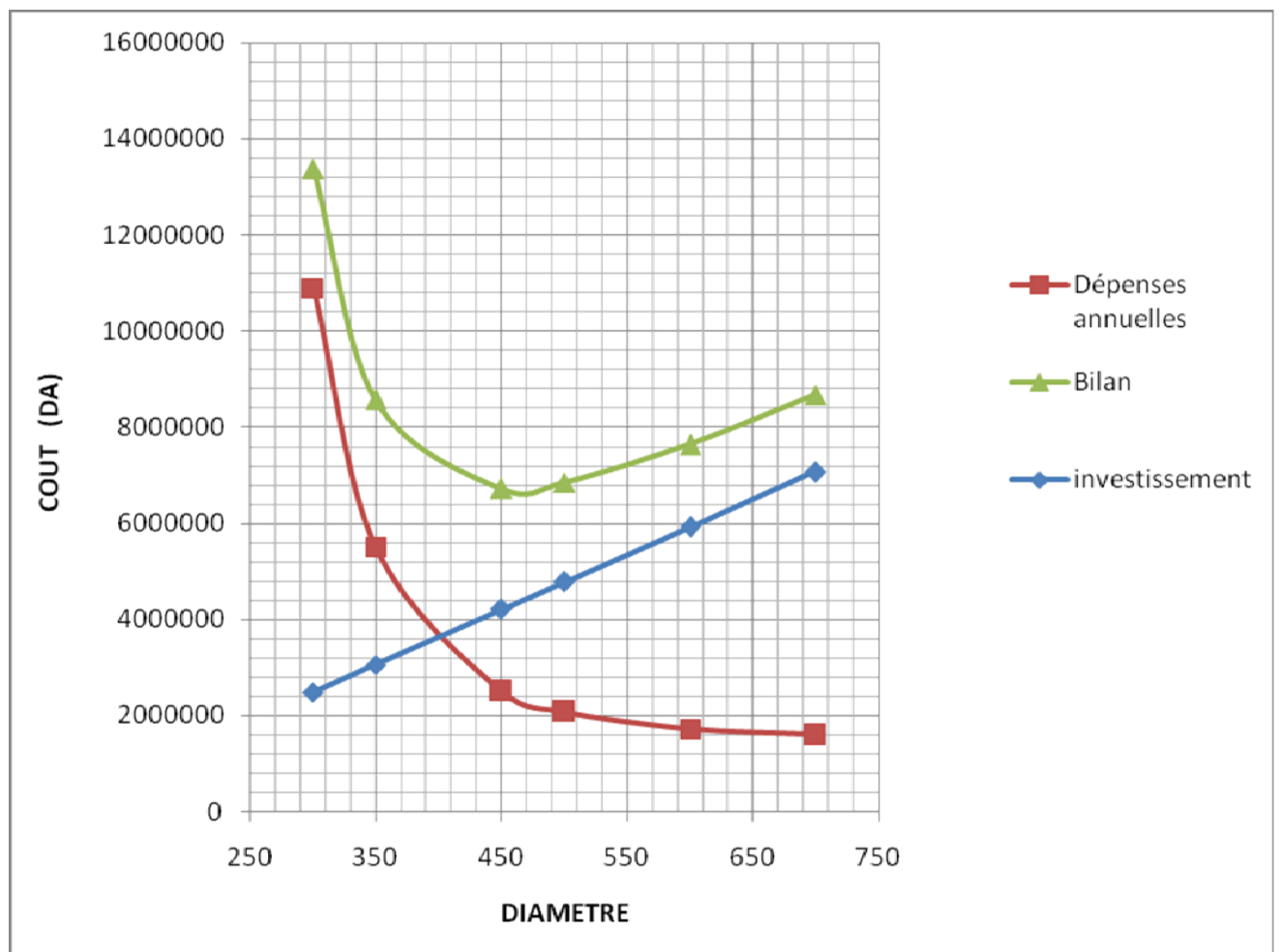


Figure IV.4.a: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

_Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 450** dont la vitesse est de **1.2 m/s**.

B- Refoulement : SRP1- les réservoirs 4×1000m³

La station de reprise SRP1 est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage SR1 alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière et est de : $Q_{exp,SRP1}=248.10^{-3} m^3/s$.

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (IV.4) est de : $D_{ec} = 497 mm$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **300 et 700 mm**

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7), (IV.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.7.b.

Tableau IV.7.b: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_p^{TOTAL} (m)	Hg	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)				(m)	(m)
300	4017	248	4.855	0.0076	92.065	101.271	60.000	161.271
350	4017	248	3.567	0.0074	39.597	43.556	60.000	103.556
450	4017	248	2.158	0.0071	10.013	11.015	60.000	71.015
500	4017	248	1.748	0.0070	5.628	6.191	60.000	66.191
600	4017	248	1.214	0.0068	2.078	2.285	60.000	62.285
700	4017	248	0.892	0.0066	0.895	0.984	60.000	60.984

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.8.b.

Tableau IV.8.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Consommation	Prix unitaire	Dépenses annuelles
				Annuelle	moyen	
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)	(DA)
300	248	161.271069	490.4414468	3580222.561	1.07	3830838.141
350	248	103.556263	314.9249499	2298952.134	1.07	2459878.784
450	248	71.0147028	215.9628126	1576528.532	1.07	1686885.529
500	248	66.191	201.2939477	1469445.818	1.07	1572307.025
600	248	62.285	189.4162598	1382738.696	1.07	1479530.405
700	248	60.984	185.459817	1353856.664	1.07	1448626.63

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.9.b

Tableau IV.9.b: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
300	8668	4017	34819356	0.0888	3091958.813
350	10667	4017	42849339	0.0888	3805021.303
450	14665	4017	58909305	0.0888	5231146.284
500	16664	4017	66939288	0.0888	5944208.774
600	20662	4017	82999254	0.0888	7370333.755
700	24660	4017	99059220	0.0888	8796458.736

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.10.b.

Tableau IV.10.b: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	300	350	450	500	600	700
Investis (DA)	3091958.813	3805021.3	5231146.284	5944208.774	7370333.755	8796458.736
Exploit (DA)	3830838.141	2459878.78	1686885.529	1572307.025	1479530.405	1448626.63
TOTAL (DA)	6922796.954	6264900.09	6918031.813	7516515.8	8849864.16	10245085.37

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV.5.b.

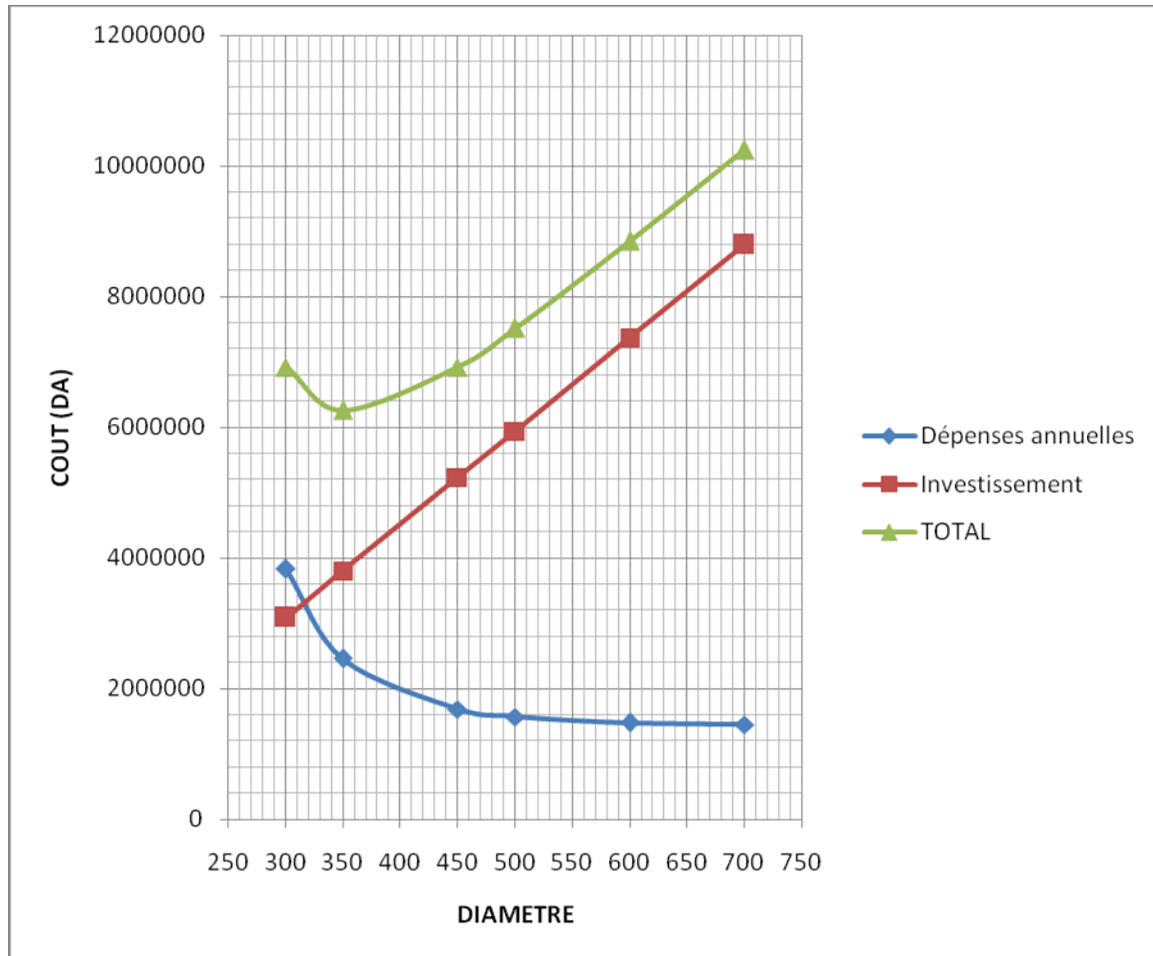


Figure IV.5.b: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

_Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 450** dont la vitesse est de **2.16 m/s**.

C-Refolement : station de pompage Elagrem – SRP2 :

Débit d'exploitation des stations d'Elagrem est calculé comme suit :

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

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier de la station d'Elagrem (m^3/j) ; la station d'Elagrem refoule un débit de 120 l/s pendant 24 heures ; $Q_{\text{max},j} = 10368\text{m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp.SR1}} = \frac{10368}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{expElagrem}} = 144.10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est tel que :

$$D_{ec} = \sqrt{144 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{éc.} = 0,379\text{m} \text{ donc } D_{éc.} = 400\text{mm}.$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **250 et 600 mm**

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7), (IV.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.11.c.

Tableau IV.11.c: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur (m)	Débit	Vitesse	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_p^{TOTAL} (m)	Hg	HMT
(mm)		(l/s)	(m/s)				(m)	(m)
250	6026	144	2.935	0.0124	199.643	219.607	45.000	264.607
300	6026	144	2.038	0.0120	72.963	80.260	45.000	125.260
350	6026	144	1.497	0.0116	31.172	34.290	45.000	79.290
450	6026	144	0.906	0.0110	7.801	8.581	45.000	53.581
500	6026	144	0.734	0.0107	4.366	4.803	45.000	49.803
600	6026	144	0.510	0.0103	1.600	1.760	45.000	46.760

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.12.c.

Tableau IV.12.c: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Consommation	Prix unitaire	Dépenses annuelles
				Annuelle	moyen	
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)	(DA)
250	144	264.607469	467.2438692	81861125.89	1.07	87591404.7
300	144	125.259667	221.1835209	38751352.86	1.07	41463947.56
350	144	79.2895964	140.0095694	24529676.56	1.07	26246753.92
450	144	53.581	94.61331829	16576253.36	1.07	17736591.1
500	144	49.803	87.94178313	15407400.4	1.07	16485918.43
600	144	46.760	82.5693494	14466150.01	1.07	15478780.52

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.13.c

Tableau IV.13.c: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
250	6669	6026	40187394	0.0888	3568640.587
300	8668	6026	52233368	0.0888	4638323.078
350	10667	6026	64279342	0.0888	5708005.57
450	13440	6026	80989440	0.0888	7191862.272
500	15440	6026	93041440	0.0888	8262079.872
600	17900	6026	107865400	0.0888	9578447.52

➤ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.14

Tableau IV.14.c: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	250	300	350	450	500	600
Investis (DA)	3568640.6	4638323.1	5708005.6	7191862.3	8262079.9	9578447.5
Exploit (DA)	87591404.7	41463947.6	26246753.9	17736591.1	16485918.4	15478780.5
TOTAL (DA)	91160045.3	46102270.6	31954759.5	24928453.4	24747998.3	25057228.0

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV.6.c

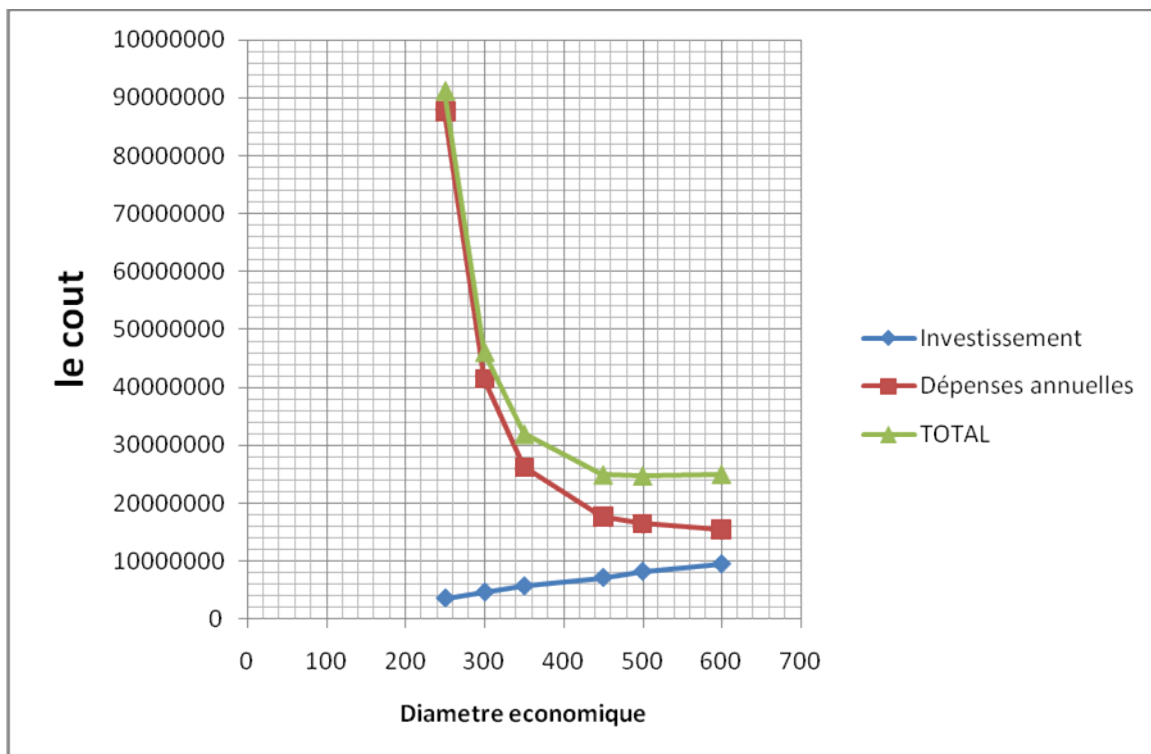


Figure IV.6.c: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

_Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 450 dont la vitesse est de **0.9 m/s**.

D-Refolement : SRP2- les réservoirs 2×1500 m³ :

Débit d'exploitation des stations d'Elagrem est calculé comme suit :

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier de la station d'Elagrem (m³/j) ; la station d'Elagrem refoule un débit de 120 l/s pendant 24 heures ; $Q_{\text{max},j} = 10368 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp,SR1}} = \frac{10368}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{expElagrem}} = 144.10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est tel que :

$$D_{ec} = \sqrt{144 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{éc.} = 0,379\text{m} \text{ donc } D_{éc.} = 400\text{mm}.$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **250 et 600 mm**

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7), (IV.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.15.d

Tableau IV.15.d: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_p^{TOTAL}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)				(m)	(m)
250	2769	144	2.94	0.0124	91.73	100.90	85.00	185.90
300	2769	144	2.04	0.0120	33.53	36.88	85.00	121.88
350	2769	144	1.50	0.0116	14.32	15.76	85.00	100.76
450	2769	144	0.91	0.0110	3.58	3.94	85.00	88.94
500	2769	144	0.73	0.0107	2.01	2.21	85.00	87.21
600	2769	144	0.51	0.0103	0.74	0.81	85.00	85.81

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.16.d.

Tableau IV.16.d: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Consommation	Prix unitaire	Dépenses annuelles
				Annuelle	moyen	
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)	(DA)
250	144	185.90	328.27	57513046.22	1.07	61538959.46
300	144	121.88	215.21	37705041.19	1.07	40344394.07
350	144	100.76	177.91	31170489.61	1.07	33352423.88
450	144	88.94	157.06	27516064.27	1.07	29442188.77
500	144	87.21	153.99	26979001.71	1.07	28867531.83
600	144	85.81	151.52	26546517.58	1.07	28404773.81

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.17.d.

Tableau IV.17.d: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
250	6669	2769	18466461	0.089	1639821.737
300	8668	2769	24001692	0.089	2131350.250
350	10667	2769	29536923	0.089	2622878.762
450	13440	2769	37215360	0.089	3304723.968
500	15440	2769	42753360	0.089	3796498.368
600	17900	2769	49565100	0.089	4401380.880

➤ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.18.d

Tableau IV.18.d: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN	250	300	350	450	500	600
(mm)						
Investis	1639821.7	2131350.2	2622878.8	3304724.0	3796498.4	4401380.9
(DA)						
Exploit	61538959.5	40344394.1	33352423.9	29442188.8	28867531.8	28404773.8
(DA)						
TOTAL	63178781.2	42475744.3	35975302.6	32746912.7	32664030.2	32806154.7
(DA)						

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV.7. d.

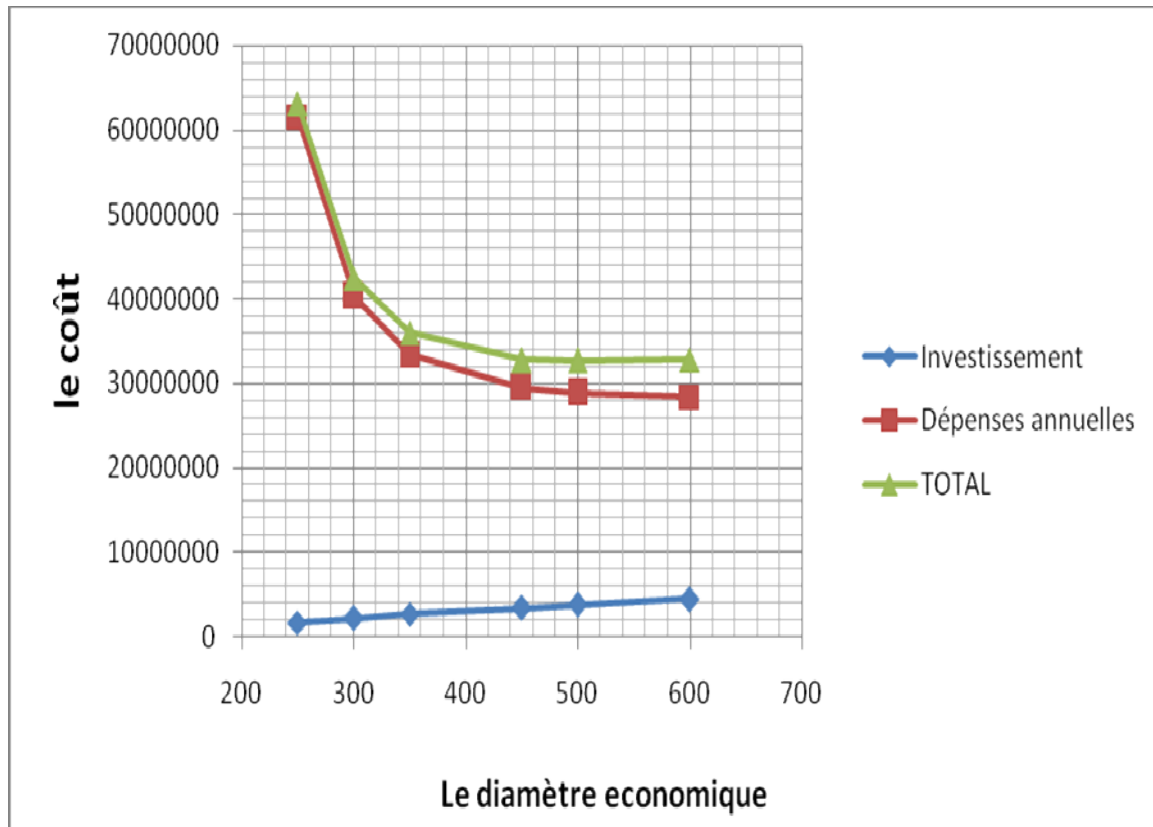


Figure IV.7.d : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

_Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 450** dont la vitesse est de **0.9 m/s**.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée deux parties ; à partir de la station de pompage d'Elagrem vers les réservoirs $2 \times 1500 \text{ m}^3$ avec une station de reprise projetée (SRP2) qui refoule l'eau vers les réservoirs avec une longueur de refoulement de **8795 m** et un diamètre de **450 mm**, la deuxième partie constituée d'une station de reprise (SRP1). La première conduite qui relie la station de reprise SR1 est la station projetée SRP1 a une longueur de **3229 m** et un diamètre de **450 mm**, la deuxième a une longueur de **4017 m** et un diamètre de **450 mm**.

CHAPITRE V :

CALCUL DES RESERVOIRS

INTRODUCTION :

La commune de Taher va être approvisionnée en eau par le débit de renforcement, ce qui va peut être engendré un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires pour le réservoir projeté ainsi que les bâches des stations de reprises.

V-1 : Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour le réservoir, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

V-2 : Choix du type de réservoir:

Le choix du type de réservoir dépend surtout des facteurs économiques.

On opte pour les réservoirs semi-enterrés présenteront, les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Construction à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

V-3: Calcul de la capacité des réservoirs :

V-3-1 : Principe du calcul de la capacité:

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.

Pour notre projet, nous avons projeté :

- Deux bâches de reprise (SRP1 et SRP2).

- un réservoir de stockage pour la commune de Taher.

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

a) La méthode analytique : [3]

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

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

- 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 :

- $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$ (V-2)
- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .
- **Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Si la différence de débit entrant et sortant du réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

b) Méthode graphique : [3]

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. La figure suivante représente les graphes de l'apport et la consommation.

Donc :

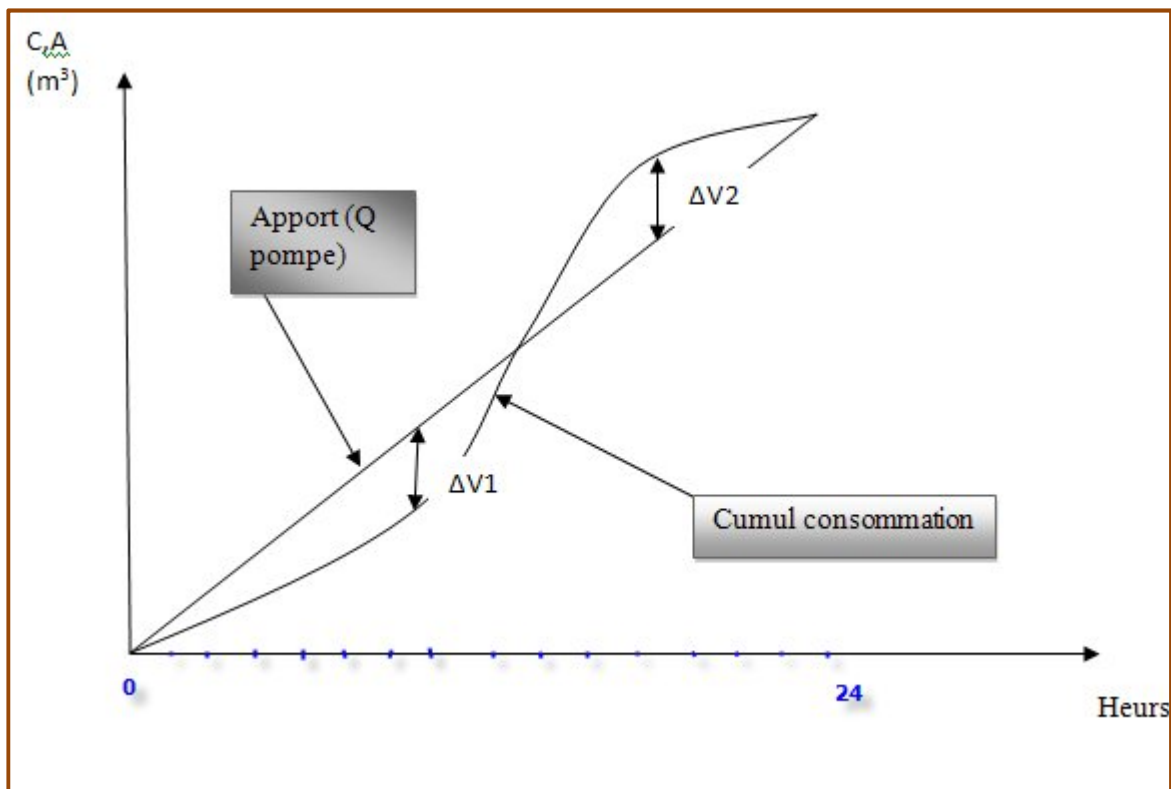


Figure V.1 : graphe de consommation en fonction de l'apport.

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

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

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

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

V-3-2 : Volume de la capacité de stockage existante :

La capacité existante est de 7000 m³ placée dans deux endroits ; des réservoirs de 4×1000 m³ (Ctn : 100m) et deux réservoirs de 1500m³, le calcul prouve que cette capacité est largement suffisante.

a- Les réservoirs 4×1000 m³ :

Ils sont alimentés actuellement à partir du champ captant de Oued Djendjen avec un débit de 67l/s la durée de fonctionnement des pompes de forage est de 18heures ; on ajoutant le débit de renforcement arrivé à partir de la station de pompage SR1 ; soit un débit de 206l /s ; le tableau suivant nous permet de calculer la capacité des réservoirs.

Tableau V.1: Evaluation du volume résiduel des réservoirs $4 \times 1000 \text{m}^3$

Heures	Apport arrivé à partir des forages ON 67 l/s	débit SR1 206 l/s	apport total	consommation	arrivée d'eau au réservoir de stockage	départ	reste
00 - 01	1.0894	4.0195	5.10890	3.36	1.74890		1.75
01-02	1.0894	4.0195	5.10890	3.25	1.85890		3.61
02-03	1.0894	4.0195	5.10890	3.3	1.80890		5.42
03-04	1.0894	4.0195	5.10890	3.25	1.85890		7.28
04-05	1.0894	4.0195	5.10890	3.26	1.84890		9.12
05-06	1.0894	4.0195	5.10890	3.46	1.64890		10.77
06-07	1.0894	4.0195	5.10890	3.86	1.24890		12.02
07-08	1.0894	4.0195	5.10890	4.45	0.65890		12.68
08-09	1.0894	4.0195	5.10890	5.2		0.09110	12.59
09-10	1.0894	4.0195	5.10890	5.16		0.05110	12.54
10-11	1.0894	4.0195	5.10890	4.85	0.25890		12.80
11-12	1.0894	4.0195	5.10890	4.6	0.50890		13.31
12-13	1.0894	4.0195	5.10890	4.6	0.50890		13.82
13 - 14	1.0894	4.0195	5.10890	4.55	0.55890		14.37
14 - 15	1.0894	4.0195	5.10890	4.75	0.35890		14.73
15 - 16	1.0894	4.0195	5.10890	4.76	0.34890		15.08
16 - 17	1.0894	4.0195	5.10890	4.65	0.45890		15.54
17 - 18	1.0894	4.0195	5.10890	4.35	0.75890		16.30
18 - 19		4.0195	4.01950	4.42		0.40050	15.90
19 - 20		4.0195	4.01950	4.31		0.29050	15.61
20 - 21				4.31		4.31000	11.30
21 - 22				3.8		3.80000	7.50
22 - 23				3.8		3.80000	3.70
23 - 00				3.7		3.70000	0

Calcule de la capacité du réservoir de stockage d'après la formule (V-1) :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{22140 * 16.3}{100} \Rightarrow V_r = 3608.82 \text{m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 3608.82 + 120 \Rightarrow V_t = 3728.82 \text{m}^3$.
- La capacité existante est de 4000m^3 ; nous avons alors un excès de 271.18m^3 .
- La hauteur de la cuve est $H=5\text{m}$.
- Pour chaque réservoir :
 - ✚ Une cuve cylindrique avec un diamètre : $D=16\text{m}$.

Ces réservoirs vont distribue gravitairement l'eau vers les agglomérations.

b- Les réservoirs $2 \times 1500 \text{m}^3$:

Ces réservoirs sont alimentés à partir du champ captant d'Oued Nil (ON2 et ON37) avec un débit de 68 l/s pendant 18 heures ; en ajoutant le débit de renforcement arrivé a partir de la station de pompage d'Elagrem (120l/s) ; le tableau suivant nous a permis de calculer la capacité des réservoirs.

Tableau V.2: Evaluation du volume résiduel des réservoirs $2 \times 1000 \text{m}^3$

heures	dé Apport arrivé à partir du barrage (120 l/s)	Apport arrivé a partir du forage ON (68l /s)	apport total	consommation	arrivée d'eau au réservoir de distribution	départ	reste
00 - 01		1.65690	1.65690	3.36		1.70	-1.70
01-02	3.509	1.65690	5.16570	3.25	1.91570		0.21
02-03	3.509	1.65690	5.16570	3.3	1.86570		2.08
03-04	3.509	1.65690	5.16570	3.25	1.91570		3.99
04-05	3.509	1.65690	5.16570	3.26	1.90570		5.90
05-06	3.509	1.65690	5.16570	3.46	1.70570		7.61
06-07	3.509	1.65690	5.16570	3.86	1.30570		8.91
07-08	3.509	1.65690	5.16570	4.45	0.71570		9.63
08-09	3.509	1.65690	5.16570	5.2		0.03430	9.59
09-10	3.509	1.65690	5.16570	5.16	0.00570		9.60
10-11	3.509	1.65690	5.16570	4.85	0.31570		9.91
11-12	3.509	1.65690	5.16570	4.6	0.56570		10.48

Suite Tableau V-2.

12-13	3.509	1.65690	5.16570	4.6	0.56570		11.05
13 - 14	3.509	1.65690	5.16570	4.55	0.61570		11.66
14 - 15	3.509	1.65690	5.16570	4.75	0.41570		12.08
15 - 16	3.509	1.65690	5.16570	4.76	0.40570		12.48
16 - 17	3.509	1.65690	5.16570	4.65	0.51570		13.00
17 - 18	3.509	1.65690	5.16570	4.35	0.81570		13.81
18 - 19	3.509		3.50880	4.42		0.91120	12.90
19 - 20	3.509		3.50880	4.31		0.80120	12.10
20 - 21	3.509		3.50880	4.31		0.80120	11.30
21 - 22				3.8		3.80000	7.50
22 - 23				3.8		3.80000	3.70
23 - 00				3.7		3.70000	0.00
total	70.18	29.82	100	100	15.55	15.55	

Calcule de la capacité du réservoir de stockage d'après la formule (V-3) :

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{14774.4 * 15.51}{100} \Rightarrow V_r = 2291.51 \text{m}^3$.
- La capacité totale sera : $V_t = 2291.51 + 120 \Rightarrow V_t = 2411.51 \text{m}^3$.
- La capacité existante est de 3000m^3 ; nous avons alors un excès de 588.49m^3 .
- La hauteur de la cuve est $H=5\text{m}$.
- Pour chaque réservoir :
 - ✚ Une cuve cylindrique avec un diamètre : $D=20\text{m}$.

Ces réservoirs vont distribue gravitairement l'eau vers les agglomérations .

V-3-3: Dimensionnement de la bache de reprise (SR1) : [3]

La station de pompage SR1 existe déjà ; elle a une côte de terrain naturel de 5m ; alimenté par un débit de 275 l/s à partir du champ captant d'oued Nil et le forage d'oued Djendjen D28 elle fonctionne pendant 18 heures ; La capacité de stockage est de 2000m^3 .

Le débit sortant de la station de pompage (SP1) est de 248 l/s pendant 20heurs.

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise. La bache de reprise se situe à un niveau bas que celui de l'axe des pompes afin de se mettre

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour la vidange de la bache, estimé à une demi-heure (30min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$\text{Pour un instant } (t), \text{ le débit sera } Q = Q_0 - Q_0 - . \quad (\text{V-4})$$

Donc le volume dv du réservoir sera :

$$dv = \int (1 - -) dt \quad (\text{V-5})$$

Après intégration on trouve le volume suivant :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_0 \cdot T}{2} \quad (\text{V-6})$$

Avec :

Q_0 : débit transite dans la conduite de refoulement (m^3/h).

T: le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne ($T = 0.5\text{h}$).

$$V_{\text{bacheSR1}} = \frac{0.5 * 990}{2} = 247.5 \quad (\text{m}^3).$$

Soit un volume normalisé sera de 250m^3

- La capacité du stockage est suffisante.

V-3-4: Dimensionnement de la bache de reprise projeté n°1 (SRP1) :

L'eau arrive à la station de reprise n°1 est refoulée vers la première station de reprise projetée SRP1 avec un débit de $892,8\text{m}^3/\text{h}$; la durée de fonctionnement de la station est

de 20 heures. Le volume de la station de reprise sera calculé pour une demi-heure de pompage comme suit :

$$V_{bache} = \left(\frac{Q_{SR1-SRP1} \times 0.5}{2} \right) \quad (V-7)$$

Avec :

$Q_{SR1-SRP1}$: débit refoulé a partir de la station SR1 vers SRP1 (m^3/h)

AN :

$$V_{bache} = \frac{892.8 \times 0.5}{2} = 223.2 \quad (m^3).$$

-La capacité normalisée sera $250m^3$

-La hauteur de la cuve est $H=2.5m$.

-Langueur et une largeur : $l=L=10m$.

V-3-5: Dimensionnement de la bache de reprise projeté n°2 (SRP2) :

L'eau arrive à partir de la station de pompage d'Elagrem avec un débit de $144l/s$ refoulée pendant 20heurs , le volume de la station de reprise sera calculé comme suite :

$$V_{bache} = \left(\frac{Q_{Elagrem} \times 0.5}{2} \right) \quad (V-8)$$

Avec :

$Q_{Elagrem}$: débit refoulé a partir de la station d'Elagrem vers SRP2 (m^3/h) .

$$V_{bache} = \frac{518.4 \times 0.5}{2} = 259.2 \quad (m^3)$$

-La capacité normalisée sera $300m^3$

-La hauteur de la cuve est $H=3m$.

-Langueur et une largeur : $l=L=10 m$.

V-4 : Les équipements des réservoirs : [3]

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

4.1: L'arrivée de la Conduite d'adduction :

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

4.2 : Le départ de la Conduite 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.

4.3. Conduite du 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.

4.4. 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.

4.5. 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.

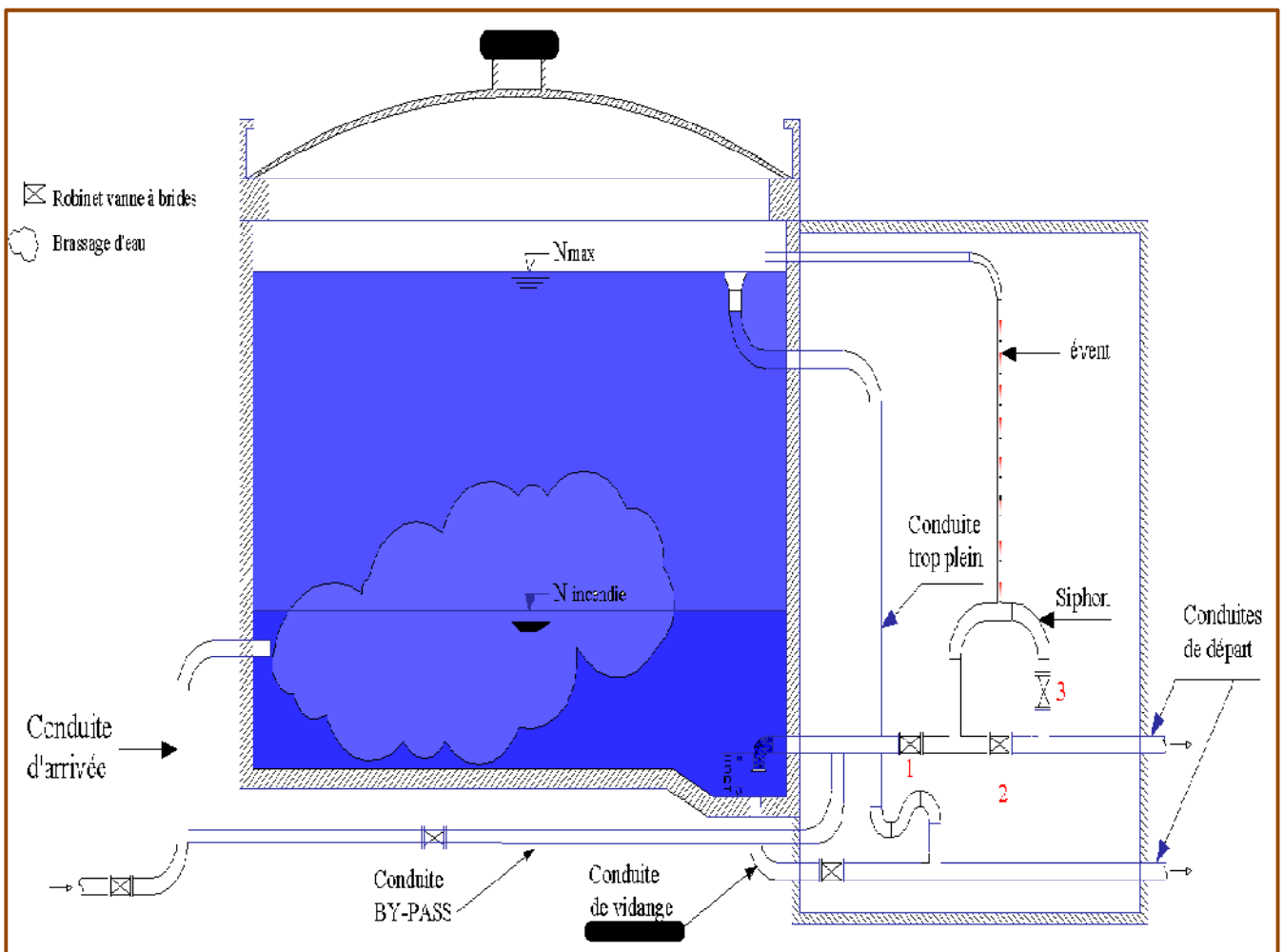


Figure V.2 : équipement de réservoir.

4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie : [3]

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (voir fig. V.3) représente un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1, la réserve dans ce cas de sinistre forme une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'évent d'un siphon interdit l'utilisation de la réserve au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

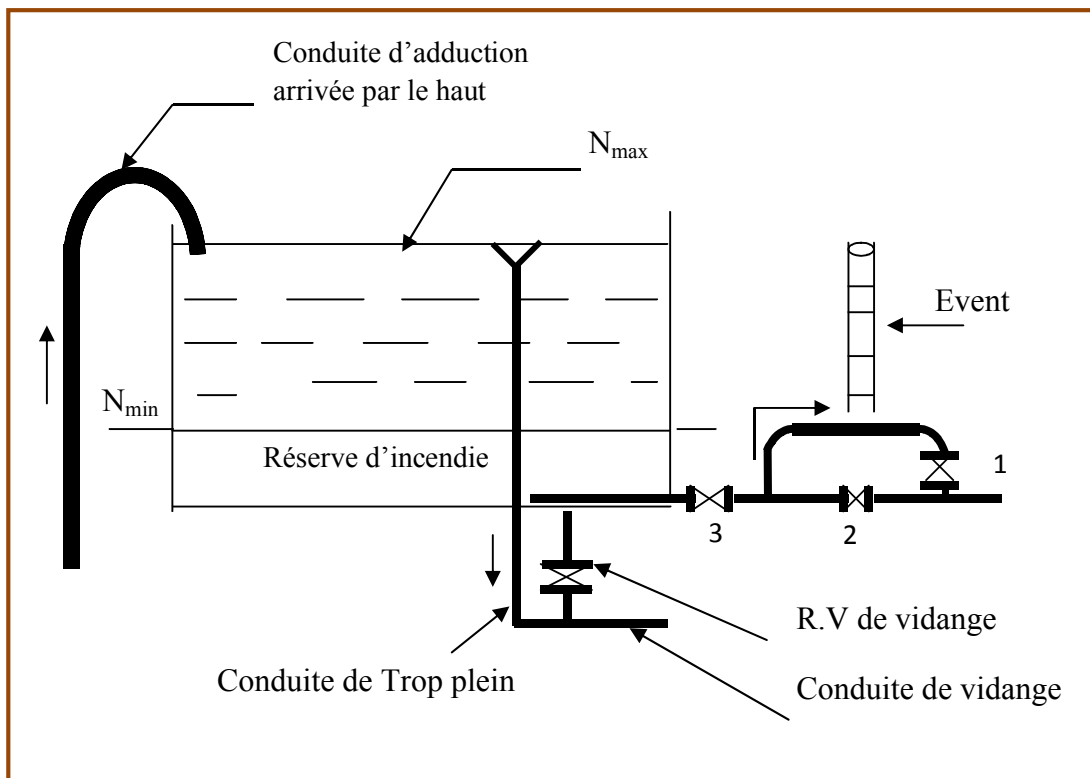


Figure V.3: Matérialisation de la réserve d'incendie.

Conclusion :

La ville de Taher a des ouvrages de stockage d'eau suffisants jusqu'à l'année 2040 assurant les besoins de l'agglomération. A cet effet il est inutile de réaliser un autre réservoir de stockage qui ne sera que gaspillage du fait que dans les calculs et par mesure de sécurité les paramètres ont été largement surdimensionnés (taux d'accroissement, débit d'incendie,...).

CHAPITRE VII :

PROTECTION DES CONDUITES

INTRODUCTION :

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

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

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

VII.1. Protection des conduites contre la corrosion : [1]

VII.1.1. Définition :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VII.1.2. 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.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

* Corrosion par formation de pile :

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut être comparée à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents, ou l'un des deux se trouve protégé (cathode) et l'autre est attaqué (anode).

Le sol constitue, de par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. L'oxygène y joue un rôle important. Ces différences de concentration en gaz dissous dans le sol, ajoutées à des différences de concentration de sel, peuvent aboutir, en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de piles de concentration dont la conduite en fer représente le circuit extérieur. Il naît alors un courant galvanique avec toutes les conséquences pouvant en résulter pour les zones anodiques qui se trouveront attaquées. C'est l'attaque dite par formation de pile géologique. C'est ainsi qu'il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

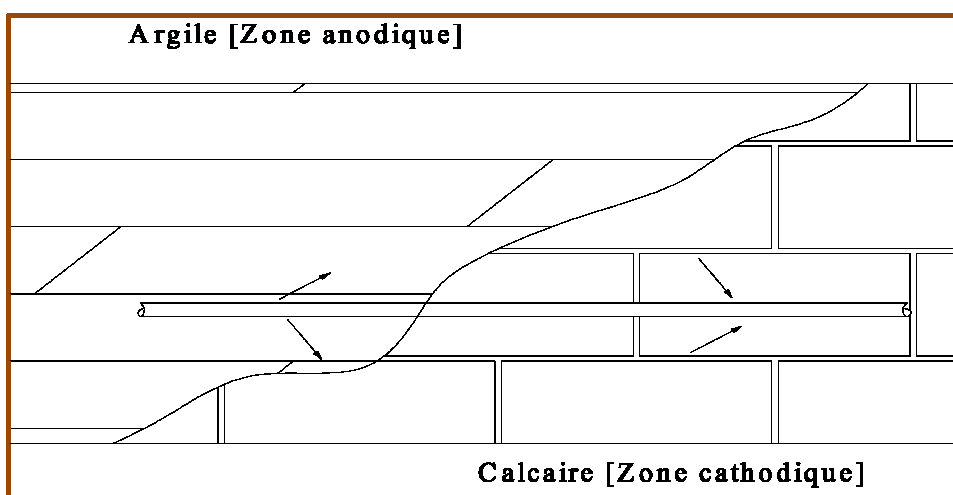


Figure VII.1: Corrosion par formation de pile. [7]

VII.1.3. Protection des conduites contre la corrosion :

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera, d'abord, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce domaine. Par ailleurs, on doit assurer, au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage.

La pose des conduites sera effectuée avec beaucoup de soins en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

On évitera, autant que possible, la formation de piles géologiques qui pourrait se produire en disposant, par exemple, une conduite sur un fond de fouille argileux (zone humide) avec remblai en sable (zone sèche, aérée). Il en résulte, en effet, une zone anodique au contact de l'argile, d'où une circulation de courant capable d'attaquer les tuyaux le long de la génératrice inférieure.

VII.1.4. Protection cathodique :

Dans le but de protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en acier, il y a lieu d'effectuer, tout d'abord, une prospection préalable.

Le critère de la corrosion par effet de pile réside dans la mesure de la résistivité du sol dans lequel sera posée la canalisation. En principe, cette résistivité, basse dans les terrains humides, argileux, varie de 500 Ω m dans le sable à 10 000 Ω m dans la roche.

Or, l'expérience montre que, pratiquement, on doit protéger cathodiquement quand la résistivité moyenne descend au-dessous de 50 Ω m. Si la présence de courant vagabonds est redoutée, il faut se livrer, une fois la conduite posée, à des mesures de longue durée permettant de déceler les zones d'entrée et de sortie du courant.

Même si la prospection préalable montre que des effets de pile ne sont pas à redouter et qu'en tout état de cause le revêtement de la conduite permet d'y pallier dans une certaine mesure, il ne faut pas oublier qu'un revêtement peut vieillir, ou se détériorer accidentellement. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles. Ainsi, la protection cathodique d'un réseau en acier est recommandée vivement. Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

Conclusion :

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en acier, traversant des terrains agressifs.

VII.1.5. Corrosion interne des canalisations :

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

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.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

VII.2. Protection des conduites contre le coup de bélier : [5] [1]

VII.2.1. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VII.2.2. Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VII.2.3. Risques dus aux coups de bélier :

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou 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.

VII.2.4. Description des phénomènes physiques :

a) État d'équilibre d'un système hydraulique :

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse :

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions :

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du

physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VII.2.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

- **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.

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

- **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 libère, 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.

- **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.

VII. 3. Calcul des réservoirs d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de Vibert :**

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

✓ **Méthode de Bergeron :**

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

VII.4. Étude du coup de bélier :

VII.4.1. Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

➤ **La surpression**

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max}$$

➤ **La dépression:**

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)

c : Célérité en (m/s).

H_g : la hauteur géométrique (m).

VII-4-2. Détermination de la célérité :

On choisi de faire l'étude du coup de bélier avec du sol pour l'hypothèse de son raideur,

C'est-à-dire que la conduite ne se déforme pas librement sous l'effet des contraintes engendrées par le coup de bélier. Pour ce faire on calculera la célérité de propagation d'onde pour une conduite mince à caractéristiques unique par la formule donnée par M. **SALAH. B** Donc pour notre cas, on fait l'étude pour la partie refoulement.

Le type de matériau et l'acier, la célérité est calculée par la formule suivante :

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}}$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $k = 2.07 \cdot 10^9$ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 \cdot 10^{11}$ pour l'acier.

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0.3$ pour l'acier.

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$.

e_m : Epaisseur de la conduite (m), on prend dans notre cas $e_m = 0.01 \text{ m}$.

a : rayon intérieur de la conduite (m).), On prend dans notre cas $a = 0.225 \text{ m}$.

Remarque : concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir respectivement les tableaux (VII-1, VII-2) en annexe.

VII-5. Application :

$$c = \frac{(2.07 \times 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.09 \times 10^9 \times 2 \times 0.225(1 - 0.3^2)(1 - 0.33)}{(1 - 0.33^2) \times 0.225 \times 2 \times 10^8 + 2 \times 10^{11} \times 0.01 \times (1 - 0.33)}\right)^{1/2}} = 1209 \text{ m / s}$$

5.1. Refoulement SRP1 vers les réservoirs $4 \times 1000 \text{ m}^3$:

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q=248 \text{ l/s}$; et $S=0.16 \text{ m}^2$

Donc $V_0=1.02 \text{ m/s}$ et $H_g=100-55=45\text{m}$

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 45 + (1209 \cdot 1.2 / 9.81) = \mathbf{108\text{m}}$$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 45 + 10 = \mathbf{55 \text{ m}}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 108 + 10 = \mathbf{118 \text{ m}}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{118}{55} = 2.14$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.02^2}{2 \times 9.81} = 0.05 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0.05}{55} = 1 \times 10^{-3}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir annexe

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 7 \times 10^{-3}. \quad Z_{\min} / Z_0 = 0.58$$

$$U_0 = LS \cdot 7 \times 10^{-3} = 3229 \times 0.16 \times 7 \times 10^{-3} = 3616 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = 6234 \text{ litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

$$\text{Donc ; } U_{\max} = \mathbf{7480.8 \text{ litres.}}$$

Le volume normalisé soit égal a 6000 litres.

5.2. Refoulement SRP2 vers les réservoirs $2 \times 1500 \text{ m}^3$:

$C = 1209 \text{ m/s}$.

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q=144$ l/s ; et $S=0.16$ m²

Donc $V_0=0.9$ m/s et $H_g=190-100=90$ m

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 90 + (1209 \cdot 0.9 / 9.81) = \mathbf{188.07m}$$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 90 + 10 = \mathbf{100 m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 188.07 + 10 = \mathbf{198.07 m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{198.07}{100} = 1.9$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0.9^2}{2 \times 9.81} = 0.04 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0.04}{100} = 4 \times 10^{-3}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir annexe

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 2.5 \times 10^{-2}. \quad Z_{\min} / Z_0 = 0.59 .$$

$$U_0 = LS \cdot 2.5 \times 10^{-2} = 2769 \times 0.16 \times 2.5 \times 10^{-2} = 11076 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = 18773 \text{ litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

Donc ; $U_{\max} = \mathbf{22527}$ litres.

Pour les stations de pompage d'Elagrem et la SR1 nous avons déjà vue dans le chapitre III que la SR1 et équipée d'un réservoir de 2×25000 litre mais ils ne sont pas fonctionnée, la station d'Elagrem d'un réservoir de 500 litre. On doit calculer les volumes des réservoirs pour les deux stations.

5.3. Refoulement SR1 vers les réservoirs SRP1 :

$C = 1209$ m/s.

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q=248$ l/s ; et $S=0.16$ m²

Donc $V_0=1.2$ m/s et $H_g=55-10=45$ m

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 45 + (1209 \cdot 1.2 / 9.81) = \mathbf{193m}$$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 45 + 10 = \mathbf{55 m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 193 + 10 = \mathbf{203 m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{203}{55} = 3.7$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.2^2}{2 \times 9.81} = 0.07 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0.07}{100} = 7 \times 10^{-4}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT (calcul des réservoirs d'air)

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 1.5 \times 10^{-3}. \quad Z_{\min} / Z_0 = 0.4.$$

$$U_0 = LS \cdot 1.5 \times 10^{-3} = 3229 \times 0.16 \times 1.5 \times 10^{-3} = 7750 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = 19375 \text{ litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

Donc ; $U_{\max} = \mathbf{23250}$ litres.

Le volume normalisé soit égal a 25000 litres.

5.4. Refoulement Elagrem vers les réservoirs SRP2 :

$C = 1209$ m/s.

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q=144$ l/s ; et $S=0.16$ m²

Donc $V_0=0.9$ m/s et $H_g=105-60=45$ m

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 45 + (1209 \cdot 0.9 / 9.81) = \mathbf{156m}$$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 45 + 10 = \mathbf{55 m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 156 + 10 = \mathbf{166 m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{166}{55} = 3$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0.9^2}{2 \times 9.81} = 0.04 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0.04}{55} = 7.27 \times 10^{-4}$$

D'après l'abaque de M .VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir annexe

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 2 \times 10^{-3}. \quad Z_{\min} / Z_0 = 0.41 .$$

$$U_0 = LS \cdot 2 \times 10^{-3} = 6024 \times 0.16 \times 2 \times 10^{-3} = 1927 \text{ litres d' air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = 4700 \text{ litres d' air}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

Donc ; $U_{\max} = \mathbf{5640}$ litres.

Le volume normalisé soit égal a 6000 litres.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on arrive à prendre des réservoirs d'air pour les différentes stations de pompage ; Pour la corrosion nous avons opté pour la protection cathodique.

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION :

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

VIII.1 Travaux de l'adduction :

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

a) Exécution des tranchées :

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

b) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :**a) Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VIII.1).

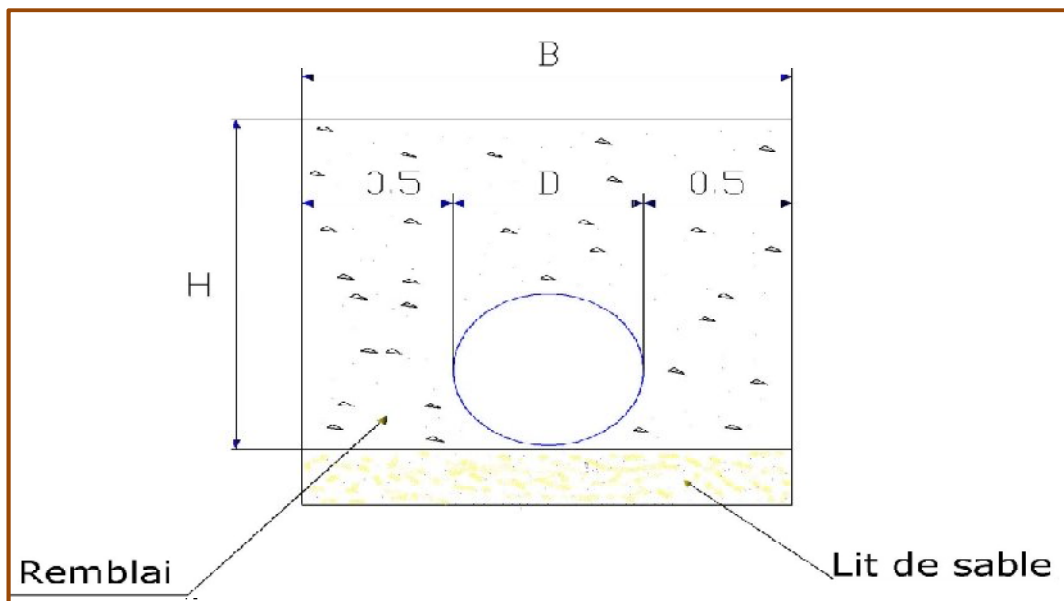


Figure. VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que : $S_{exc} = B \cdot H$ (VIII - 1)

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

B : largeur de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (\text{VIII- 2})$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives

Tableau VIII.1: Calcul du volume des déblais .

Tronçon	D (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
SP1 - SRP1	0,450	1.45	1,15	1,67	3229	5392
SRP1 - 4×1000m ³	0,450	1.45	1,15	1,67	4017	6708
$S_{Elagrem}$ - SRP2	0,450	1.45	1,15	1,67	6026	10063
SRP2 - 2×1500m ³	0,450	1.45	1,15	1,67	2769	3184
					Total	25347

Donc le volume total des déblais est de : **25347 m³**

b) Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur .

$$V_s = B * e * L \quad (\text{VIII- 3})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.2

Tableau VIII.2 : Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	B (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
SP1 - SRP1	1,45	0,15	3229	702
SRP1 - 4×1000m ³	1,45	0,15	4017	874
S _{Elagrem} - SRP2	1,45	0,15	6026	1311
SRP2 - 2×1500m ³	1,45	0,15	2769	602
			Total	3489

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 3489 \text{ m}^3$

c) Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VIII-4})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII-5})$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII-3.

Tableau VIII-3 : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m)	L (m)	V _c (m ³)
SP1 - SRP1	0,450	0,16	3229	517
SRP1 - 4×1000m ³	0,450	0,16	4017	643
S _{Elagrem} - SRP2	0,450	0,16	6026	964
SRP2 - 2×1500m ³	0,450	0,16	2769	443
			Total	2567

On prend le volume de la conduite : $V_c = 2567 \text{ m}^3$

d) Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII-6})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 25347 - 3489 - 2567 \Rightarrow V_r = 19291 \text{ m}^3$

Tableau VIII-4 : Volumes des travaux de transfert

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	25347
2	Lit de sable	m ³	3489
3	La conduite	m	2567
4	Remblais	m ³	19291

VIII.3. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $18.8 \times 9 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h = 1,5 \text{ m}$.
- Les bâches d'aspirations ont les dimensions suivant : $L = l = 10 \text{ m}$ et $h = 4 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de coté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de coté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 5 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur 18.8 m et une largeur de 9 m , sachant que l'espacement en longueur est de 3.8 m entre les deux premiers poteaux et de 3 m entre les poteaux restants et l'espacement entre les poteaux en largeur est de 3 m . Le nombre de poteaux total est de 18.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 18 semelles et 18 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et ce découpage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(18.8+2*0,55) * (9+2*0,55)]*0,10 = 20.1 \text{ m}^3$$

Donc le volume de découpage est estimé à **20 m³**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant deux, alors le volume total de découpage de ces stations est de : $20 * 2$ soit : **40 m³**

b) Calcul du volume des déblais :

Le bâtiment de la station de pompage est de type surface, le volume des déblais est égal à zéro .

Les baches d'aspirations est de profondeur de 4 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $10*10*4$ soit : **400 m³**.

La fouille ayant le volume de $1,5*1,5*1,5\text{m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 18, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **60.75 m³**.

Le volume total des déblais est tel que : $60.75 + 400$ soit environ: **460.75m³**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total des déblais de ces stations est de : $460.75* 2$ soit : **921.5 m³**

c) Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5*1,5*0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 18, le volume total du béton de propreté est de **4.05m³**.

Pour la bache d'aspiration le volume du béton de propreté est de $10*10*0.10$ soit 10m^3

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant deux, alors le volume total du béton de propreté de ces stations est de : $2* 4.05$ soit : **8,1 m³**

Les baches d'aspiration étant deux alors le volume total est de **20m³**.

d) Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles de la bête;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VIII.5: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage .

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	18	16.2
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	18	1.13
poteaux	0,3	0,3	5	18	8.1
ceintures inf. long.	18.8	0,3	0,3	2	3.38
ceintures inf. larg.	7	0,3	0,3	2	1.26
ceintures sup. long.	18.8	0,3	0,3	2	3.38
ceintures sup. larg.	7	0,3	0,45	2	0.95
Voiles de la bête	10	0,2	4	4	32
Radier de la bête	10	10	0,3	1	30
dalle supérieure	18.8	9	0,07	1	11.84
chape inférieure	18.8	8	0,07	1	11.84
TOTAL :120					

Le volume total du béton armé sera donc de **120 m³**.

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 2 * 120 soit : **240 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de $2,25 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 18 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **40.5 m^3** .

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total des remblais compacté de ces stations est de : $2 * 40.5$ soit : **81 m^3**

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \times 10 \text{ cm}$.

- La surface de la maçonnerie totale est : $(18.8 \times 5 \times 2) + (9 \times 5 \times 2)$ soit : **278 m^2**
- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06 \text{ m}^2$ ($0,30 \times 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 4633 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **4650 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **9300 briques**.

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant deux, alors quantité totale des briques de ces stations est de : $2 * 9300$, soit : **18600 m^3**

Tableau VIII.6 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage .

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	20
2	Excavation	m^3	460.75
3	Remblais compacté	m^3	40.5
4	Béton de propreté	m^3	14.05
5	Béton armé semelle	m^3	16.2
6	Béton armé demi poteaux	m^3	1.13
7	Béton armé des ceintures	m^3	8.97
8	Béton armé des voiles de la bache d'aspiration	m^3	32
9	Radier de la bache	m^3	30
10	Béton légèrement armé (chape inférieure)	m^3	11.84
11	Béton armé poteaux	m^3	7,24
12	Béton armé dalle	m^3	11.84
13	Maçonnerie (briquetage)	u	9300

VIII.4. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.7: Coût des travaux d'une seule station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	480.75	300,00	144225.00
2	Gros béton	m ³	14.05	5 000,00	70250.00
3	Béton armé	m ³	107.38	25 000,00	2684500.00
4	Béton légèrement armé	m ³	11.84	12 000,00	142080.00
5	Remblais compacté	m ³	40.5	400,00	16200.00
6	Maçonnerie	u	9300	25,00	232500.00
				Montant	3289755.00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **3289755.00 DA**

Tableau VIII.8: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	45236	300,00	13570800.00
2	Lit de sable	m ³	3489	800,00	2791200.00
3	La conduite	m	16041	14665,00	235241265,00
4	Remblais compacté	m ³	39180	400,00	15672000.00
				Montant	267275265.00

Le coût des travaux de l'adduction est de : **267275265.00 DA**

Tableau VIII.9: Bilan des coûts

Coût des stations de pompage.	6579510.00 DA
Coût de l'adduction.	267275265.00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	273854775.00 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à : **273854775.00 DA**

VIII.5. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourue par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode à été élaborer en 1958 par les Américains.

VIII.5.1. Définitions des tâches et leurs durées :

On admet que la réalisation des stations de reprise et se faire en parallèle (deux entreprises de réalisation, une pour chaque station .Une troisième entreprise sera chargée de la réalisation de l'adduction.

Puisque les deux bâtiments des stations de pompage sont identiques, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes taches des stations.

A- Station de pompage :

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau VIII.10.

Tableau VIII.10: temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	10
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	12
F	Remblayage et compactage des fouilles.	4
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	35
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7
O	Excavation pour la bâche d'aspiration	5
P	Pose du tout venant	3
Q	Coulage du béton de propreté.	2
R	Coulage du béton armé du radier.	4
S	Coulage béton armé du voile de la bâche	9
T	Coulage du béton armé de la dalle	5

B- Adduction :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.11

Tableau VIII-11: temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
V	Exécution des tranchées «SR1-SRP1 »	60
W	Exécution des tranchées «SRP1-Réservoirs 4*1000m3 »	70
X	Exécution des tranchées « ELAGREM - SRP2 »	90
Y	Exécution des tranchées « SRP2-réservoirs 2*1500m3 »	45
Z	Pose du lit de sable«SR1-SRP1 »	20
AB	Pose du lit de sable«SRP1-Réservoirs 4*1000m3 »	25
AC	Pose du lit de sable « ELAGREM - SRP2 »	30
AD	Pose du lit de sable« SRP2-réservoirs 2*1500m3 »	15
AE	Pose de la canalisation «SR1-SRP1 »	65
AF	Pose de la canalisation «SRP1-Réservoirs 4*1000m3 »	80
AG	Pose de la canalisation « ELAGREM - SRP2 »	120
AH	Pose de la canalisation « SRP2-réservoirs 2*1500m3 »	55
AI	Remblayage des tranchées «SR1-SRP1 »	10
AJ	Remblayage des tranchées «SRP1-Réservoirs 4*1000m3 »	13
AK	Remblayage des tranchées « ELAGREM - SRP2 »	20
AL	Remblayage des tranchées« SRP2-réservoirs 2*1500m3 »	9

VIII.5.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :**A- Stations de pompage :**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VIII.12.

Tableau VIII.12 :Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	--	K	L	J
B	C	A	L	M	K
C	D	B	M	N	L-T
D	E	C	N	---	M
E	F	D	O	P	---
F	G	E	P	Q	O
G	H	F	Q	R	P
H	I	G	R	S	Q
I	J	H	S	T	R
J	K	I	T	M	S

B- Adduction :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VIII.13.

Tableau VIII.13 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
V	W, Z	---	AE	AI, AF	Z
W	AB, X	V	AF	AG, AJ	AB, AE
X	AC, Y	W	AG	AH, AK	AC, AF
Y	AD	X	AH	AL	AG, AD
Z	AE, AB	Y	AI	AJ	AE
AB	AF, AC	Z, W	AJ	AK	AI, AF
AC	AG, AD	AB, X	AK	AL	AG, J
AD	AH	Y, AC	AL	---	AK, AH

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VIII.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches deux lignes parallèles sur les flèches dans la figure VIII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **434 jours**, soit **une année et trois mois**.

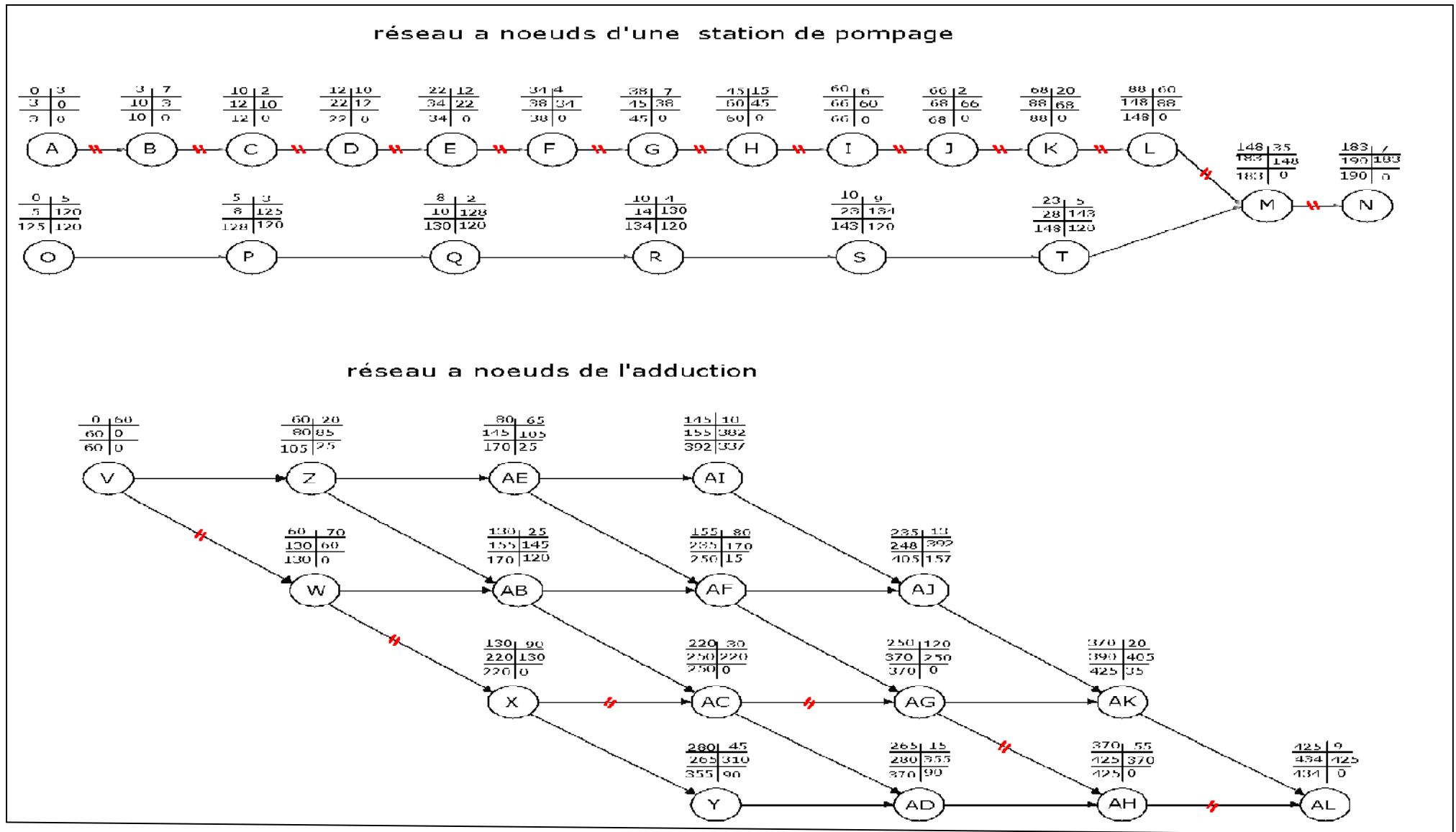


Figure VIII .2 : Réseaux à nœuds de la station de pompage et de l’adduction .

VIII.6. Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII.6.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques. (Voir schéma ci après)



Figure VIII.3: Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VIII.6.2. Dozer :

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VIII.4 : Bulldozer

VIII.6.3. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.5 : Chargeur

VIII.6.4. Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 1.5m de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.6 : Compacteur

Conclusion :

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CONCLUSION GENERALE :

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de la zone d'étude atteindra 1 18773 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour la ville de Taher, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 307l/s des eaux du barrage d'Elagrem et des forages de Oued Nil.

La capacité de stockage existante est suffisante pour l'horizon d'étude ; soit deux réservoirs de 1500m³ et quatre réservoirs de 1000m³.

L'adduction par refoulement à partir de la station SR1 vers les réservoirs 2×1500m³ et de la station d'Elagrem vers les réservoirs 4×1000m³.

La différence d'altitude exige la projection de deux stations de pompage tout en préservons les deux stations existantes.

Pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude et un dimensionnement des réservoirs d'air ont été faits.

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet on n'a développé dans le chapitre de l'organisation de chantier avec quelques conseils et recommandations.

Le 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 vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de reprise afin de garantir la pérennité du projet.

Bibliographies

Ouvrages généraux

- [1] A. DUPONT, « Hydraulique urbaine », Tome II, Editions Eyrolles, paris, 1979.
- [2] A. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [3] B.SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p, 27, 29,72.85.
- [4] KHODJET_KESBA. Omar « cours de Pompes et station de pompage » quatrième année.
- [5] M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [6] Révision P .D.A.U de Taher ; phase I, Jijel. Mais 2009.

Mémoires de fin d'étude

- [7] AIT AHCENE Mohand Ouamar « Alimentation en eau potable du flan nord de la Wilaya de Tizi Ouzou à partir du barrage de Taksebt » Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 1999.

Catalogues

- [8] CAPRARI « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [9] CHARLATTE « Réservoirs hydraulique ».

Annexe II-1: tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Annexe II-2 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

TABLEAU VII-1 : MODULES D'ELASTICITE ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX (MEUNIER) .

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 A 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A 4.10^9	0.33

TABLEAU VII-2 : COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFERENT TYPES DE SOLDES MATERIAUX (NONCLERCQ, P47)

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILLO LIMONEUX	0.33

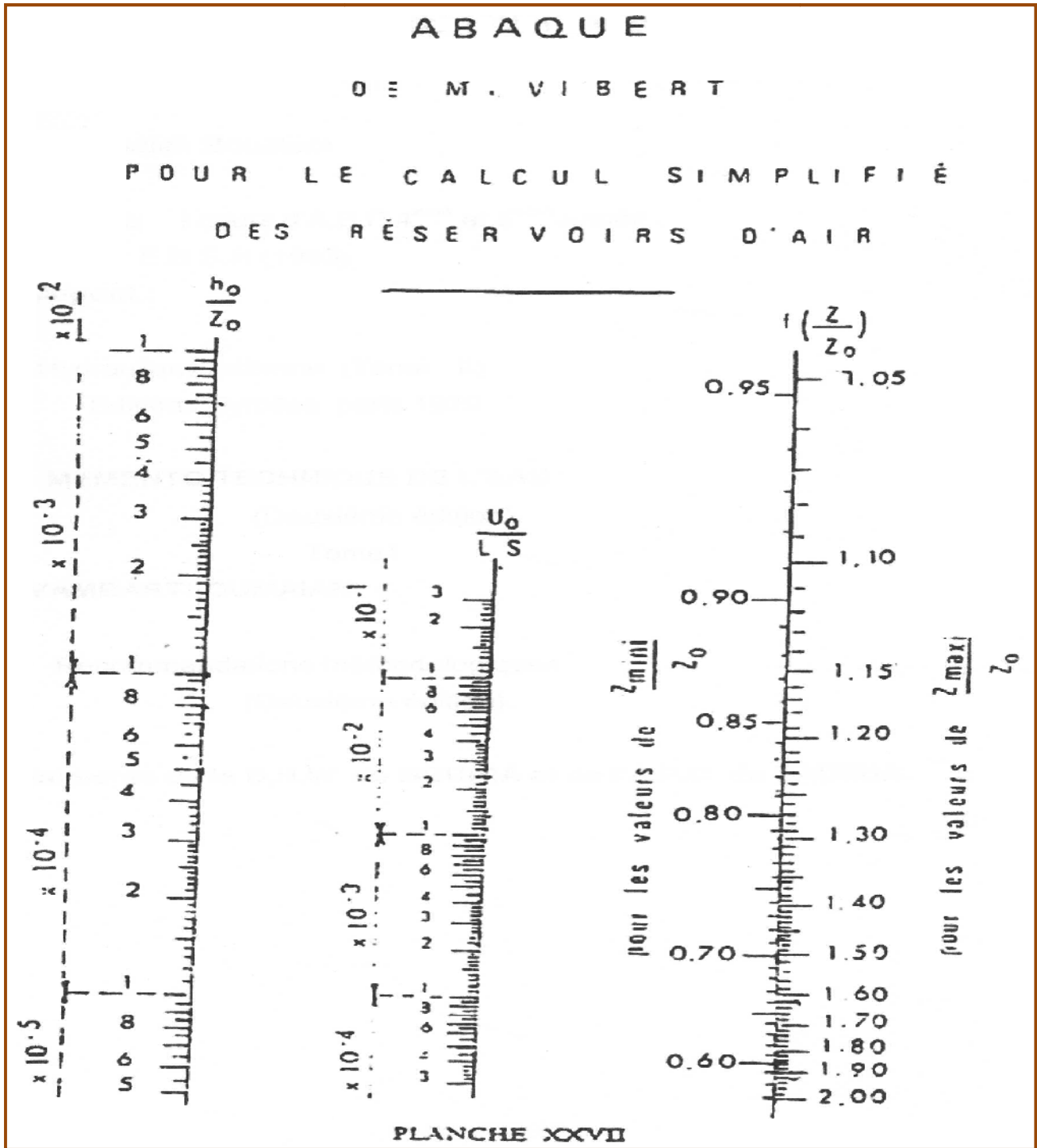


Figure VII-1 : calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VEBERT)