

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction du village d'Ouled Bouchia (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-18

APA Citation (APA توثيق):

Maddi, Faïçal (2018). Etude d'adduction du village d'Ouled Bouchia (w. Bouira)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Etude d'adduction du village d'Ouled Bouchia
(W.BOUIRA)**

Présenté Par :

MADDI Faïçal

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r D.KAHLERRAS	M.C.B	Président
M ^r A.HEBBOUCHE	M.A.A	Membre
M ^{me} L.KADI	M.A.A	Membre
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Membre
M ^r A.HACHEMI	M.C.B	Promoteur

Juin-2018

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à:

Mes chers parents, mes frères et mes sœurs pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

Mon promoteur Mr A.HACHEMI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à:

Mr M.SLIMANI, Mr L.DAHMANI, Mr B. SALAH
J'adresse également mes sincères remerciements à
aux membres de jury et à tous ceux qui m'ont aidé
dans ce travail, directement ou indirectement

MADDI Faïçal

DEDICACES

Mes parents

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Mes frères qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

Mes enseignants de l'ENSH qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

ملخص:

يهدف مشروعنا إلى توفير مياه الشرب لقرية أولاد بوشية عن طريق ثقب على مستوى قناة تدفق الجاذبية من خزان رأس تيلسديت نحو مركز مدينة البويرة.

في الوقت الحالي، يوجد نقص في مياه الشرب بسبب نقص الموارد المائية والانفجار السكاني الهام وتطور مستوى المعيشة في هذه المنطقة.

وتتكون هذه الدراسة من حساب أبعاد نظام التقريب بما في ذلك الخزانات ومحطات الضخ ووضع جهاز حماية الأنابيب ضد ظاهرة انتقالية تدعى: المطرقة المائية ووضع منهجية لتنفيذ المشروع والوسائل المسخرة لضمان حسن التنفيذ.

الكلمات المفتاحية: توفير، تقريب، خزان، ضخ، المطرقة المائية.

Résumé :

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable du village d'Ouled Bouchia à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert depuis le réservoir de tête Telesdit vers la ville de BOUIRA.

A l'heure actuelle un manque d'eau potable important est constaté dû essentiellement au manque de ressources en eau, l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie de cette région.

Cette étude consiste d'abord à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, puis mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier pour enfin établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour garantir la bonne exécution.

Mots clés : alimentation, adduction, réservoir, pompage, coup de bélier.

Abstract:

Our project aims to supply drinking water to the village of Ouled Bouchia from a stitching the transfer line from the Telesdit head tank to the town of BOUIRA.

Nowadays, lack of drinking water becomes noticeable in this region. It is mainly due to the lack of water resources, dramatic population explosions and the improvement of living standards.

This study consists of dimensioning the system of adduction including the tanks and the pumping stations, putting a device of protection of the pipes against a transitory phenomenon called water hammer, establishing a project implementation methodology and providing tools to guarantee the good execution.

Key words: supply, adduction, tank, pumping, water hammer.

SOMMAIRE

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

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1.Situation géographique de la zone d'étude	2
I.2.Situation topographie	2
I.3.Situation climatologique.....	3
I.3.1.Climatologie	3
I.3.2.Température.....	3
I.3.3.Humidité.....	3
I.3.4.Pluviométrie	4
I.3.5.Vents.....	4
I.4.Géologie	4
I.5.Situation démographique : Population.....	4

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction	5
II.1.Evolution de la population	5
II.2.Catégories des besoins en eau potable	5
II.3.Estimation des besoins	6
II.3.1.Choix de la norme unitaire de la consommation	6
II.4.Calcul de la consommation moyenne journalière	6
II.4.1.Besoins domestiques	6
II.4.2.Besoin scolaires	7
II.4.3.Besoin sanitaire.....	7
II.4.4.Besoin socioculturels	7
II.4.5.Besoins du bétail	7
II.4.7.Fuites et gaspillage.....	7
II.5.Consommation en eau totale moyenne	8
II.6.Détermination des consommations maximales et minimales journalière.....	8
II.6.1.Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	9
II.6.2.Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	9
II.6.3.Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière	9
II.7. Etude de la variation des débits horaires.....	9
II.7.1.Consommation maximale et minimale horaire	9

II.8.Récapitulation des débits horaire	12
Conclusion	12

**Chapitre III :
Etude de l'adduction**

Introduction	13
III.1.Les conduites d'adduction	13
III.1.2.Types d'adduction	13
III.2.Choix du tracé.....	13
III.3.Choix de type de canalisation	14
III.3.1.Fonte	14
III.3.2.Acier	14
III.3.3.PEHD.....	14
III.3.4.Amianté Ciment.....	14
III.4.Calcul hydraulique.....	15
III.4.1.cas gravitaire.....	15
III.4.2.Cas de refoulement	16
III.5.Caractéristiques de l'adduction	17
III.5.1.Hauteur manométrique totale	17
III.5.2.Puissance de pompage	18
III.5.3.Energie consommée par le pompage	18
III.5.4.Dépense annuelle de l'énergie	18
III.6.Proposition des variantes	19
III.6.1.Variante N°1	20
III.6.2.Variante N°2	24
III.6.3.Comparaison entre les variantes retenues.....	27
Conclusion	28

**Chapitre IV :
Les réservoirs**

Introduction	29
IV.1.Rôles des réservoirs.....	29
IV.2.Emplacement du réservoir.....	29
IV.3.Classification des réservoirs	29
IV.4.Equipement des réservoirs.....	30
IV.4.1.Conduite d'arrivée	30
IV.4.2.Conduite de distribution	31
IV.4.3.Trop plein	31

IV.4.4.Vidange	31
IV.4.5.By-pass	31
IV.5.Détermination de la capacité du réservoir	31
IV.5.1.La méthode analytique	31
IV.5.2.La méthode graphique	32
IV.6.Dimensionnement des réservoirs.....	32
IV.6.1.Réservoir de stockage.....	32
IV.6.2. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP).....	34
IV.7.Hygiène et sécurité des réservoirs	34
Conclusion	35

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction	36
V.1.Classification des pompes.....	36
V.2.Choix du type de la pompe	36
V.3.Choix du nombre de pompe.....	36
V.4.Choix de l'emplacement de la station de pompage	37
V.5.Couplage des pompes	37
V.5.1.Couplage en série.....	37
V.5.2.Couplage en parallèle	37
V.6.Les courbes caractéristiques d'une pompe	38
V.6.1.La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ ».....	38
V.6.2.La courbe rendement-débit « $\eta = f(Q)$ ».....	38
V.6.3.La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a = f(Q)$ ».....	38
V.7.Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	39
V.8.Le point de fonctionnement d'une pompe	39
V.9.Modes de réglage	40
V.9.1.Débit disponible > Débit appelé	40
V.9.2.Débit disponible < Débit appelé	40
V.10.Cavitation.....	41
V.11.Calage de la pompe.....	41
V.11.1.Installation en charge	41
V.11.2.Installation en aspiration.....	42
V.12.Dimensionnement de la station de pompage	43
V.12.1.Description de la pompe (Pompe B).....	43
V.12.2.Données (techniques / Caractéristiques) de la pompe (Pompe B).....	43

V.12.3.Courbes caractéristiques de la pompe.....	45
V.12.4.Courbe caractéristique de la conduite.....	45
V.12.5. Point de fonctionnement de pompe	47
V.12.6.Dimensionnement des équipements des pompes.....	47
V.12.7.Calage de la pompe.....	49
V.12.8.Choix du moteur électrique	49
V.13.Choix du bâtiment.....	50
V.13.1.Dimensionnement de bâtiment de station pompage	50
V.14.Equipements auxiliaire	52
V.14.1. Système de levage.....	52
V.14.2. Système de ventilation	52
V.14.3.Système anti-incendie	53
V.14.4. Système de drainage	53
V.14.5.Système d'éclairage	53
Conclusion.....	53

Chapitre VI : Protection des conduites

Introduction	54
VI.1.Théorie du coup de bélier.....	54
VI.1.1.Définition.....	54
VI.1.2.Les causes du coup de bélier	54
VI.1.3.Les conséquences du coup de bélier.....	54
VI.1.4.Analyse physique du phénomène du coup de bélier	54
VI.1.5. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	55
VI.2.Etude du coup de bélier	56
VI.2.1.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	56
VI.2.2.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	59
Conclusion.....	61

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	62
VII.1.Différents travaux connus sur notre chantier	62
VII.1.1.Travaux concernant les stations de pompage.....	62
VII.1.2.Travaux concernant l'adduction.....	62
VII.2.Calcul des volumes des travaux	63
VII.2.1.Calcul des volumes des travaux de la station de pompage SP.....	63

VII.3.Calcul des volumes des travaux de l'adduction	65
VII.3.1. Déblais d'excavation	65
VII.3.2.Lit de sable	66
VII.3.3. Remblais compacté	66
VII.3.4. Calcul du volume de terre à évacuer	66
VII.4. Devis estimé pour la réalisation du projet.....	67
VII.4.Les engins de chantier.....	68
VII.4.1.La pelleteuse (ou pelle hydraulique)	68
VII.4.2.Les bulldozers (ou boteurs).....	68
VII.4.3.Le chargeur (ou chargeuse).....	69
VII.4.4.Les décapeuses (ou scraper, ou motor-scraper)	70
VII.4.5.Compacteur (vibrateur de sol).....	71
Conclusion	71

**Chapitre VIII :
Gestion du réseau d'adduction**

Introduction	72
VIII.1.But de la gestion	72
VIII.2. Contrôle des ouvrages de stockage.....	72
VIII.2.1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages	72
VIII.3.Contrôle des réseaux d'adduction.....	72
VIII.3.1.Entretien des adductions	72
VIII.4.Contrôle des pompes :	75
VIII.4.1. Maintenance.....	75
Conclusion	76
Conclusion générale	77
Bibliographie	78
Annexe.....	80

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Moyennes des températures mensuelles de l'année 2016	3
Tableau I.2 : l'humidité relative annuelle moyenne de l'année 2016	3
Tableau I.3 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations de l'année 2016	4
Tableau I.4 : Vitesse moyenne du vent en m/s	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population	5
Tableau II.2 : Détermination des besoins domestique	7
Tableau II.3 : Détermination des besoins scolaires	7
Tableau II.4 : Détermination des besoins sanitaires	7
Tableau II.5 : Détermination des besoins socioculturels	7
Tableau II.6 : Détermination des besoins du bétail	7
Tableau II.7 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	8
Tableau II.8 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière.....	9
Tableau II.9 : Répartition horaire du débit maximum journalier.....	10
Tableau II.10 : Variation de débit horaire dans l'agglomération.....	11
Tableau II.11 : Calcul des consommations maximale et minimale	12

Chapitre III : Etude de l'adduction

Tableau III.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	15
Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	19
Tableau III.3 : Caractéristiques de tronçon (point de piquage - SP)	22
Tableau III.4 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	22
Tableau III.5 : Calcul HMT du tronçon (SP - R1300).....	23
Tableau III.6 : Frais d'investissement tronçon (SP - R1300)	23
Tableau III.7 : Frais d'exploitation tronçon (SP - R1300)	23
Tableau III.8 : Bilan de tronçon (SP - R1300)	23
Tableau III.9 : Caractéristiques de tronçon (point de piquage - SP)	25
Tableau III.10 : Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	26
Tableau III.11 : Calcul HMT du tronçon (SP - R1300).....	26
Tableau III.12 : Frais d'investissement tronçon (SP - R1300)	26

Tableau III.13 : Frais d'exploitation tronçon (SP - R1300)	27
Tableau III.14 : Bilan de tronçon (SP - R1300)	27
Tableau III.15 : Comparaison entre le coût des deux variantes.....	28

Chapitre IV :
Les réservoirs

Tableau IV.1 : Possibilité de classification des réservoirs	30
Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Bouchia.....	33
Tableau IV.3 : Dimensions de la bache de reprises de la station de pompage(SP)	34

Chapitre V :
Etude du pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	43
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite	46
Tableau V.3 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	48
Tableau V.4 : Choix du type de bâtiment.....	50
Tableau V.5 : Les dimensions du bâtiment de la station de pompage	52

Chapitre VI :
Protection des conduites

Tableau VI.1 : Coefficient k pour divers matériaux	58
Tableau VI.2 : Les caractéristiques de tronçon de l'adduction par refoulement	58
Tableau VI.3 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	59
Tableau VI.4 : Caractéristiques de tronçon (point de piquage - SP).....	60
Tableau VI.5 : Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction gravitaire.....	60
Tableau VI.6 : Calcul de surpression et dépression	60
Tableau VI.7 : Calcul du temps de retour de l'onde de déformation	60
Tableau VI.8 : Calcul de surpression et dépression	61

Chapitre VII :
Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Récapitulation de volume des travaux de la station de pompage.....	65
Tableau VII.2 : Calcul des volumes pour l'adduction	66
Tableau VII.3 : Devis estimé pour la réalisation du projet.....	67

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation Administratif de la commune de Bouira.....	2
Figure I.2 : Image Satellitaire du village d'Ouled Bouchia	3

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population	5
Figure II.2 : Répartition des débits horaires.....	12
Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation horaire	12

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III.1 : Schéma synoptique vertical de la variante N° 1.....	20
Figure III.2 : Schéma synoptique vertical de la variante N° 2.....	20
Figure III.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	24
Figure III.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon	27

Chapitre IV : Les réservoirs

Figure IV.1 : Arrivée en chute libre	30
Figure IV.2 : Arrivée en chute noyée.....	30
Figure IV.3 : Réservoir circulaire enterrée – semi enterrée	31
Figure IV.4 : Variation graphique de la consommation.....	33

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en série	37
Figure V.2 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en parallèle.....	38
Figure V.3 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	38
Figure V.4 : Représentation d'un point de fonctionnement	39
Figure V.5 : Schéma et dimensions de la pompe (Pompe B).....	44
Figure V.6 : Schéma de la pompe (Pompe B)	45
Figure V.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	45
Figure V.8 : Les courbes caractéristiques de la conduite	46
Figure V.9 : Point de fonctionnement de pompe.....	47

**Chapitre VI :
Protection des conduites**

Figure VI.1 : Variation du volume d'air 56

Figure VI.2 : Emplacement d'un réservoir d'anti-bélier-réservoirs d'air..... 57

**Chapitre VII :
Organisation de chantier**

Figure VII.1 : Pelle hydraulique 68

Figure VII.2 : bulldozers 69

Figure VII.3 : chargeuse..... 70

Figure VII.4 : La décapeuse scraper 70

Figure VII.5 : Compacteur Mono 71

LISTE DES PLANCHES

- ✓ Planche N° 1. Plan de la station de pompage ;
- ✓ Planche N° 2. Profil en long du tronçon (Piquage - Station de pompage SP [P1-P66]) ;
- ✓ Planche N° 3. Profil en long du tronçon (Station de pompage SP - Réservoir R1300 [P67-P103]) ;
- ✓ Planche N° 4. Tracé de l'adduction.

Nomenclature

- A : Amortissement annuel.
- APC : Assemblé populaire communal.
- C : Capacité de portée du pont roulant (kg).
- c : Célérité d'onde (m/s).
- DRE : Direction des ressources hydrique.
- dot : Dotation journalière (l/j/hab.).
- D : Diamètre (m).
- E : Energie consommée pendant une année (Kwh).
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).
- H_p : Hauteur de la pompe (m).
- H_s : Hauteur du socle (m).
- H_r : Hauteur de réserve (m).
- H₀ : Pression minimal (m).
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).
- i : Taux d'annuités.
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .
- K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .
- n : Durée de l'amortissement de la conduite.
- N : Nombre de consommateurs (hab).
- N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).
- N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).
- P_{moy} : Précipitations moyennes annuelles (mm).
- P : Puissance de pompage (Kw).
- P_m : Puissance du moteur (watt)
- Q_{perte} : Débit des pertes.
- Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière (m³/j).
- Q_{max,j} : Débit de consommation maximum journalier (m³/j)
- Q_{min,j} : Débit de consommation minimum journalier (m³/j).
- Q_{moy,h} : Débit moyen horaire (m³/h).
- Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé.
- Re : Nombre de Reynolds.
- S_f : Surface d'une seule fenêtre (m²).
- SP : Station de pompage.
- S : Section du réservoir (m²).
- T_{moy} : Températures moyennes mensuelles(c°).
- t : Temps de pompage par jour (h).
- T_f : Temps de fonctionnement de la pompe
- T_v : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).
- U₀ : Volume d'air comprimé (m³).
- V_{moy} : Vitesses du vent moyennes (Km/h)
- V_t : Volume total du réservoir (m³).
- V_{inc} : Volume d'incendie (m³).

- V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- η_p : Rendement de la pompe
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).
- ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).
- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- ∇_{\min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).
- δ : Prix du KWh, varie trois fois par jour.

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, pour cette raison l'État devrait adopter une stratégie spéciale pour répondre aux besoins de la population croissante tout en préservant les ressources en eau.

Le village d'Ouled Bouchia souffre en même problème de manque d'approvisionnement en eau potable, surtout en été et cela est dû à l'augmentation de la population et à l'incapacité des forages à maintenir la même productivité à cause de son vieillissement et le rabattement de niveau de la nappe.

Notre projet ne s'écarte pas de la stratégie mentionnée ci-dessus dont nous allons réaliser une étude sur le village d'Ouled Bouchia qui est situé au Sud de chef-lieu de la Wilaya de Bouira.

Notre travail consistera à la sécurisation de l'alimentation en eau potable de village jusqu'à l'horizon d'étude via le dimensionnement d'un système d'adduction, notre plan de travail s'articulera en plusieurs chapitre ;

En premier lieu dans le chapitre un, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude, dans notre cas c'est le village d'Ouled Bouchia.

Au deuxième chapitre, nous évaluerons les besoins en eau du village par le recensement général de toutes les catégories consommatrices en se référant à son plan d'aménagement.

Par la suite le troisième chapitre verra le dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technique et économique de notre réseau.

Tandis qu'au chapitre quatrième, on passera au calcul des ouvrages de stockage requis pour le projet.

Par ailleurs, le cinquième chapitre se portera sur le choix des pompes adéquates pour la station de pompage.

Cependant, la protection de notre chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier sera réaliser dans le chapitre six.

Un septième chapitre sera consacré par l'organisation de chantier et le calcul de différent volume de travail.

Et nous terminons nos chapitres dans le chapitre huit, qui est la gestion du système qui a un grand rôle dans la continuité de la fonction du projet.

Finalement on terminera par une conclusion générale.

Introduction

Dans ce premier chapitre on va citer tous les facteurs qui influent sur la conception du projet du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique, qui nous permettra de mener à bien notre travail.

I.1.Situation géographique de la zone d'étude

Le village d'Ouled Bouchia est situé au Sud du chef-lieu de la wilaya de BOUIRA et à distance de de 7 km de ce dernier. Elle est limitée par :

- Le quartier de Ras Bouira au Nord ;
- la commune d'Oued El Berdi au Sud ;
- la commune d'Ain Lhdjar l'Ouest ;
- l'Autoroute nationale Est-Ouest à L'Est.

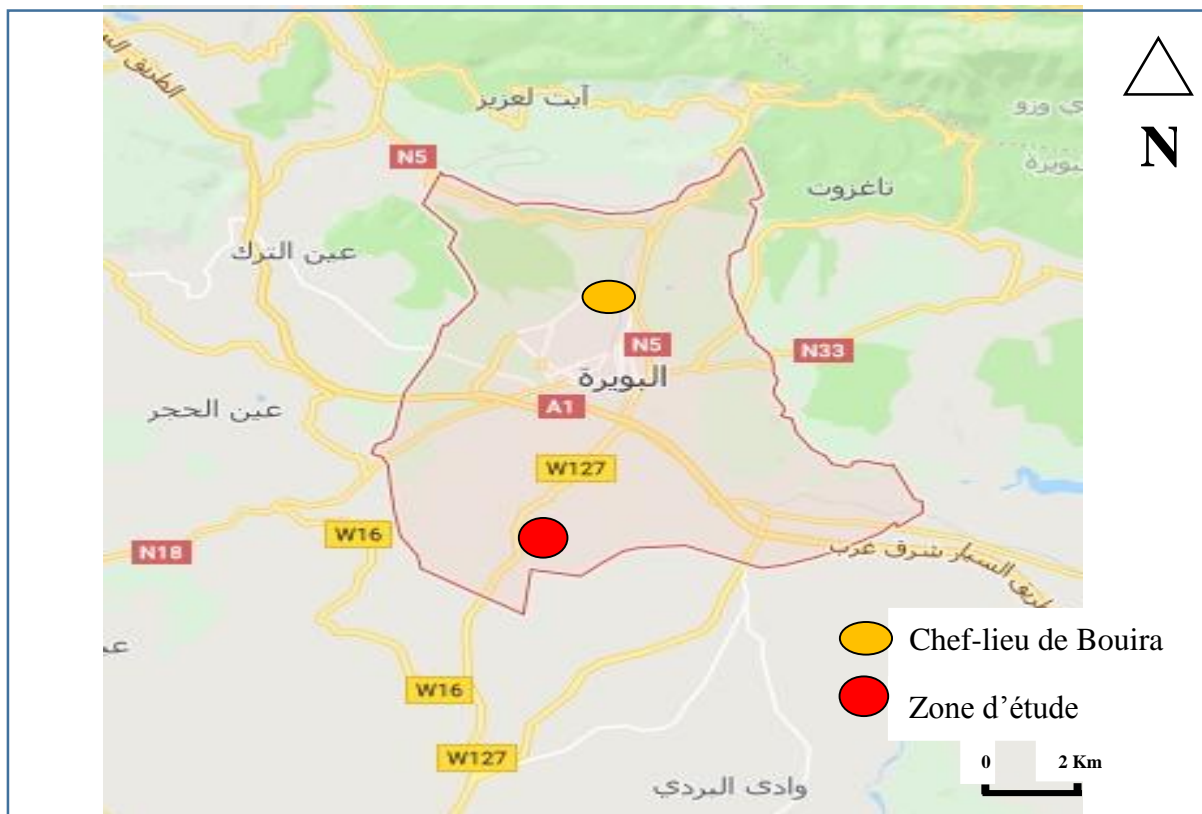


Figure I.1 : Situation Administratif de la commune de Bouira (Source : Google Maps 26/06/2018)

I.2.Situation topographie

Le chef-lieu de la wilaya de BOUIRA est repose sur un relief quasiment montagneux de pente de terrain dépassant les 5%. Le village d'OUELED EL BOUCHIA est située à une Latitude de 36° 21' 17" Nord et une Longitude de 03° 54' 07.62" Est.



Figure I.2 : Image Satellitaire du village d'Ouled Bouchia (Source : Google Earth 19/04/2018)

I.3.Situation climatologique

I.3.1.Climatologie

La wilaya de Bouira s'étend sur une superficie de 4454 Km², représentant 0,19% du territoire national et qui appartient au bassin hydrographique ALGEROIS.

Le climat de La région de Bouira est du type méditerranéen tempéré sec et chaud en été, pluvieux et humide en hiver.

I.3.2.Température

Tableau I.1 : Moyennes des températures mensuelles de l'année 2016

To(C)	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Min	0,6	-1	1,4	3,5	1,5	8	10	13,3	12	8,2	3	2,2	5,3
Moy	9,8	9,9	9,7	14,7	17,8	22,9	27	25,3	21,6	20,2	12,8	9,7	16,8
Max	22	25	28,4	29,5	39,5	38	41	39,5	36,5	33,3	26,5	19	31,4

Source : Office National Météorologique Ain Bessam

I.3.3.Humidité

D'après le tableau I.2 l'humidité relative annuelle moyenne est de 69.0 %. Le mois le plus sec de l'année est Juillet avec une humidité moyenne de l'air de 46 %.

Tableau I.2 : l'humidité relative annuelle moyenne de l'année 2016

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août
Humidité (%)	61	60	70,8	83	77	76	79	68	65	55	46	54

Source : Office National Météorologique Ain Bessam

I.3.4.Pluviométrie

Les données collectées proviennent de la station météorologique de la commune d'Ain Bessam, les relevés pluviométriques observés ont couvert la période allant de 1975 à 2016 soit une série d'un 41 an.

Tableau I.3 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations de l'année 2016

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fer	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Total
P (mm)	23	9,7	27,6	50	51	51	112	31	69	3,4	0,3	0	428
P (%)	5.4	2.3	6.4	11.7	11.8	12.0	26.2	7.3	16.1	0.8	0.1	0	100

Source : Office National Météorologique Ain Bessam

I.3.5.Vents

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en Eté ; froids et secs en Hiver. La vitesse moyenne annuelle des vents varie de 2,7 à 3.4 m/s.

Tableau I.4 : Vitesse moyenne du vent en m/s

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyen annuel
V (m/s)	2.8	3.0	3.4	3.3	3.1	3.0	3.0	3	2.9	2.7	2.9	2.9	3

Source : Office National Météorologique Ain Bessam (2016)

I.4.Géologie

Les formations de la commune de Bouira sont en majorité des alluvions, ce qui veut dire que ces terrains sont caractérisés par une bonne perméabilité et un faible ruissellement.

La ville de Bouira sont protégées par des rives boisées ce qui favorise la stabilité de ces derniers, et qui joue aussi un rôle régulateur dans le régime d'écoulement et défavorise l'érosion due au ruissellement.

I.5.Situation démographique : Population

D'après le recensement de 2008, la population du chef-lieu de village d'Ouled Bouchia s'élève à 4980 habitants avec un taux d'accroissement de 1,78% (source : service technique de l'APC).

Conclusion

Ce chapitre récapitule les données nécessaires, topographique, géologique, ainsi que démographique. Ces données nous serviront dans l'étude d'une adduction en alimentation en eau potable de la région concernée.

Introduction

Le but de ce chapitre c'est le calcul des besoins en eau du village d'OULED Bouchia jusqu'à l'horizon d'étude (2043) par utilisation des dotations adéquates de chaque catégorie de consommateurs.

II.1. Evolution de la population

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

- P_n : population à l'horizon de calcul (2043) ;
- P_0 : population de l'année de référence (2008) ;
- τ : taux d'accroissement naturel de la population ; $\tau = 1,78\%$ (Source : services techniques de l'APC).
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul. $n = 25$ ans

Tableau II.1 : Evolution de la population

Localité	Taux d'accroissement	Population 2008	Population 2018	Population 2043
OULED Bouchia	1,78	4980	5635	9235

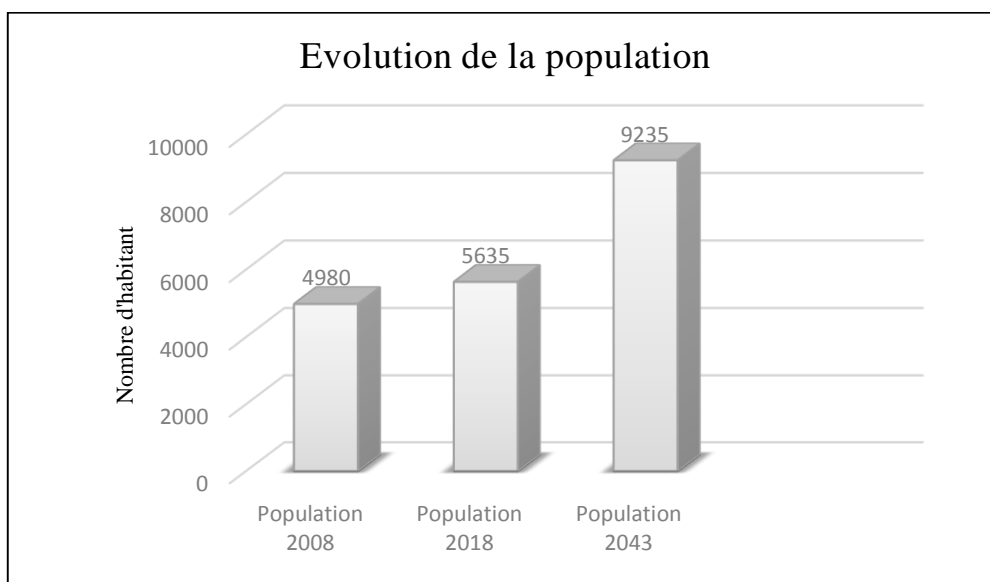


Figure II.1 : Evolution de la population

II.2. Catégories des besoins en eau potable

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour

l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ✚ Besoins domestique ;
- ✚ Besoins scolaires ;
- ✚ Besoin sanitaires ;
- ✚ Besoins socioculturels ;
- ✚ Besoins du bétail.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

II.3.Estimation des besoins

II.3.1.Choix de la norme unitaire de la consommation

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Le débit unitaire est souvent normalisé sur la base de critères socio-économiques.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation. Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- L'existence de la ressource ;
- Les habitudes de la population.

Pour estimer les besoins en eau de notre projet, les services techniques de la direction des ressources en eau fixe une dotation de 100 l/j/hab.

II.4.Calcul de la consommation moyenne journalière

II.4.1.Besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} \times D_i \times N_i \text{ (m}^3\text{/j)} \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- D_i : dotation journalière en (l/j/hab) ;
- N_i : nombre de consommateurs.

Tableau II.2 : Détermination des besoins domestique

Localité	Population en 2043	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)
OULED Bouchia	9234	100	923,4

Source : Services techniques de la DRE de Bouira

II.4.2. Besoin scolaires

Tableau II.3 : Détermination des besoins scolaires

Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'élève	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Ecole primaire	4	Elève	520	10	5,2
C.E.M	2		1290		12,9
Lycée	1		950		9,5
Total	7		2760		27,6

Source : Services techniques de la DRE de Bouira

II.4.3. Besoin sanitaire

Tableau II.4 : Détermination des besoins sanitaires

Equipements	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
Salle de soin	200	5	1
polyclinique	400	5	2
Total			3

Source : Services techniques de la DRE de Bouira

II.4.4. Besoin socioculturels

Tableau II.5 : Détermination des besoins socioculturels

Equipement	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Mosquée	01	900	10	09

Source : Services techniques de la DRE de Bouira

II.4.5. Besoins du bétail

Tableau II.6 : Détermination des besoins du bétail

Catégorie	Têtes	Dotation (l/j/tête)	Débits (m ³ /j)
Bovins	140	80	11,2
Ovins	1000	10	10
Caprins	800		08
Total			29,2

Source : Services techniques de la DRE de Bouira

II.4.7. Fuites et gaspillage

On estime les fuites et le gaspillage par 15 % du débit total :

$$Q_{\text{fuites}} = 992,2 \times 15 \% = 148,83 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.5. Consommation en eau totale moyenne

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon de calcul.

Tableau II.7 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Catégorie des besoins	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Domestiques	923,4
Scolaires	27,6
Sanitaires	3
Administratifs	0
Socioculturels	9
Bétail	29,2
Fuite et gaspillage	14,883
Total	1141,03

Donc la consommation en eau moyenne journalière totale est :

$$Q_{\text{moy, j}} = 1141 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.6. Détermination des consommations maximales et minimales journalière

Au cours de l'année la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

✚ Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max,j})

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de Q_{max,j} sur le Q_{moy,j}, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport .

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par K_{max,j}.

Avec :

- Q_{max,j} : Débit de consommation maximum journalier;
- Q_{moy,j} : Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de K_{max,j} varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre cas on prend K_{max,j} = 1,3.

✚ Coefficient d’irrégularité minimale ($K_{min,j}$)

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant : Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.

La valeur de $K_{min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

Pour notre cas on prend $K_{min,j} = 0,8$.

II.6.1.Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Ce débit représente la consommation d’eau maximale du jour le plus chargé de l’année.

Il s’obtient par la relation suivante :

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

II.6.2.Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Ce débit représente la consommation d’eau minimale du jour le moins chargé de l’année.

Il s’obtient par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = Q_{moy,j} * K_{min,j} \dots\dots\dots(II.4)$$

II.6.3.Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière

Tableau II.8 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)
Domestiques	923,4	1,3	1200,42	0,8	738,72
Scolaires	27,6		35,88		22,08
Sanitaires	3		3,90		2,40
Socioculturels	9		11,70		7,20
Bétail	29,2		37,96		23,36
Fuite et gaspillage	148,83		193,48		119,06
Total	1141,03		1483,34		912,82

II.7.Etude de la variation des débits horaires

II.7.1.Consommation maximale et minimale horaire

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d’irrégularité maximale et minimale.

- $K_{max,h}$: coefficient de variation maximale horaire :

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}}$$

- $K_{min,h}$: coefficient de variation minimale horaire :

$$K_{min,h} = \frac{Q_{min,h}}{Q_{moy,h}}$$

II.7.1.1. Consommation moyenne horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m³/h ;
- $Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en m³/j.

Donc :

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{1483,34}{24} = 61,81 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau II.9 : Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Agglomération de type rural
00-01	01	1.5	03	3.35	0.75
01-02	01	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	01	1.5	2.5	3.3	01
03-04	01	1.5	2.6	3.2	01
04-05	02	2.5	3.5	3.25	03
05-06	03	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	05	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	5.6	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (ABRAMOV, 1982)

Le tableau (II.11) récapitule les variations des débits horaires :

Tableau II.10 : Variation de débit horaire dans l'agglomération

Heures	Consommation horaire		Consommation cumulée	
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)
00-01	1	14,83	1	14,83
01-02	1	14,83	2	29,67
02-03	1	14,83	3	44,50
03-04	1	14,83	4	59,33
04-05	2	29,67	6	89,00
05-06	3	44,50	9	133,50
06-07	5	74,17	14	207,67
07-08	6,5	96,42	20,5	304,08
08-09	6,5	96,42	27	400,50
09-10	5,5	81,58	32,5	482,09
10-11	4,5	66,75	37	548,84
11-12	5,5	81,58	42,5	630,42
12-13	7	103,83	49,5	734,25
13-14	7	103,83	56,5	838,09
14-15	5,5	81,58	62	919,67
15-16	4,5	66,75	66,5	986,42
16-17	5	74,17	71,5	1060,59
17-18	6,5	96,42	78	1157,01
18-19	6,5	96,42	84,5	1253,42
19-20	5	74,17	89,5	1327,59
20-21	4,5	66,75	94	1394,34
21-22	3	44,50	97	1438,84
22-23	2	29,67	99	1468,51
23-24	1	14,83	100	1483,34
total	100	1483,34		

✚ Le débit maximale horaire est : $Q_{\max,h} = 103,83 \text{ m}^3/\text{h}$.

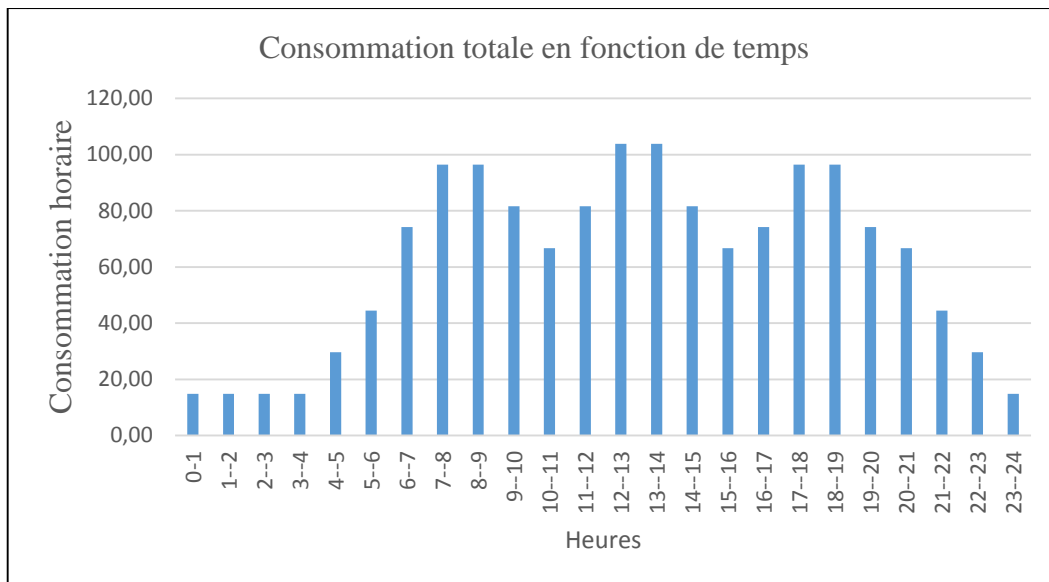


Figure II.2 : Répartition des débits horaires

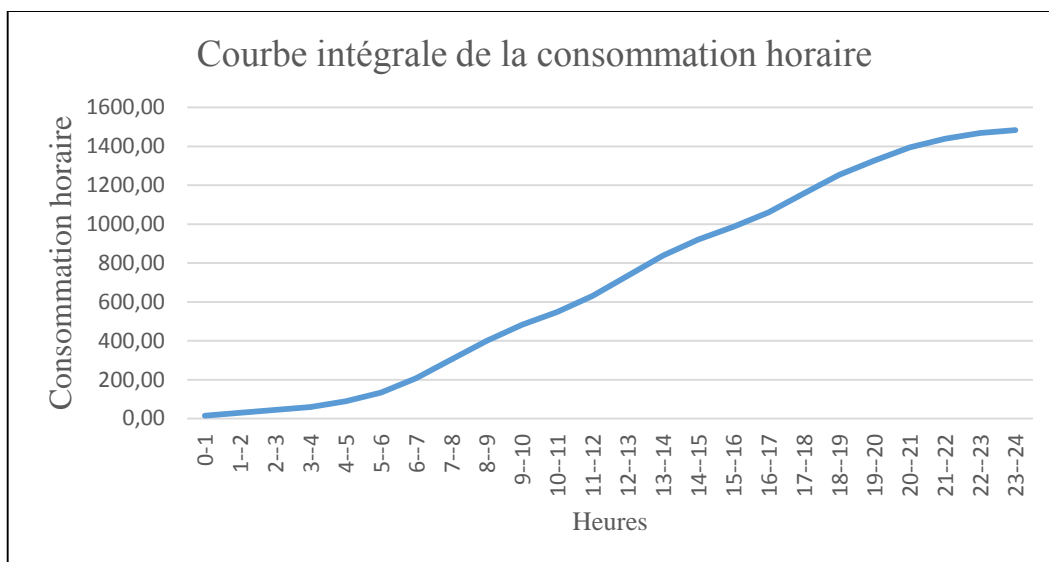


Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation horaire

II.8. Récapitulation des débits horaire

Tableau II.11 : Calcul des consommations maximale et minimale

Le village	$Q_{moy,h}$ (m³/h)	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$ (m³/h)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m³/h)
OULED Bouchia	61,81	0,24	14,83	1,68	103,8

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

Introduction

L'adduction consiste à un transport des eaux d'un point de captage ou de stockage vers un autre point, suivant la nature du relief de la zone en question. Pour cela, on utilise des moyens du transport de l'eau, ce transport se fait par pompage, gravitaire ou mixte à l'aide d'une adduction. Notre but dans ce chapitre est de dimensionner notre adduction afin de garantir l'approvisionnement de le village d'Ouled Bouchia en eau avec moins cout possible.

III.1.Les conduites d'adduction

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être accessible : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile. (A.LENCASTRE, 1983)

III.1.2.Types d'adduction

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

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

III.1.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. 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.

III.1.2.2.Adduction par refoulement

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

III.1.2.3.Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. (B.SALAH, 2014)

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

III.2.Choix du tracé

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

Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques.

Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.

Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.

Choisir un terrain stable le long du tracé.

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux. (B.SALAH, 2014)

Le premier tracé de refoulement va du point de piquage vers la station de pompage, il passe sous le pont de l'autoroute, longe la route nationale N05 puis la voie ferrée sous deux ouvrages busés de diamètre Ø1000 mm.

Le deuxième celle de l'adduction longe la ligne électrique de haute tension, de la route communale et des pistes, on remarque l'absence totale des gazoducs.

III.3.Choix de type de canalisation

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. (DUPONT, 1981)

✚ 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 conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton...etc.

III.3.1.Fonte

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

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

III.3.2.Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

III.3.3.PEHD

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorporable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à Ø300 sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.3.4.Amianté Ciment

L'amianté ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

❖ **Matériau a choisit**

Nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

III.4.Calcul hydraulique

III.4.1.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 : (M.CARLIER, 1972)

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (II.1)$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;
- $L_{eq} = L_g + L_e$
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- L_{e_e} : 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 III.1

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

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

Source (DUPONT ,1981)

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (II.2)$$

III.4.2.Cas de refoulement

III.4.2.1.Formule pour calculer le diamètre économique

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

✓ **Formule de Bonin**

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (II.3)$$

✓ **Formule de Bresse**

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots (II.4)$$

- Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;
- Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

✓ **Formule de MUNIER**

$$Dec = \sqrt{Q(1 + 0.02n)} \dots\dots\dots (II.5)$$

- n : nombre d'heures de pompage.
- Q : débit en m³/s.

✓ **Formule de VIBERT : (en 1948, pour les conduites en fonte)**

$$Dec = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \text{ (pompage de 10h/24h)} \dots\dots\dots (III.6)$$

$$Dec = 1.547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ (pompage continue)} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec : Q : représente le débit refoulé en m³/s ;

- e : prix du kWh d'énergie ;
- f : prix de 1kg de fonte en DA ;

III.4.2.2.Autre méthode de détermination du diamètre économique

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

✓ **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 :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots \text{(III.8)}$$

- A : Amortissement annuel ;
- i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

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

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D₁, D₂,..., D_n).

✓ **Frais d'exploitation**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D₁, D₂,...D_n. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D₁, D₂,... D_n.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D₁, D₂,... D_n.

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

III.5.Caractéristiques de l'adduction

III.5.1.Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots \text{(III.9)}$$

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.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots \text{(III.10)}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \text{ (Formule de Darcy-Weisbach) } \dots\dots\dots \text{(III.11)}$$

- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- Q : Débit à refouler (m³/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, avec :

- $\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (Formule de Nikuradzé)..... (III.12)

- $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}})$ (Formule Colebrook) (III.13)

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau elle est donnée par la formule suivante :

$K_s = K_0 + \alpha * T$(III.14.)

Tell que :

- ☞ **k₀** : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,01 mm.
- ☞ **α** : le coefficient de vieillissement de conduite (α = 0,004 mm/an)
- ☞ **T** : la durée d'utilisation de la conduite (t = 30 ans).

Alors :

$K_s = 0,01 + 0,004 * 30 = 0,13$ mm.

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ, ce dernier est estimé par la formule (III.12)

$R_e = \frac{V * D}{\nu}$ (III.15)

- R_e : Nombre de Reynolds
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).
- ε : Rugosité absolue de la conduite ;

III.5.2.Puissance de pompage

$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta}$ (III.16)

- P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à refouler (m³/s) ;
- η : rendement de la station de pompage (82) %.

III.5.3.Energie 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.

$E = P * t * 365$ (III.17)

- E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;
- P : puissance de pompage (KW) ;
- t : temps de pompage par jour (h).

III.5.4.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.

$$K = e * E \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;
- E : Energie consommée par année (kW) ;
- e : Prix du kWh.

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

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du kWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	1,615
Heures de pointes	17 h à 21 h	4	7,267
Heures creuses	21 h à 06 h	9	0,853

(Source SONALGAZ)

Vu la variation journalière des tarifs du kWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 18h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère. On choisit un pompage de 21h à 15h

Le prix moyen du kWh pendant les 18 heures de pompage est tel que :

$$e = \frac{9*0.853+9*1.615}{18}$$

$$\Rightarrow e = 1,234 \text{ DA}$$

III.6.Proposition des variantes

✓ Variante N°1

Cette variante est compose d'un tronçon d'adduction gravitaire et un autre par refoulement

Tronçon 1 : ce tronçon relie le point de piquage qui est situé à une cote de 523 m NGA et la station de reprise située à une cote de 565 m NGA avec une distance de 6710 m.

Tronçon 2 : ce tronçon relie la station de reprise située à une cote de 565 m NGA avec le réservoir de stockage existant R1300 qui est situé à une distance de 3100 m et leur cote est de 640 m NGA.

La figure III.1 présente le schéma synoptique de la variante N°1

✓ Variante N°2

Cette variante est compose d'un tronçon d'adduction gravitaire et un autre par refoulement.

Tronçon 1 : ce tronçon relie le point de piquage qui est situé à une cote de 523 m NGA et la station de reprise située à une cote de 589 m NGA avec une distance de 7080 m.

Tronçon 2 : ce tronçon relie la station de reprise située à une cote de 589 m NGA avec le réservoir de stockage existant R1300 qui est situé à une distance de 2730 m et leur cote est de 640 m NGA.

La figure III.2 présente le schéma synoptique de la variante N°2

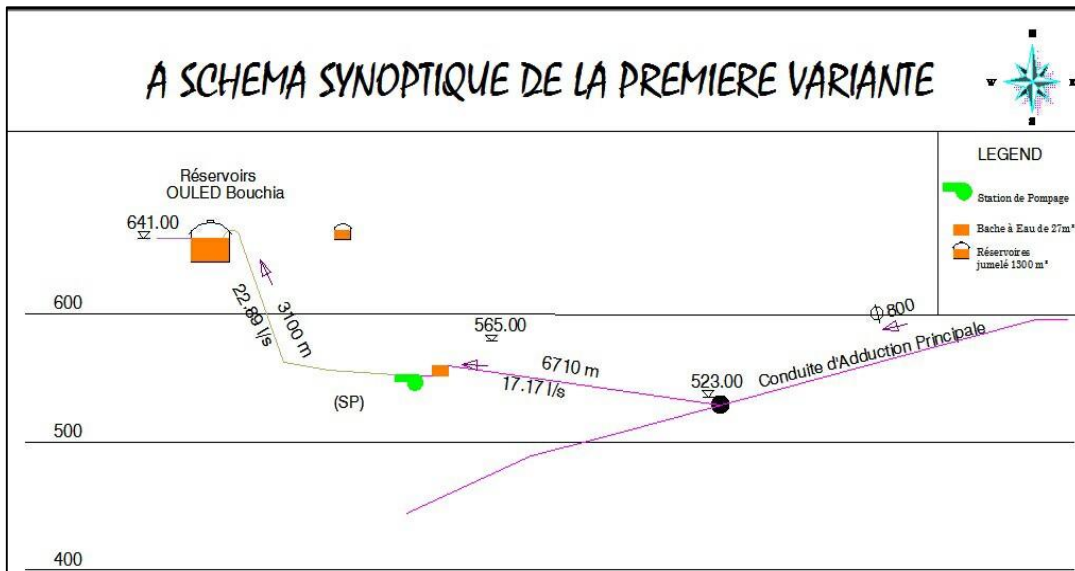


Figure III.1 : Schéma synoptique vertical de la variante N° 1

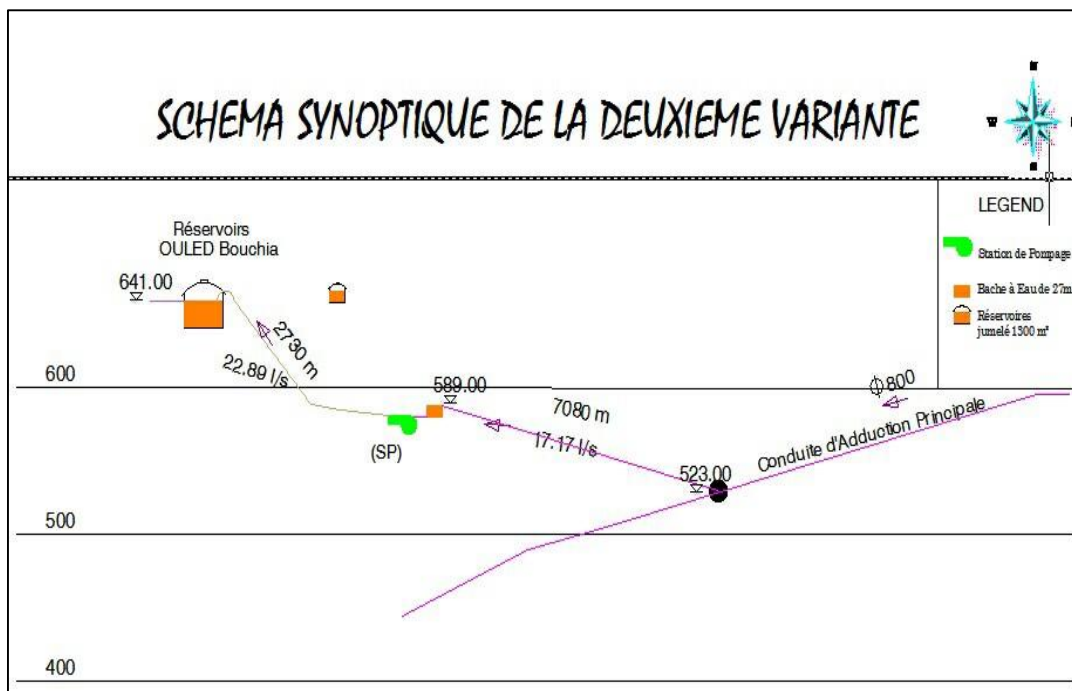


Figure III.2 : Schéma synoptique vertical de la variante N° 2

III.6.1.Variante N°1

III.6.1.1.Point de piquage vers la station de pompage SP

Ce tronçon relie le point de piquage qui est situé à une cote de 523 m NGA et la station de reprise située à une cote de 565 m NGA avec une distance de 6710 m.

Comme donné on a la pression au sol au niveau de point de piquage est de 10 Bars c.à.d. la hauteur de pression au point de piquage est de 623 m.

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des sur pressions dans les points bas de l'adduction gravitaire

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

$$\text{Telle que } H_d = 623 - 565$$

$$= 58 \text{ m}$$

On suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

$$Q = Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24} = \frac{1483,34}{24} = \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$Q = 17,17 \text{ l/s.}$$

En appliquant la formule DARCY – WEISBECH

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda \cdot l_e \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad \rightarrow \quad D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot \lambda \cdot l_e \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot \Delta H}}$$

- Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s).
- D : diamètre nominal de la conduite (m).
- ΔH : Perte de charge linéaire.
- λ: Coefficient de perte de charge interne.
- Le : longueur équivalent.

Avec

$$L_e = 6710 \times 1.10 = 7381 \text{ m.}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à λ = 0.020 et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.02 \cdot 7381 \cdot 0.01717^2}{9.81 \cdot \pi^2 \cdot 58}} = 0.200 \text{ m}$$

Calcul de λ

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \varepsilon/D)^{-2} = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(0.13/200))^{-2} \\ = 0,018011680$$

On fait la première itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.018 \cdot 7381 \cdot 0.01717^2}{9.81 \cdot \pi^2 \cdot 58}} = 0.141 \text{ m}$$

Calcul de λ

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \varepsilon/D)^{-2} = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(0.13/141))^{-2} \\ = 0,019556387$$

Après 3 itérations la valeur de λ se stabilise : λ = 0,019482906 et le D_{calculé} = 143 mm.

Tableau III.3 : Caractéristiques de tronçon (point de piquage - SP)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{interieur} (mm)	λ	Débit (m ³ /s)	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)	Cote d'arrivée (m)
PE100 PN10	200	11,9	176,2	0,02	0,017	6710	20,62	0,7	565

✚ Les frais d'investissement de la conduite gravitaire (var N°1)

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau III.4

Tableau III.4 : Frais d'investissement des conduites gravitaires

D _{exterieur} (mm)	Prix de ml (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	2342,99	6710	8,88	1396065,91

III.6.1.2. Station de pompage SP vers le réservoir jumelé (R1300)

Ce tronçon relie la station de reprise située à une cote de 565 m NGA avec le réservoir de stockage existant R1300 qui est situé à une distance de 3100 m et leur cote est de 640 m NGA.

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 18/24 heures.

$$Q_{pompe} = \frac{Q_{max,j}}{T_f} = \frac{1483,34}{18} = 82.41 \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{pompe} = 22.89 \text{ l/s.}$$

On a la longueur de conduite de refoulement supérieur à 1 Km et le temps de pompage est de 18 heures par jour donc on va choisir la formule de BONNIN pour calculer le diamètre économique : $Dec = \sqrt{Q}$

$$Dec = \sqrt{0,022890} \quad \rightarrow \quad Dec = 0,151 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5 : Calcul HMT du tronçon (SP - R1300)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds (Colebrook)	λ	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	Hmt (m)
110	10	90	3,6	323991,51	0,02222	3100	75,00	556,10	631,10
125	11,4	102,2	2,79	285315,42	0,0217			287,63	362,63
160	14,6	130,8	1,7	222929,94	0,02088			80,59	155,59
200	18,2	163,6	1,09	178234,94	0,02036			25,68	100,68
250	22,7	204,6	0,7	142518,26	0,02008			8,28	83,28
315	28,6	257,8	0,44	113107,97	0,02003			2,60	77,60
400	36,3	327,4	0,27	89063,03	0,02023			0,79	75,79

Tableau III.6 : Frais d'investissement tronçon (SP - R1300)

D _{extérieur} (mm)	Prix de ml (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
110	959,44	3100	8,88	264114,64
125	1 361,30			374738,66
160	2 206,46			607394,31
200	3 449,55			949592,12
250	5 375,29			1479709,83
315	8 548,78			2353308,16
400	13 726,59			3778655,70

Tableau III.7 : Frais d'exploitation tronçon (SP - R1300)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	e (DA)	Frais d'exploitation (DA)
110	631,1	177,14	1163823,12	1.234	1436162,30
125	362,63	101,79	668731,23		825218,72
160	155,59	43,67	286931,56		354068,28
200	100,68	28,26	185660,87		229112,38
250	83,28	23,37	153570,39		189516,08
315	77,6	21,78	143102,64		176590,39
400	75,79	21,27	139775,12		172471,46

Tableau III.8 : Bilan de tronçon (SP - R1300)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
110	264114,64	1436162,30	1700276,94
125	374738,66	825218,72	1199957,39
160	607394,31	354068,28	961462,59
200	949592,12	229112,38	1178704,50
250	1479709,83	189516,08	1669225,91
315	2353308,16	176590,39	2529898,55
400	3778655,70	172471,46	3951127,16

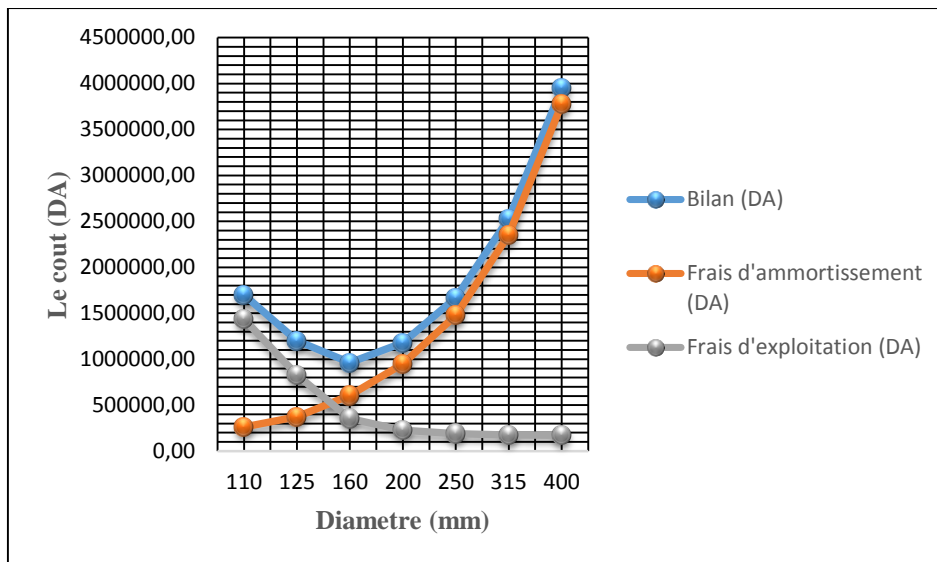


Figure III.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon (SP - R1300)

✓ On va choisir un diamètre 160 mm avec une vitesse de 1.7 m/s.

III.6.2. Variante N°2

III.6.2.1. Point de piquage vers la station de pompage SP

Ce tronçon relie le point de piquage qui est situé à une cote de 523 m NGA et la station de reprise située à une cote de 589 m NGA avec une distance de 7080 m.

Comme donné on a la pression au sol au niveau de le point de piquage est de 10 Bars c.à.d. la hauteur de pression au point de piquage est de 623 m.

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écèlement de la ligne de charge et d'avoir des sur pressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

Telle que $H_d = 623 - 589$

$$= 34 \text{ m}$$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

$$Q = Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24} = \frac{1483,34}{24} = \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$Q = 17,17 \text{ l/s.}$$

En appliquant la formule de DARCY – WEISBECH

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda \cdot l \cdot e \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad \rightarrow \quad D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot \lambda \cdot l \cdot e \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot \Delta H}}$$

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

- D : diamètre nominal de la conduite (m).

- ΔH : Perte de charge linéaire.

- λ : Coefficient de perte de charge interne.
- L_e : longueur équivalent.

Avec

$$L_e = 7080 \times 1.10 = 7788 \text{ m}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.02 \cdot 7788 \cdot 0.0172^2}{9.81 \cdot \pi^2 \cdot 34}} = 0,200 \text{ m}$$

Calcul de λ

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \varepsilon/D)^{-2} = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(0.13/200))^{-2} = 0,018011680.$$

On fait la première itération :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.0189 \cdot 7780 \cdot 0.02289^2}{9.81 \cdot \pi^2 \cdot 34}} = 0,159 \text{ m.}$$

Calcul de λ

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \varepsilon/D)^{-2} = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(0.13/159))^{-2} = 0,019014942$$

Après 5 itérations la valeur de λ se stabilise : 0,018968348 et le $D_{\text{calculé}} = 160 \text{ mm}$.

Tableau III.9 : Caractéristiques de tronçon (point de piquage - SP)

Gamme de produit	$D_{\text{exterieur}}$ (mm)	Epaisseur (mm)	$D_{\text{interieur}}$ (mm)	λ	Débit (m^3/s)	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)	Cote d'arrivée (m)
PE100 PN10	200	11,9	176,2	0,02	0,017	7080	21,18	0,7	589

Tableau III.10 : Frais d'investissement des conduites gravitaires

D _{extérieur} (mm)	Prix de ml (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	2342,99	7080	8,88	1473047,18

III.6.2.2. Station de pompage SP vers le réservoir jumelé (R1300)

Ce tronçon relie la station de reprise située à une cote de 589 m NGA avec le réservoir de stockage existant R1300 qui est situé à une distance de 2730 m et leur cote est de 640 m NGA.

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 18/24 heures.

$$Q_{pompe} = \frac{Q_{max,j}}{T_f} = \frac{1483,34}{18} = 82.41 \frac{m^3}{h}$$

$$Q_{pompe} = 22.89 \text{ l/s.}$$

On a la longueur de conduite de refoulement supérieur à 1 Km et le temps de pompage est de 18 heures par jour donc on va choisir la formule de BONNIN pour calculer le diamètre économique : $Dec = \sqrt{Q}$

$$Dec = \sqrt{0,022890} \rightarrow Dec = 0,151 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.11 : Calcul HMT du tronçon (SP - R1300)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds (Colebrook)	λ	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (m)	Hmt (m)
110	10	90	3,6	323991,51	0,022221	2730	51,00	489,7	540,7
125	11,4	102,2	2,79	285315,42	0,021701			253,3	304,3
160	14,6	130,8	1,7	222929,94	0,02088			70,97	122
200	18,2	163,6	1,09	178234,94	0,020364			22,61	73,61
250	22,7	204,6	0,7	142518,26	0,020078			7,29	58,29
315	28,6	257,8	0,44	113107,97	0,020029			2,29	53,29
400	36,3	327,4	0,27	89063,03	0,020234			0,7	51,7

Tableau III.12 : Frais d'investissement tronçon (SP - R1300)

Dextérieur (mm)	Prix de ml (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
110	959,44	2730	8,88	232591,28
125	1 361,30			330011,79
160	2 206,46			534898,86
200	3 449,55			836253,71
250	5 375,29			1303099,30
315	8 548,78			2072429,44
400	13 726,59			3327654,85

Tableau III.13 : Frais d'exploitation tronçon (SP - R1300)

D _{extérieur} (mm)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	e (DA)	Frais d'exploitation (DA)
110	540,73	151,78	997173,31	1.234	1230443,60
125	304,3	85,41	561167,01		692480,10
160	121,97	34,24	224927,84		277629,22
200	73,61	20,66	135745,99		167510,55
250	58,29	16,36	107494,00		132647,60
315	53,29	14,96	98273,38		121269,35
400	51,7	14,51	95341,22		117651,07

Tableau III.14 : Bilan de tronçon (SP - R1300)

Dextérieur (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
110	232591,28	1230443,60	1463034,88
125	330011,79	692480,10	1022491,89
160	534898,86	277629,22	812528,08
200	836253,71	167510,55	1003764,26
250	1303099,30	132647,60	1435746,90
315	2072429,44	121269,35	2193698,80
400	3327654,85	117651,07	3445305,93

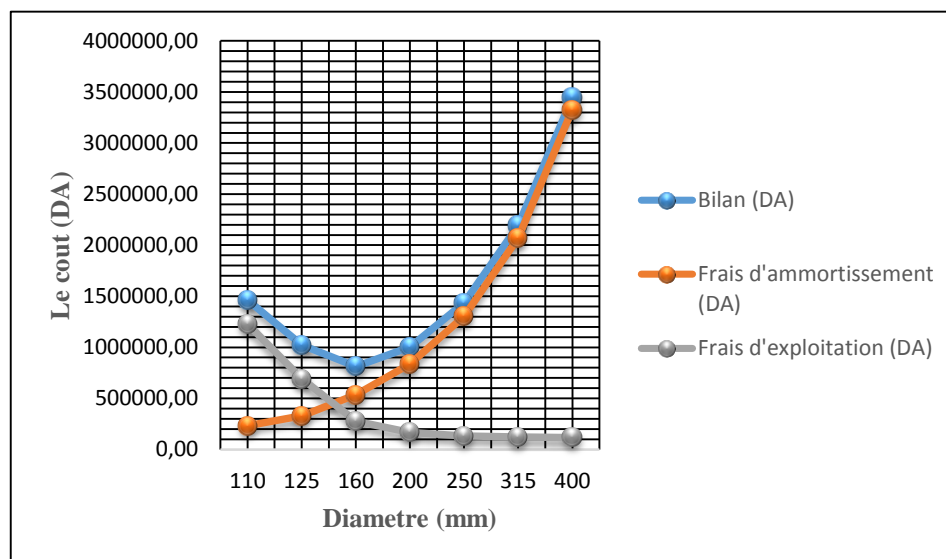


Figure III.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon (SP - R1300)

✓ On va choisir un diamètre 160 mm avec une vitesse de 1.7 m/s.

III.6.3. Comparaison entre les variantes retenues

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le tableau III.15 :

Tableau III.15 : Comparaison entre le coût des deux variantes

Variantes	Les frais (DA)		Bilan (DA)
	gravitaire	refoulement	
Variante N°1	1396065,91	961462,59	2357528,5
Variante N°2	1473047,18	812528,08	2285575,3

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire une étude technico-économique pour choisir la variante optimale qui représente la bonne offre financière et technique, les résultats de notre calcul sont comme suit :

L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 7080 ml et de diamètres de 200 mm (PE100 PN10).

L'adduction par refoulement avec une longueur totale des conduites de 2730 ml et de diamètre de 160 mm (PE100 PN16).

Introduction

Dans ce présent chapitre, on présentera un ouvrage d'une grande utilité dans un projet d'alimentation en eau potable, à savoir le réservoir qui est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution.

IV.1.Rôles des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que :

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie : on peut avoir deux cas :
 - ☞ Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.
 - ☞ La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore (VALIROIN.F, 1989)

IV.2.Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. (VALIROIN.F, 1989)

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel.
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable.
- Les servitudes éventuelles de hauteur.
- La nature du sol (fondation).
- La taille du réservoir et les considérations esthétiques.

IV.3.Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu, le tableau ci-dessous fournit quelques possibilités de classification. (VALIROIN.F, 1994)

Tableau IV.1 : Possibilité de classification des réservoirs

Situation par rapport à la distribution	Disposition par rapport au sol	Rôle joué	Pression d'air au-dessus du plan d'eau	Matériaux de construction utilisée
<ul style="list-style-type: none"> - Réservoir en charge sur le réseau - Réservoir nécessitant une surpression 	<ul style="list-style-type: none"> - Souterrain - Semi-enterré - Au sol - Surélevé (château d'eau) 	<ul style="list-style-type: none"> - Réservoir principal - Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau 	<ul style="list-style-type: none"> - Pression atmosphérique - Contrepression d'air 	<ul style="list-style-type: none"> - Maçonnerie - Béton armé ou précontraint - Acier

Source (Ouvrage VALIROIN.F, 1994)

IV.4.Equipement des réservoirs

IV.4.1.Conduite d'arrivée

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par sur verse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant. (DUPONT, 1981)

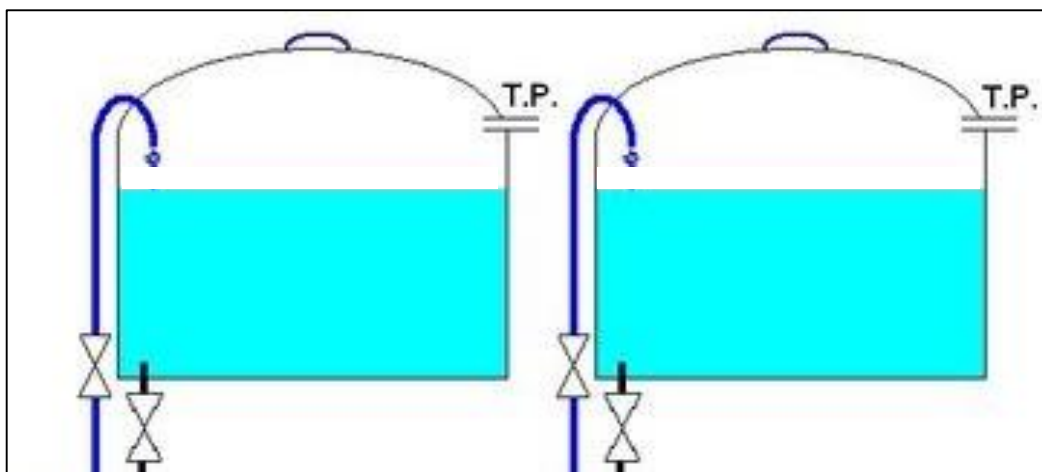


Figure IV.1 : Arrivée en chute libre (Source : Site : <http://lokistagnepas.canalblog.com>)

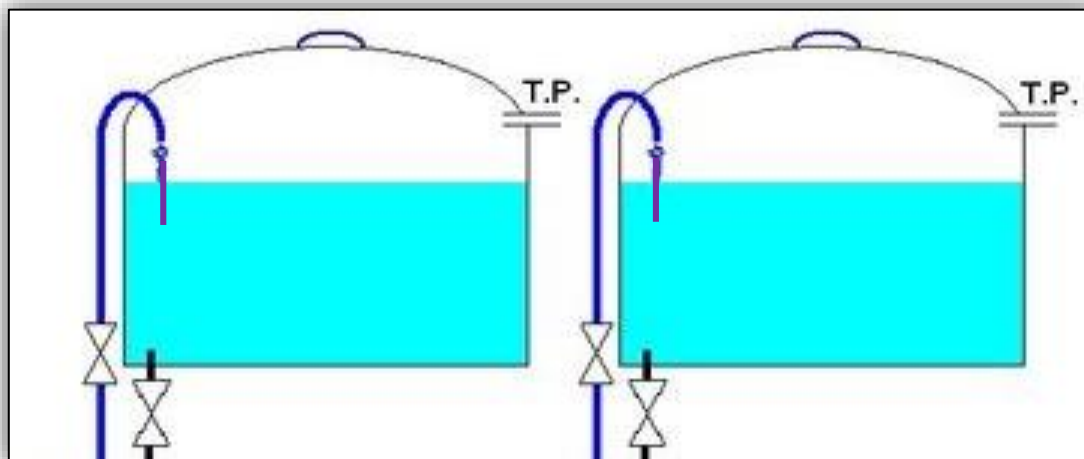


Figure IV.2 : Arrivée en chute noyée (Source : Site : <http://lokistagnepas.canalblog.com>)

IV.4.2. Conduite de distribution

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex. (DUPONT, 1981)

IV.4.3. Trop plein

Evacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur. (DUPONT, 1981)

IV.4.4. Vidange

Commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage. (DUPONT, 1981)

IV.4.5. By-pass

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normal les vannes 1 et 3 ouvertes et la vanne 2 fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2. (DUPONT, 1981)

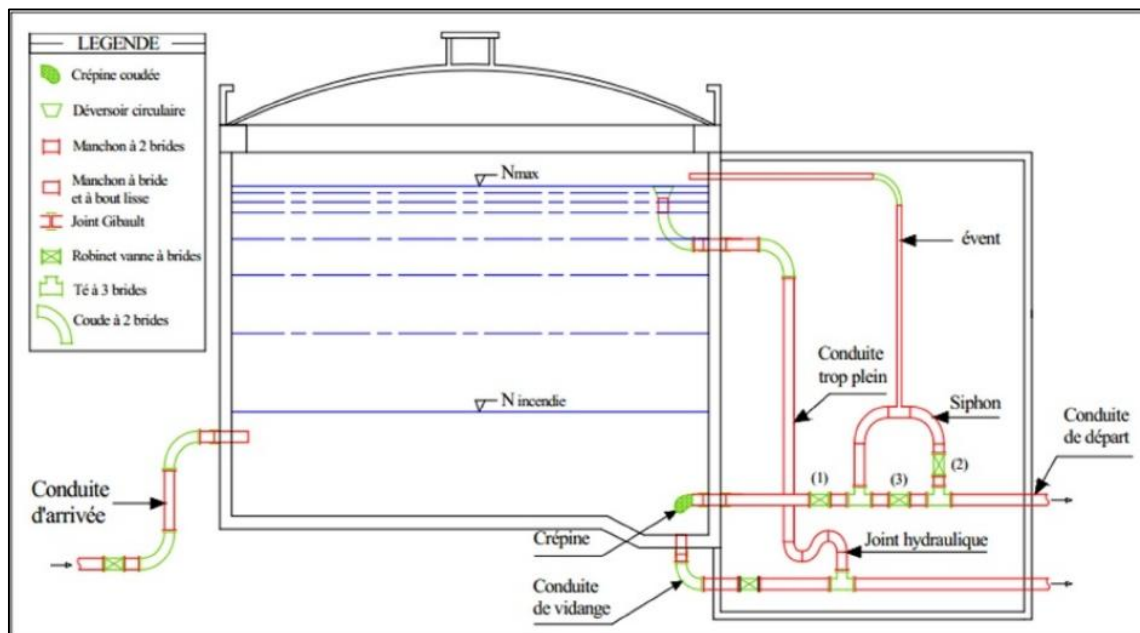


Figure IV.3 : Réservoir circulaire enterrée – semi enterrée (Source : Site : <http://fr.slideshare.net>)

IV.5. Détermination de la capacité du réservoir

Sa capacité est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération, le calcul peut se faire de deux méthodes (HAMDAOUI.H, 2010) :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

IV.5.1. La méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu (a) dans le réservoir pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre

l'apport et la distribution, ce qui nous donnera la valeur max du résidu (a), Vr et V seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique.

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

- Vr : capacité résiduelle (m³),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{max,j} : La consommation maximale journalière (m³/j).

Et le volume total sera : **V_T = V_r + V_{inc}**

- V_T : capacité totale du réservoir (m³).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

❖ **Calcul du résidu (a)**

On a déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire K_{max,h} pour chaque zone de distribution dans le chapitre II (**Tableau II.11**).

Le régime de consommation journalière pour chaque zone est pris du tableau du régime de distribution du débit journalier.

- On fait une répartition de 24 heures de pompage.
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe.
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximum trouvée en (a) sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.5.2.La méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. On trace sur un même graphe en portant sur l'axe des abscisses les heures, et sur l'axe des ordonnées le résidu cumulé. (HAMDAOUI.H, 2010)

Le volume de stockage du réservoir est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$\Delta V = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \dots \dots \dots \text{(IV.2)}$$

D'où le volume maximal sera :

$$V_{\max} = \frac{\Delta V_{(\%)} \times Q_{\max,j}}{100} \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$$

En tenant compte de la réserve incendie :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \dots \dots \dots \text{(IV.4)}$$

IV.6.Dimensionnement des réservoirs

IV.6.1.Réservoir de stockage

C'est un réservoir de tête de réseau de distribution qui assure l'alimentation de localité gravitairement.

On va utiliser la méthode graphique pour déterminer le volume du réservoir.

Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Bouchia

Heures	Consommation (%)	Refolement (%)	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir	
00--01	1	5,56	4,56		15,24	-13,6
01--02	1	5,56	4,56		19,8	-9,04
02--03	1	5,56	4,56		24,36	-4,48
03--04	1	5,56	4,56		28,92	0
04--05	2	5,56	3,56		32,48	4,56
05--06	3	5,56	2,56		35,04	8,12
06--07	5	5,56	0,56		35,6	10,68
07--08	6,5	5,56		0,94	34,66	11,24
08--09	6,5	5,56		0,94	33,72	10,3
09--10	5,5	5,56	0,06		33,78	9,36
10--11	4,5	5,56	1,06		34,84	9,42
11--12	5,5	5,56	0,06		34,90	10,48
12--13	7	5,56		1,44	33,46	10,54
13-14	7	5,56		1,44	32,02	9,1
14-15	5,5	5,56	0,06		32,08	7,66
15-16	4,5	0		4,5	27,58	7,72
16-17	5	0		5	22,58	3,22
17-18	6,5	0		6,5	16,08	-1,78
18-19	6,5	0		6,5	9,58	-8,28
19-20	5	0		5	4,58	-14,78
20-21	4,5	0		4,5	0,00	-19,78
21-22	3	5,56	2,56		2,56	-24,28
22-23	2	5,56	3,56		6,12	-21,72
23-24	1	5,56	4,56		10,68	-18,16

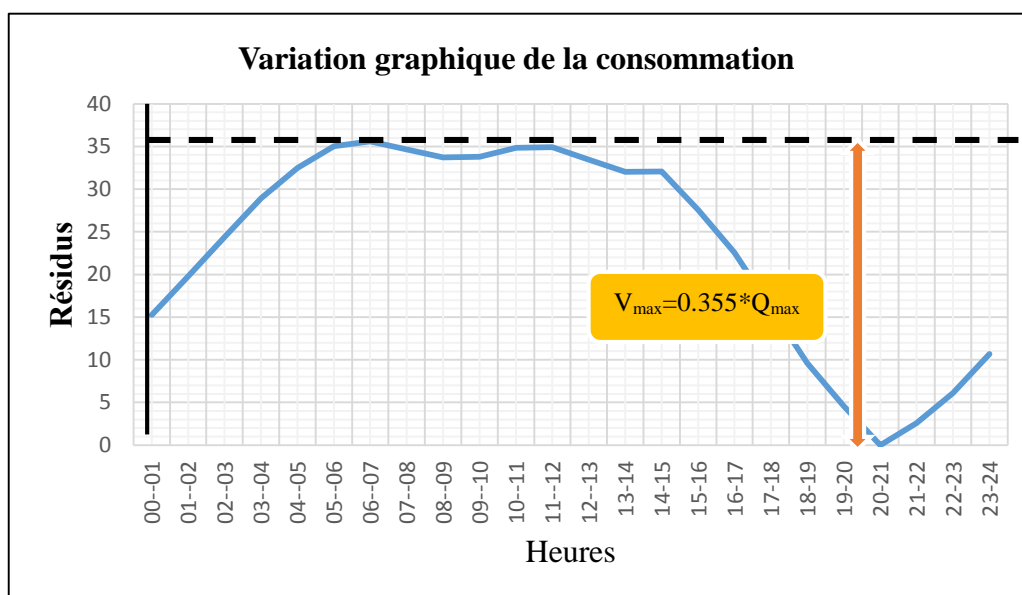


Figure IV.4 : Variation graphique de la consommation

$$V_{\max} = \frac{\Delta V_{(\%)} \times Q_{\max j}}{100} = \frac{35.60 \times 1483,34}{100}$$

$$V_{\max} = 528,9 \text{ m}^3$$

$$V_t = 526.89 + 120 = 648.9 \text{ m}^3$$

Afin de normaliser la capacité du réservoir, on prendra un volume $V_n=750 \text{ m}^3$ qui est inférieur au volume du réservoir existant.

IV.6.2. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)

La bache de reprise de cette station joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à une demi-heure (30min). Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = (Q_{\max, j} \times t) / T \dots \dots \dots \text{(IV.5)}$$

Avec :

- $Q_{\max, j}$: débit maximal. ($Q_{\max, j} = 1483,34 \text{ m}^3/\text{j}$) ;
- T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 18\text{h}$).
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$).

Donc le volume de la bache de reprise est :

$$V_{\text{bache}} = 20.60 \text{ m}^3.$$

On choisit un volume normalisé de 27 m^3 .

Tableau IV.3 : Dimensions de la bache de reprises de la station de pompage(SP)

Réservoir	Volume (m ³)	h (m)	L (m)	l (m)
Bache de reprise	27	3	3	3

IV.7.Hygiène et sécurité des réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en toute prise temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et infectés pour éviter toute contamination de l'eau. (SAUDI, Octobre 2011)

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de calculer les capacités et les dimensions des différents ouvrages hydrauliques de notre projet, dont on a un réservoir d'alimentation de 750 m³ de volume, ainsi qu'une bache reprise de 27 m³.

Introduction

La topographie de la zone du projet et le relief accidenté conditionne l'implantation de la station de pompage, ce qui nous amène à utiliser une pompe qui aspirera le fluide d'un point bas à basse pression pour le refouler vers un autre point à plus grande pression, en transformant l'énergie mécanique de son moteur en énergie hydraulique par le biais d'une alimentation par l'énergie électrique.

V.1. Classification des pompes

Les pompes sont classées comme suit :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales
 - Pompes centrifuges semi axial
- ❖ Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon
 - A diffuseur circulaire ou type burine
- ❖ Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire
 - Multicellulaire
- ❖ Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal
 - Pompe à axe vertical

V.2. Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

V.3. Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- $(NPSH)_r$ minimal.

V.4.Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.

Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement

V.5.Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon qu'il est recherché d'augmenter la hauteur d'élévation ou le débit.

V.5.1.Couplage en série

Dans un couplage en série, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde, le même débit traverse les deux pompes, les hauteurs engendrées s'ajoutent. La caractéristique débitante globale est obtenue en faisant, pour chaque débit, la somme des abscisses correspondant aux hauteurs engendrées par elles.

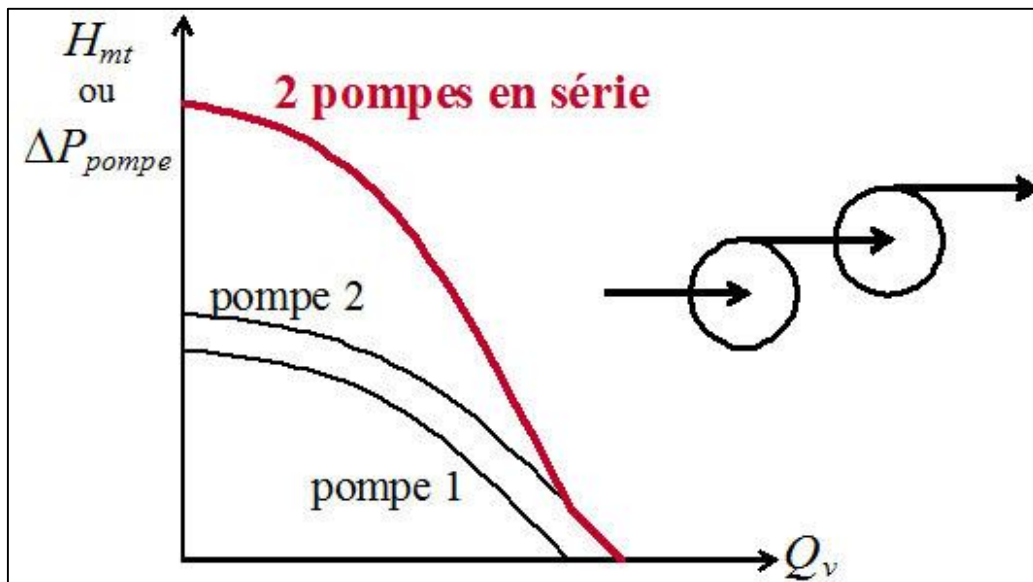


Figure V.1 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en série (Source : Site : <http://gpip.cnam.fr>)

V.5.2.Couplage en parallèle

Dans un couplage en parallèle, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation totale et réunissent l'eau refoulée dans une même canalisation, le débit a refoulé est la somme des débits des pompes mis en parallèle.

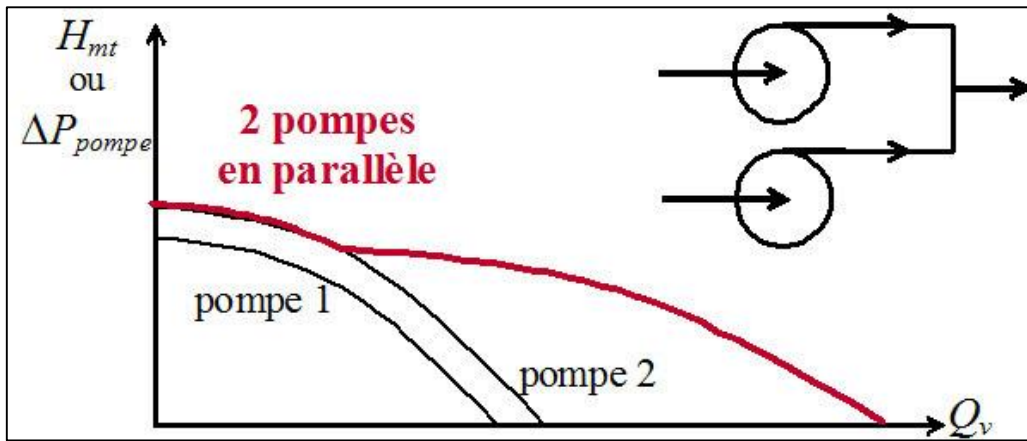


Figure V.2 : Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en parallèle (Source : <http://gpip.cnam.fr>)

V.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe

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

V.6.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

V.6.2. La courbe rendement-débit « $\eta = f(Q)$ »

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

V.6.3. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a = f(Q)$ »

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

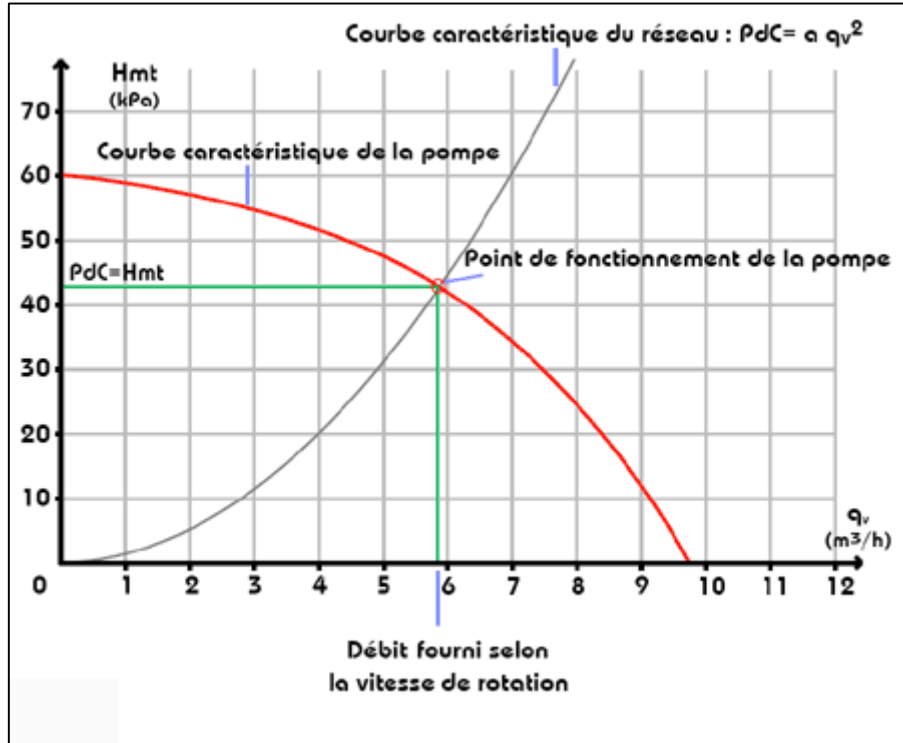


Figure V.3 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge (Source : <http://joho.p.free.fr>)

V.7.Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit.

Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- R : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵) elle est donnée par :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- λ: Coefficient de perte de charge.
- L: Longueur de la conduite (m).
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m².s⁻¹).
- D : Diamètre de la conduite (m).

V.8.Le point de fonctionnement d'une pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « H = f(Q) » avec la courbe caractéristique de la conduite « H_c = f(Q) ».

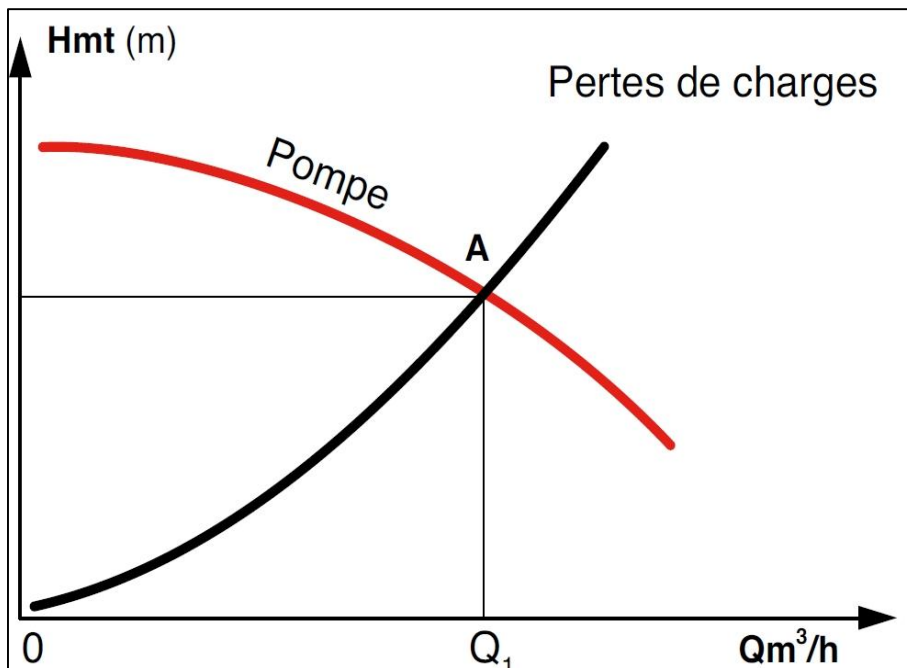


Figure V.4 : Représentation d'un point de fonctionnement (Source : [http:// e-genieclimatique.com](http://e-genieclimatique.com))

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déjà définis, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail de notre projet en utilisons « les modes de réglage ».

V.9. Modes de réglage

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

V.9.1. Débit disponible > Débit appelé

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

1. Réglage qualitatif

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.

2. Réglage quantitatif

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst\ ap, van} = \eta_{inst\ av, van} * \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}} \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

$$H_{après, vannage} = h_v + H_{avant, vannage} \dots \dots \dots (V.4)$$

$$h_v = H'_c - H_{avant, vannage} \dots \dots \dots (V.5)$$

3. Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

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

4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

En augmentant singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...).

5. Changement du type de la pompe

Si cela est possible.

6. Rognage

C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

V.9.2. Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

1. Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

2. Changement de type de pompe.

3. Couplage des pompes

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

V.10.Cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme alors des poches de vapeur d'eau qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se renfermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. Ce phénomène doit être pris en considération surtout dans des installations en dépression. (Nadia, 2006/2007)

Afin d'éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ donnée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur.

Le NPSH requis $(NPSH)_r$ est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend de :

- Type de la pompe,
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible $(NPSH)_d$ est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Pour cela il faut :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H requis suffisamment faibles.

V.11.Calage de la pompe

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

V.11.1.Installation en charge

C'est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH disponible doive toujours être supérieur à NPSH requis.

Pour une installation en charge le $(NPSH)_d$ est donné par :

$$(NPSH)_d = P_a - T_v - \Delta h_a - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + 0.3 \dots \dots \dots (V.7)$$


$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + 0.3 - P_a + T_v + \Delta h_a + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec :

- P_a : pression atmosphérique (mce) ;
 $P_a = 10,33 - 0,00139 \times H \dots \dots \dots (V.9)$
- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- H : altitude de la station en (mNGA).
- T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;
- h_{asp}^{adm} : Hauteur d'aspiration admissible ;
- Δh_a : La somme des pertes de charges.

$$\Delta h_a = \Delta h_a^{li} + \Delta h_a^{sin} \dots \dots \dots (V.10)$$

$$\Delta h_a = (1.10 \div 1.15) \Delta h_a^{lin} \dots \dots \dots (V.11)$$

 Niveau de l'axe de la pompe

$$\nabla_a = \nabla_{min} - h_a^{adm} + r \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m

On prend : $r = 0,3$ m.

- ∇_a : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA)
- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

- C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).
- h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).
- h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

V.11.2. Installation en aspiration

Pour une installation en aspiration la h_{asp}^{adm} est donné par :

$$h_{asp}^{adm} = P_a - T_v - \Delta h_a - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - (NPSH)_r - r \dots \dots \dots (V.14)$$

$$\nabla_a = \nabla_{min} + h_a^{adm} + r \dots \dots \dots (V.15)$$

- ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

- r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

V.12. Dimensionnement de la station de pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Nome de pompe	Q _{Total} (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre d'étage
1	Pompe A	24,8	143	73	3471	47,5	4.16	3
1	Pompe B	22,9	122	68,3	3500	39,9	3,38	2
1	Pompe C	22,9	122	65,5	3523	41,7	6,08	3
1	Pompe D	22,9	122	57,5	1705	49.2	1,86	3
1	Pompe E	23,9	133	33.9	1750	96,5	1,55	3

Selon les conditions de choix des pompes été indiqué dans le début de ce chapitre on choisir la pompe (**Pompe B**) et donc le nombre des pompes sera 1 pompe + 1 pompe de secours.

V.12.1. Description de la pompe (Pompe B)

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

V.12.2. Données (techniques / Caractéristiques) de la pompe (Pompe B)

- Le débit : 22,9 l/s
- Hmt : 229 m
- Nombre des pôles : 2
- Fréquence : 60 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P2 : 55 kW
- Tension : 460 V
- Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN 40)
- Raccord d'aspiration : DN 125 (UNI PN25)

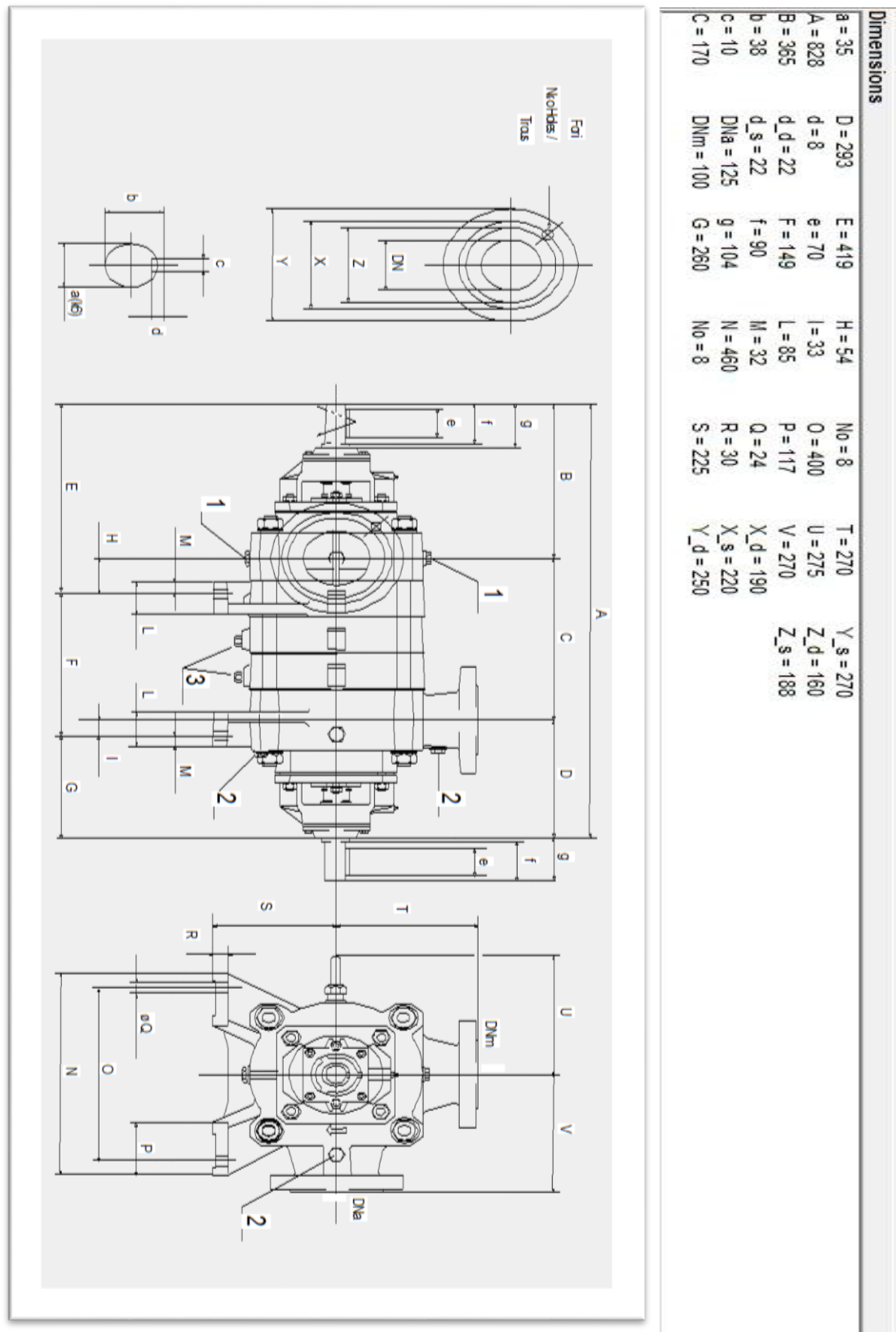


Figure V.5 : Schéma et dimensions de la pompe (Pompe B)

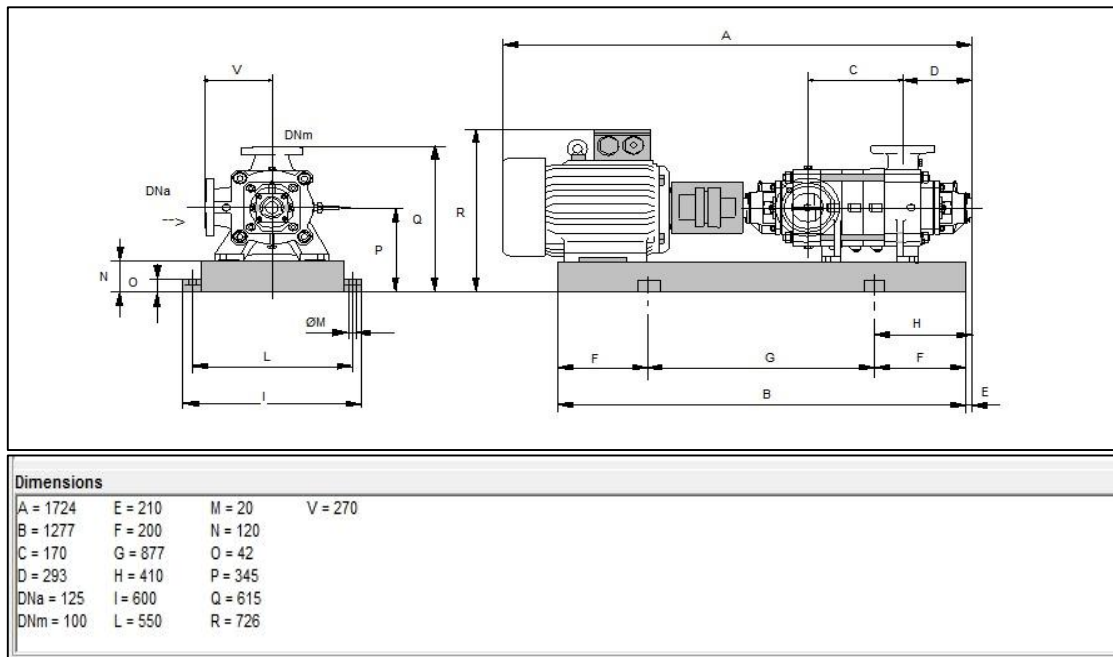


Figure V.6 : Schéma de la pompe (Pompe B)

V.12.3. Courbes caractéristiques de la pompe

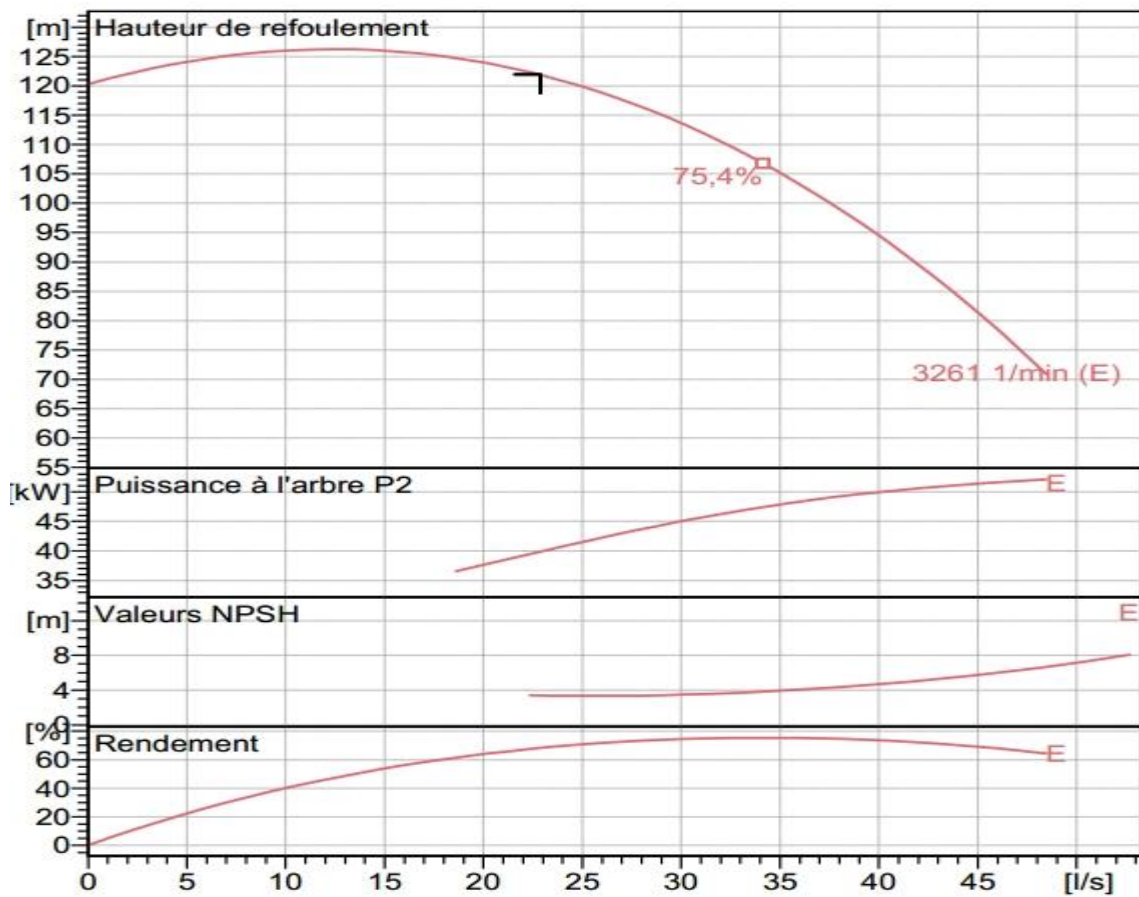


Figure V.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe.

V.12.4. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

- Hg : hauteur géométrique (m)
- ΔHt : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_{lin} \dots \dots \dots (V.17)$$

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \dots \dots \dots (V.18)$$

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

Avec :

- λ: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)
- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s)
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)
- g : accélération de la pesanteur (m/s²)

On va utiliser le tableau ci-après pour dessine la courbe caractéristique de la pompe.

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds (Colebrook)	λ	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (m)	Hmt (m)
110	10	90	3,6	323991,51	0,022221	2730	51,00	489,7	540,7
125	11,4	102,2	2,79	285315,42	0,021701			253,3	304,3
160	14,6	130,8	1,7	222929,94	0,02088			70,97	122
200	18,2	163,6	1,09	178234,94	0,020364			22,61	73,61
250	22,7	204,6	0,7	142518,26	0,020078			7,29	58,29
315	28,6	257,8	0,44	113107,97	0,020029			2,29	53,29
400	36,3	327,4	0,27	89063,03	0,020234			0,7	51,7

☞ Voici la courbe caractéristique de la conduite :

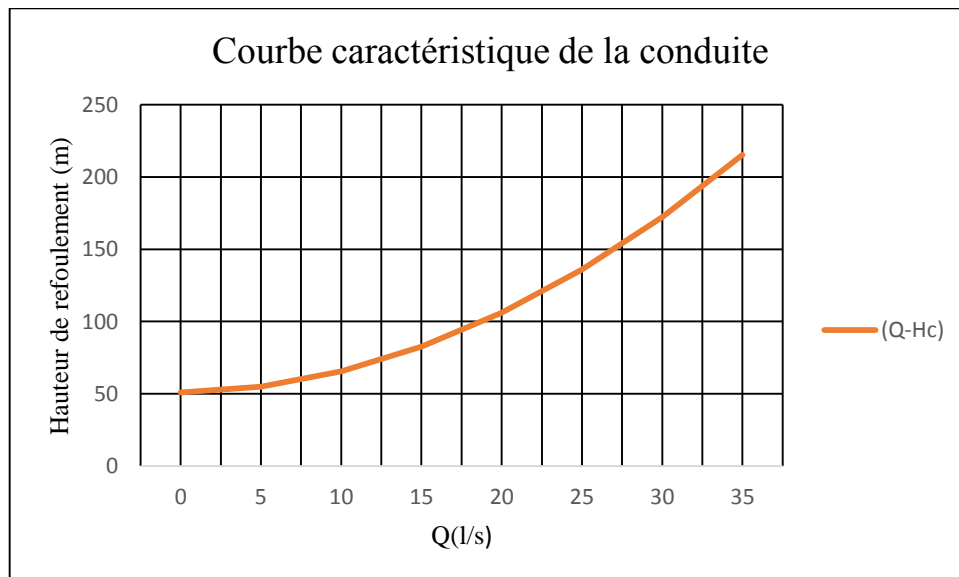


Figure V.8 : Les courbes caractéristiques de la conduite

V.12.5. Point de fonctionnement de pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ».

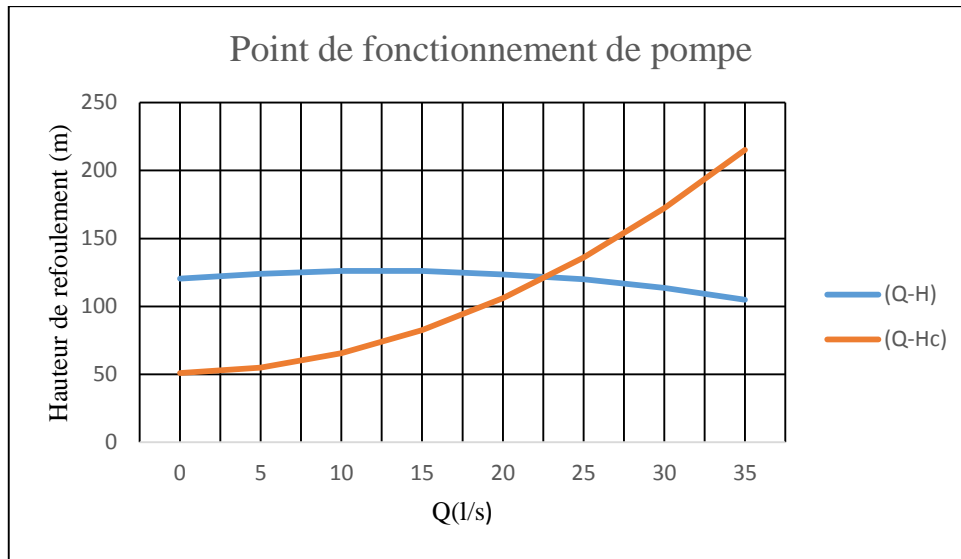


Figure V.9 : Point de fonctionnement de pompe.

Les caractéristiques de la pointe de fonctionnement sont :

$$Q_{\text{pompe}} = 22.9 \text{ l/s} \approx Q_{\text{appelé}} = 22.89 \text{ l/s}$$

Et on a :

$$HMT_{\text{pompe}} = 122 \text{ m} \approx H_{\text{appelé}} = 121.97 \text{ M}$$

Donc aucun réglage est nécessaire.

V.12.6. Dimensionnement des équipements des pompes

V.12.6.1. Conduite d'aspiration

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

- $V_{\text{asp}} = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $Da \leq 250 \text{ mm}$.
- $V_{\text{asp}} = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$.
- $V_{\text{asp}} = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $Da > 800 \text{ mm}$.
- $Da = (1,2 - 1,5) \text{ da}$.

On a :

da : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 125 mm ;

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,5 * 125 = 187.5 \text{ mm}.$$

Le diamètre normalisé sera égal à 200 mm.

V.12.6.1.1. Vérification de la vitesse

$$V_{\text{asp}} = \frac{Q}{S} = \frac{4*Q}{\pi*Da^2} = \frac{4*0.023}{\pi*0.2^2} = 0,73 \text{ m/s}.$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

V.12.6.1.2. Vérification de la condition de non cavitation

$$\text{On a : } h_{asp}^{adm} = P_a - T_v - \Delta h_a - \frac{V_a^2}{2 * g} - (NPSH)_r - 0.3$$

On a $(NPSH)_r = 3.38 \text{ m}$

- P_a : la pression atmosphérique

$$P_a = 10.33 - 0.00139 * H$$

Tel que H c'est l'élévation de la station de pompage ; $H = 589 \text{ m}$

$$P_a = 10.33 - 0.00139 * 589 = 9,51 \text{ mce}$$

- V_a : vitesse d'aspiration ; $V_a = 0.73 \text{ m/s}$.

- T_v : tension de vapeur d'eau

Tableau V.3 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (m.c.e)	0,1	0,1	0,2	0,4	0,8	1,3	4,8	10,33

$T^\circ = 10 \text{ °C} \rightarrow T_v = 0.12 \text{ mce}$

- h_{asp}^{adm} : Hauteur d'aspiration admissible ;

- Δh_a : La somme des pertes de charges

$$- \Delta h_a = \Delta h_a^{li} + \Delta h_a^{sin}$$

$$- \Delta h_a^{sin} = (1.10 \div 1.15) \Delta h_a^{lin}$$

Avec :

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

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{asp} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{asp}^5}$$

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

- L_{asp} : longueur de la conduite d'aspiration (m), $L_{asp} = 10 \text{ m}$.

- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s), $Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$.

- D_{asp} : diamètre économique de la conduite d'aspiration (m), $D_{asp} = 0.2 \text{ m}$.

- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * 0.0397 * 10 * 0.023^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.2^5} = 0,00543 \text{ m}$$

$$- \Delta h_a = 1.15 * 0.00543 = 0.0062 \text{ m}$$

Donc on a :

$$h_{asp}^{adm} = 9.51 - 0.12 - 0.0062 - \frac{0.73^2}{2 * 9.81} - 3.38 - 0.3$$

$$h_{asp}^{adm} = 5.68 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$

$$(NPSH)_d = 9.51 - 0.12 - 0.0062 - \frac{0.73^2}{2 \cdot 9.81} - 5.68$$

$$(NPSH)_d = 3.67 \text{ m}$$

✚ Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.12.7. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} + r$$

- h_{asp}^{adm} : Hauteur d'aspiration admissible ;
- ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;
- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;
- r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$, On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.
- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

Avec :

- C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).
- h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).
- h_{inc} : Hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

AN :

$$\nabla_{min} = 589 - 3 + 0.3 = 586.3 \text{ m.}$$

$$\nabla_{axe} = 586.3 + 5.68 + 0.3.$$

$$\nabla_{axe} = 592.28 \text{ m.}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 592.28 m pour éviter la cavitation.

V.12.8. Choix du moteur électrique

Caractéristiques moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460 V
- Vitesse nominale : 3500 1/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale : 90 KW
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP 55

V.13.Choix du bâtiment

Les critères de choix sont représentés dans le tableau (**Tableau V.4**)

Tableau V.4 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment			
	Type Bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m3/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
h _{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante

Source (cours Mme MOKRANE)

Dans notre cas on a optée pour le type bâtiment de surface.

V.13.1.Dimensionnement de bâtiment de station pompage

V.13.1.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots \text{(V.19)}$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots \text{(V.20)}$$

- H_p : hauteur de la pompe, A.N : H_p = R-N = 726 - 120 = 0.606 m
- H_s : hauteur du socle = (0.3 -05) m, H_s =0.3m
- H_r : hauteur de réserve H_r = 0,5m ;
- A.N : H₅ = 0.606 + 0.3 + 0,5 → H₅ = 1.406 m ;
- H₆ : hauteur réservée à l’homme, H₆=2,2 m ;
- H₇ : hauteur du chariot, H₇ = 0,3m ;
- H₈ : hauteur profilée, H₈ = 0,8 m ;
- H₉ : hauteur de sécurité, H₉ = 0,5m ;

$$\text{A.N : } H_b = 1.406 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \rightarrow H_b = 5.206 \text{ m}$$

Les hauteurs du bâtiment normalisées sont (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment H_b =5,5 m.

V.13.1.2.Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

- L_b = n*L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p.....(V.21)
- n: nombre de pompes, n = 2 (tenant compte de la pompe de secours)
- L : longueur de la pompe et celle du moteur, L = L_{pe} + L_m ;
- L_{pe} : longueur de la pompe, L_{pe} = A + f ;

A.N : $L_{pe} = 828 + 90 \Rightarrow L_{pe} = 918 \text{ mm}$;

- L_m : longueur du moteur, $L_m = 1724 - A - f$;

A.N : $L_m = 1767 - 828 - 90 \Rightarrow L_m = 806 \text{ mm}$.

A.N : $L = 918 + 806 \Rightarrow L = 1724 \text{ mm}$, donc $L = 1.724 \text{ m}$.

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

On prend : $L_{int} = 1,2 \text{ m}$.

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

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

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

- L_p : longueur du bureau du personnel, On prend : $L_p = 4 \text{ m}$;

A.N : $L_b = 1.724 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 12.92 \text{ m}$.

✚ La station de pompage aura une longueur de 13 m.

V.13.1.3.largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \dots\dots\dots(V.22)$$

- s : épaisseur du mur, $s = 0,3 \text{ m}$;

- l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3 \text{ m}$;

- l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2 \text{ m}$;

- l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

- l_4 : longueur des accessoires de refoulement.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots\dots\dots(V.23)$$

Où :

- l_p : longueur de la pompe, $l_p = 918 \text{ mm}$;

- l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

A.N : $l_{tr} = 2 * 125 \Rightarrow l_{tr} = 0,25 \text{ m}$;

- l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 2.D_a = 0,40 \text{ m}$;

- l_c : longueur du convergent, $l_c = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \Rightarrow l_c = 3.5 * (200 - 125) = 262.5 \text{ mm}$;

A.N : $l_3 + l_4 = 918 + 250 + 400 + 262.5 \Rightarrow l_3 + l_4 = 1.831 \text{ m}$

A.N : $l_b = 0,3 + 1,2 + 1.83 + 2 * 0,3 \Rightarrow l_b = 3.93 \text{ m}$.

✚ La station de pompage aura une largeur de 4 m.

V.13.1.4.Dimensions des portes

- Porte principale : 3×3.

- Porte du personnel : 2,5×1,6.

V.13.1.5.Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_F = 0,15 * 13 * 4 \qquad \qquad \qquad \sum S_F = 7.8 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_F}{S_F} \dots\dots\dots(V.24)$$

A.N : $n = \frac{7.8}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 3 \text{ fenêtres}$.

Tableau V.5 : Les dimensions du bâtiment de la station de pompage

Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes (m)	
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	secondaire	principale
13	4	5.5	0.3	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

V.14.Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d’une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et de la personne un ensemble d’équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage ;
- Un système de commande automatique et de contrôle ;
- Un système de ventilation ;
- Un système de d’alimentation en énergie ;
- Un système d’éclairage ;
- Un système anti-incendie.

V.14.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement est à l’air libre.

V.14.1.1. Dimensionnement du pont roulant

La formule (V.25) va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant

$$C=P+20\%P \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec :

- P : poids de l’élément le plus lourd, dans notre cas c’est le groupe électropompe.

Le poids de groupe électropompe est de 505 kg → C= 606 Kg

Donc d’après les résultats trouvés, on devra choisir des ponts roulants qui satisferont cette charge.

V.14.2. Système de ventilation

Le rôle essentiel de la ventilation c’est d’évacuer la chaleur dégagée par l’ensemble des équipements de la station, évacuer gaz en chaud en cas d’incendie. Cette évacuation se fait par le renouvellement de l’air et le remplacé par l’air extérieur frais, et ceci afin de permettre au personnel travaillant dans la station de mieux respirer.

Pour calculer le débit d’air nécessaire à la ventilation nous envisagerons d’utiliser les méthodes suivantes :

V.14.2.1.Calcul du débit d’air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et à le multiplier par le coefficient K qui est le taux de renouvellement.

$$Q = V.K \dots\dots\dots (V.8).$$

Avec :

- Q : débit d'air en (m^3/h) ;
- K : taux de renouvellement par heure (h^{-1}), salle de machines (20-30)
- V : volume de la station

$$V = (13 \cdot 4 \cdot 5.5) = 286 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1} \quad \rightarrow \quad Q = 286 \cdot 20 = 5720 \text{ m}^3/\text{h}.$$

V.14.3. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais,

V.14.4. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau.

V.14.5. Système d'éclairage

Pour que l'équipe de gestion de la station travaille dans de bonnes conditions, il faut lui assurer un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

Conclusion

Pour le dimensionnement de la station de pompage nécessaire à notre étude, dont la Hmt est moyenne et aussi le débit, nous étions contraints à l'utilisation d'un catalogue des pompes pour le choix des pompes qui assurent le débit et la Hmt nécessaires.

Nous avons dimensionné les différents équipements de station, pour la bonne marche du système d'adduction comme les accessoires d'aspiration et de refoulement, ainsi que le calage des pompes pour le moindre risque de cavitation.

Introduction

Dans ce présent chapitre nous allons prévoir le comportement système d'adduction dans le cas du régime transitoire, conséquence d'un arrêt brusque des groupes électropompes dans le de refoulement, ou d'une fermeture brusque de le robinet vanne dans le partie gravitaire, afin de vérifié sa résistance à la variation de la pression causé par le phénomène du coup de bélier et d'envisager une protection si celle-là est apparue nécessaire.

VI.1.Théorie du coup de bélier

VI.1.1.Définition

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire (A.ZERARGA, 2008/2009).

VI.1.2.Les causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimenté.

VI.1.3.Les conséquences du coup de bélier

VI.1.3.1.Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints (AHCENE, 2008/2009).

VI.1.3.2.Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI.1.3.3.Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ; ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées.

VI.1.4.Analyse physique du phénomène du coup de bélier

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

VI.1.4.1.Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

VI.1.4.2.Phase 02

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

VI.1.4.3.Phase 03

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

VI.1.4.4.Phase 04

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

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

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

VI.1.5. Moyens de protection contre le coup de bélier

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables. Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques. Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre ;
- Vanne de fermeture lente.

VI.2. Etude du coup de bélier

On va étudier le phénomène de coup de bélier pour chaque tronçon de notre adduction gravitaire et refoulement afin d'éliminer le risque provoqué par le coup de bélier.

VI.2.1. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

✚ Les volants d'inertie

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

Le volant d'inertie le 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.

✚ Les 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 de pompage et raccordée au refoulement.

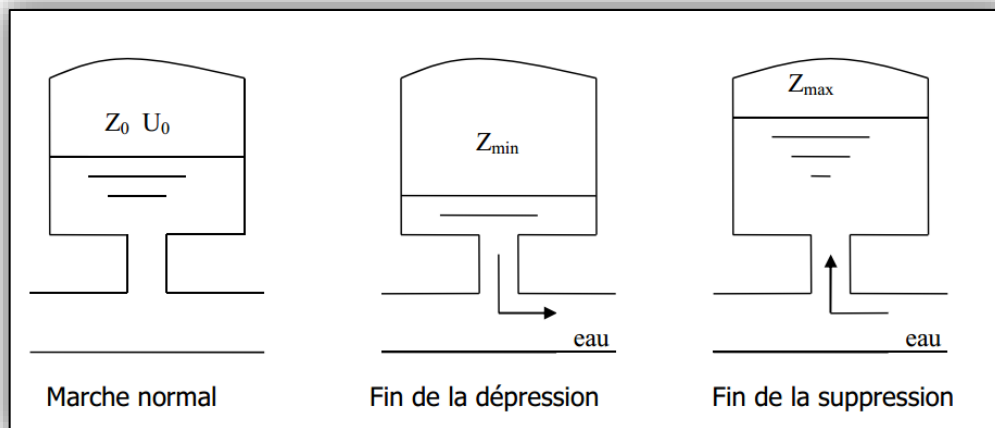


Figure : VI.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

✚ Les cheminées d'équilibre

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

✚ Soupapes de décharge

Les soupapes de décharges sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

☞ On propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.2.1.1. Calcul des réservoirs d'air

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure suivante :

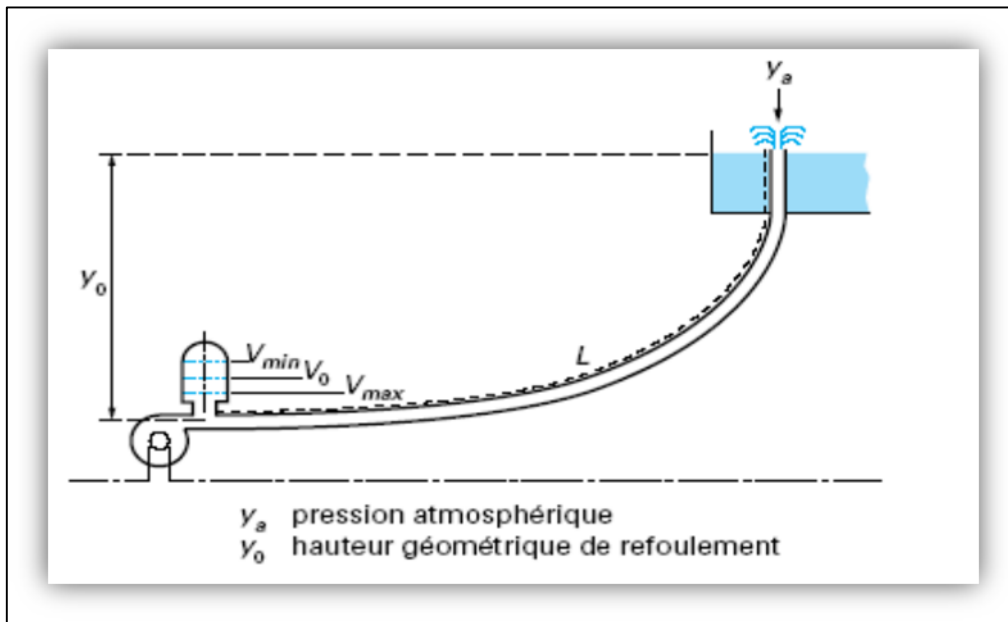


Figure VI.2 : Emplacement d'un réservoir d'anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

✚ 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.

VI.2.1.1.1. Dimensionnement de réservoir 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.

✚ On utilise la méthode de VIBERT notre réservoir d'air :

1. La charge tenant compte du coup de bélier

$$Z = H_g + \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots \text{(VI.1)}$$

- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;
- g : l'accélération de pesanteur ;
- C : La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} \dots \dots \dots \text{(VI.2)}$$

Avec :

- c : célérité d'onde ;
- A : constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900
- B : constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3
- D : diamètre intérieur de la conduite en (m).
- e : épaisseur du tuyau en (m).
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau VI.1 : Coefficient k pour divers matériaux

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-Ciment	P.V.C	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83

Source (Ouahab, Septembre 2014)

2. La charge statique absolue

$$Z_0 = 10 + H_g \dots\dots\dots (VI.3)$$

3. La charge maximale absolue

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{CV_0}{g} \dots\dots\dots (VI.4)$$

D'où :

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

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

- U_{max} c'est volume du réservoir d'air.

Application :

1. Les données de base

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

Tableau VI.2 : Les caractéristiques de tronçon de l'adduction par refoulement.

Tronçon	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)
SP - Réservoir R1300	160	130,8	0,0121	1,7	2730	51

2. Calcul de la célérité d'onde c

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{130.8}{14.6}}} = 351,81 \text{ m/s.}$$

3. Calcul les charges

- La charge statique absolue :

$$\begin{aligned} Z_0 &= 10 + Hg \\ Z_0 &= 10 + 51 \\ Z_0 &= 61 \text{ m.} \end{aligned}$$

- La charge maximale absolue :

$$\begin{aligned} Z_{\max} &= Z_0 + \frac{CV_0}{g} \\ Z_{\max} &= 61 + \frac{351.81 \cdot 1.7}{9.81} = 61 + 60,97 \\ Z_{\max} &= 121,97 \text{ m.} \end{aligned}$$

4. Calcul de volume d'air de réservoir

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

Station	Z ₀ (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	Z _{max} (m)	Z _{max} / Z ₀	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀	U ₀ /L*S	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)
SP	61	1,7	9,81	122	2	0,15	0	0,0125	0,54	0,46	0,85

☞ Donc on prend un volume du réservoir normalisé de 1000 l.

VI.2.2. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne (la loi de manœuvre) sur cette conduite.

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr. B. SALAH :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots \text{(VI.5)}$$

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³.
- E_m : module de Young du matériau de la conduite en fonte ; E_m = 3.10⁹ Pascal
- E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.
- ν_m : coefficient de poisson du matériau ; ν_m =0,46 (PEHD).
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; ν_s=0.35.
- e_m : Epaisseur de la conduite (m).
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

Tableau VI.4 : Caractéristiques de tronçon (point de piquage - SP)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{interieur} (mm)	L (m)	Hg (m)	Vitesse (m)
PE100 PN06	200	7,2	185,6	7080	34	0,85

Tableau VI.5 : Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction gravitaire

K (Pa) (x10 ⁹)	P (Kg/m ³)	v _m	v _s	Es (Pa) (x10 ⁸)	Em(Pa) (x10 ⁹)	a	e _m	C
						(m)	(m)	(m/s)
2,07	1000	0,46	0,33	2	3	0,0928	0,0072	509,54

La charge tenant compte du coup de bélier :

- La surpression :

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots(\text{VI.6})$$

- La dépression :

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots(\text{VI.7})$$

Avec :

$$b = \frac{c v_0}{g} \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

Tableau VI.6 : Calcul de surpression et dépression

Tronçon	V ₀ (m/s)	b (m)	Hg (m)	Hs (m)	Hd (m)
point de piquage - SP	0,85	44,15	34	78,15	-10,15

☞ Le temps de retour de l'onde de déformation est régit par la formule suivante :

$$tr = \frac{2 \cdot L}{c} \dots\dots\dots(\text{VI.9})$$

- tr : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- c : célérité d'onde (m/s).

Tableau VI.7 : Calcul du temps de retour de l'onde de déformation

Tronçon	L (m)	c (m/s)	tr (s)
point de piquage - SP	7080	509,54	27,79

Donc il faut choisir un robinet de temps de fermeture t' tel que :

$$t' > t_r$$

☞ On choisit un robinet de temps de fermeture de 5 minutes et on calcul la valeur de la surpression via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 * L * V_0}{g * t} \dots \dots \dots \text{(VI.10)}$$

- L : la longueur de la conduite (m) ;
- V_0 : Vitesse d'écoulement m/s ;
- g : l'accélération de pesanteur ;
- t : le temps de fermeture du robinet vanne (s).

Tableau VI.8 : Calcul de surpression et dépression

Tronçon	L (m)	T (s)	V_0 (m/s)	b (m)
point de piquage - SP	2730	300	0,85	4,09

Et donc

$$H_s = 34 + 4.09 \quad \rightarrow \quad H_s = 38.09 \text{ m}$$

$$H_d = 34 - 4.09 \quad \rightarrow \quad H_d = 33.91 \text{ m}$$

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire pour les types d'adduction.

Dans le cas d'une adduction gravitaire, la protection des conduites contre le coup de bélier se fait par le calcul de la loi de manœuvre, les calculs nous donnent une durée de 5 min pour minimiser les effets du coup de bélier.

Et pour éviter le risque provoqué par l'arrêt brusque de la pompe on a muni la station de pompage par un réservoir d'air de 1000 l.

Introduction

La réalisation d'un système d'adduction nécessite une organisation de chantier afin de minimiser la dure et le frais.

L'exécution de ces principaux travaux fait signe de démarrage du chantier de construction de l'aménagement hydraulique et de proposer l'exécution des travaux la plus économiques.

VII.1. Différents travaux connus sur notre chantier**VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont:

VII.1.1.1. Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ... etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10 cm.

VII.1.1.2. Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$.

VII.1.1.3. Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10 cm de gros béton au fond des fouilles.

VII.1.1.4. Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

VII.1.1.5. Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demi-poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

VII.1.1.6. Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.1.2. Travaux concernant l'adduction

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

VII.1.2.1. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus selon le type de sol. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

VII.1.2.2. 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.

VII.1.2.3. 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 10 cm dans notre cas.

VII.1.2.4. Pose des conduites

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

VII.1.2.5. Remblayage des tranchées

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

VII.1.2.6. Nivellement et compactage

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

VII.2. Calcul des volumes des travaux

VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage SP

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de forme qui diffère des stations de pompage classiques, en effet elle est constituée de deux niveaux et plusieurs compartiments, l'emprise totale de station de pompage est de $5,1 \times 14,1 = 71,91 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles $h = 1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carrée de côté $0,4 \text{ m}$ et de hauteur $h = 1 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $b = 0,4 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 5,5 \text{ m}$
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de $e = 7 \text{ cm}$.
- 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 largeur de $b = 0,4 \text{ m}$.
- Le nombre total des poteaux est de 14 poteaux de dimensions $0,4 \times 0,4 \times 5,5$.

VII.2.1.1. Calcul du volume de décapage

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

$$D'où V = S \cdot h = 71,91 \times 0,1 = 7,191 \text{ m}^3.$$

Donc le volume de décapage est estimé à **7,19 m³**.

VII.2.1.2. Calcul du volume d'excavation (Fouilles)

$$\text{Pour une fouille } V_f = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3.$$

$$\text{Pour 14 fouilles ; } V_{exc} = 3,375 \times 14 = 47,25 \text{ m}^3.$$

$$V_{exc} = 47,25 \text{ m}^3.$$

VII.2.1.3. Calcul du volume de remblai

- Volume de remblais des cases :

$$V_{rc} = 10 \times 2.12 \times 1.4 = 29.68 \text{ m}^3$$

- Volume de remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 14 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (0.4 \times 0.4 \times 1.1)] = 41.38 \text{ m}^3$$

$$V_{rtot} = 41.38 + 29.68 = 71.06 \text{ m}^3$$

VII.2.1.4. Calcul du volume de béton armé

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

❖ **Semelles**

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 14 \times 0,9 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$V_s = 12.6 \text{ m}^3$$

❖ **Demi – poteaux**

$$V_{dp} = 0,4 \times 0,4 \times 1 \times 16$$

$$V_{dp} = 2,24 \text{ m}^3$$

❖ **Poutre inférieure**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 13 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 4 \times 6) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14)$$

$$V_{pinf} = 9.184 \text{ m}^3$$

❖ **Chape inférieure**

La chape inférieure à une épaisseur de 7 cm

$$\text{On aura : } V_{cinf} = (2.12 \times 1.4 \times 10) \times 0.07$$

$$V_{cinf} = 2.078 \text{ m}^3$$

❖ **Poteaux**

$$V_p = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 \times 14 = 12.32 \text{ m}^3$$

❖ **Chape supérieure**

$$V_{cs} = (13 \times 4) \times 0.07 = 3,64 \text{ m}^3$$

Volume de béton armé total

$$V_{be.tot} = 42.06 \text{ m}^3$$

VII.2.1.5. Béton de propreté

L'épaisseur est de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 14 \times 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 3,15 \text{ m}^3$$

VII.2.1.6. Maçonnerie❖ **Maçonnerie mur**

On utilise le type de briques :

Briques (30x20x10) Si=0,06 m²

- Surface du mur

$$S = 2 * \{ S_{murs} - [S_{fenetre} + S_{portes}] \}$$

$$S = 2 * \{ [10 * 2.12 * 5.5 + 4 * 1.4 * 5.5] - [3 * 1.2 * 2.2 + 2.5 * 1.6 + 3 * 3] \}$$

$$S = 261.76 \text{ m}^2$$

$$N_b = 261.76 / 0.06 = 4363 \text{ briques.}$$

- Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b + 100 = 100 + 4363 = 4463 \text{ briques}$$

- Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure

$$S = 2 * 0.9 * (10 * 2.12 + 4 * 1.4) = 48.24 \text{ m}^2$$

$$N_b = 48.24 / 0.06 = 804 \text{ briques.}$$

Nombre de briques total

$$N_{btot} = 4463 + 804 = 5267 \text{ briques}$$

Tableau VII.1 : Récapitulation de volume des travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	71,19
2	Excavation	m ³	47.25
3	Remblai compacté	m ³	71.06
4	Béton de propreté	m ³	3.15
5	Béton Armé	m ³	42.06
6	Maçonneries	Unité	5267

VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.3.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h$$

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

- b : largeur de la tranchée ;

- h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc}$$

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

- L_{exc} : distance entre deux coupes consécutives.

VII.3.1.1. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).
- h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.3.1.2. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,5 \text{ m.}$$

- b : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

VII.3.2. Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L$$

- V_s : volume du lit de sable (m^3) ;
- e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;
- L : longueur de la tranchée (m).

VII.3.3. Remblais compacté

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

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 * b * L.$$

$$V_c = S * L.$$

VII.3.4. Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

- K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,3$

Tableau VII.2 : Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface	Longueur (m)	H _{tr} (m)	B (m)	V _{exc} (m ³)	V _{conduite} (m ³)	V _s (m ³)	V _{remblai} (m ³)	V _{evacué} (m ³)
200	0,03	7080	1,2	0,7	5699	222,31	743,4	4733,7	2675,5
160	0,02	2730	1,1	0,66	2000	54,86	270,27	1674,9	925,13
Total					7699	277,17	1013,7	6408,6	3600,7

VII.3. Devis estimé pour la réalisation du projet

Tableau VII.3 : Devis estimé pour la réalisation du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
I Travaux d'adduction					
1	Terrassements à la machine en terrain ordinaire	m3	7699,4	250	1 924 850,00
2	Fourniture et pose de sable fin ou tuff ,ép= 10 cm	m3	1013,67	800	810 936,00
3	Remblais compacté	m3	6408,55	10	64 085,50
4	Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique	m3	3600,6635	20	72 013,27
II Canalisation et pièces spéciales					
1	Fourniture Pose de conduite en PEHD PEHD PN16 -DN 160	ml	2730	6 844,50	18 685 485,00
2	Fourniture Pose de conduite en PEHD PEHD PN10 -DN 200	ml	7080	3 036,15	21 495 942,00
3	Fourniture Pose des ventouses pour Φ200	U	9	55 000,00	495 000,00
4	Fourniture Pose des ventouses pour Φ160	U	3	45 000,00	135 000,00
5	Fourniture Pose des Vanne de sectionnement Φ200	U	12	55 000,00	660 000,00
6	Fourniture Pose des Vanne de sectionnement Φ160	U	9	50 000,00	450 000,00
7	Fourniture Pose des Robinet de vidange Φ200	U	2	55 000,00	110 000,00
8	Fourniture Pose des Robinet de vidange Φ160	U	9	50 000,00	450 000,00
III Génie-civil					
1	Réalisation de regards en béton armé (armatures en T10 en double nappes, d'épaisseur 15 cm),y compris tampon en fonte ,dimension :1,0 x1,0x1,2 m	U	44	50 000,00	2 200 000,00
2	Fourniture et Pose de tabernacles et bouches à clé pour vannes, y compris brides et toutes sujétions de bonne exécution	U	44	7 000,00	308 000,00
IV Station de pompage					
1	Décapage	m3	71,19	100	7119
2	Volume déblai	m3	47,25	100	4725
3	Béton de propreté	m3	6,15	10 000,00	61500
4	Béton armé	m3	42,06	40 000,00	1682400
5	fenêtre (1,2 X 2,2) m2	U	3	7 000,00	21000
7	Porte principale	U	1	40 000,00	40000
8	Portes secondaires	U	2	9 000,00	18000
9	Briques	U	5267	23	121141
10	Réservoir d'air 1000 l	U	1	70 000,00	70000
11	Pompe (122 m-22,9 l/s)	U	2	500 000,00	1000000
VII Divers					
1	Défection et remise à l'état initial des trottoirs y compris béton, carrelage, treillis à souder et toutes sujétions de bonne exécution	m2	370	2 500,00	925 000,00
2	Fourniture et pose de grillage avertisseur couleur bleue	ml	9 810,00	100	981 000,00
Total HT					10 311 769,77
TVA 19%					1 959 236,26
Total en TTC					12 271 006,03

VII.4. Les engins de chantier**VII.4.1. La pelleteuse (ou pelle hydraulique)**

La pelleteuse (appelée également pelle mécanique hydraulique ou excavatrice) est constituée d'un châssis sur chenilles ou pneus, d'une tourelle pivotante à 360°, d'un moteur hydraulique ainsi que d'un bras constitué de 3 équipements : une flèche, un balancier et un godet.

Si les travaux prévoient des déplacements importants ou sur goudron, la pelleteuse sur pneus est à privilégier, dans les autres situations, la pelleteuse sur chenille apporte plus de stabilité et de mobilité et permet d'accéder à des zones difficiles : plus les chenilles sont larges et plus la pression au sol est petite et la stabilité meilleure, par contre on augmente l'usure et l'énergie nécessaire pour les virages. Il y a donc un compromis à trouver entre les deux.

Lorsqu'elle est de petite taille, la pelleteuse est souvent appelée mini pelle. Cette dernière est plus adaptée en zone urbaine ou pour des travaux plus modestes.

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.



Figure VII.1 : Pelle hydraulique (Source :<http://tractor.fr>)

VII.4.2. Les bulldozers (ou boteurs)

Le bulldozer est un tracteur monté sur chenilles ou sur pneus. Il est constitué d'une lame frontale qui peut être abaissée ou levée grâce à deux bras articulés (position basse pour le terrassement et position haute pour le transport). Cette lame est parfois inclinable par pivotement autour d'articulations horizontales.

La principale fonction de cet engin de terrassement est de pousser des matériaux par raclage du sol, par exemple pour niveler un terrain. Il est également utilisé pour pousser une décapeuse (scraper) qui permet d'extraire les matériaux du sol.

Le bulldozer et l'angledozer sont des engins commodes pour :

- Nivelier des terrains ;
- Décapier de la terre végétale ;

- Faire le régalage des terres ;
 - Déboiser ;
 - Pousser des décapeuses ;
 - Tirer des charrues ;
- faire du ripage.



Figure VII.2 : bulldozers (Source :<http://tractor.fr>)

VII.4.3.Le chargeur (ou chargeuse)

Le chargeur fait partie des engins de terrassement les plus populaires. C'est un engin de chantier sur pneus muni de roues imposantes lui permettant la pratique de tous types de terrains. Sa benne de grande taille située à l'avant, aussi appelée godet, peut effectuer des mouvements verticaux et pivoter sur son axe porteur.

A noter qu'il existe des modèles sur chenilles qui apporte une meilleure stabilité dans les zones difficiles d'accès, mais la vitesse de déplacement les rend peu pratiques. Il existe également des chargeuses compactes plus adaptées en milieu urbain.

Couramment utilisé sur les chantiers de terrassement, le chargeur permet de transporter/déplacer rapidement une quantité non négligeable de matériaux d'un point à un autre.

Très largement utilisé dans les chantiers de terrassement, il permet, outre le chargement des camions, de créer, modifier, et déplacer de manière rapide des tas de terres excavées.



Figure VII.3 : chargeuse (Source :<http://tractor.fr>)

VII.4.4. Les décapeuses (ou scraper, ou motor-scraper)

La décapeuse possède une benne avec tiroir éjecteur, qui se baisse plus bas que le niveau du sol, pour extraire la matière en arasant le sol. Ces engins de terrassement ne sont généralement pas autonomes et sont souvent poussés à l'aide d'un bulldozer.

La décapeuse permet de réaliser des volumes supérieurs aux pelleteuses classiques qui chargent des tombereaux et d'imprimer un rythme plus soutenu. Mais, elle ne peut être utilisée que pour du terrassement de masse et pour des chantiers pour lesquels la distance entre l'emprunt et le dépôt est réduite (vitesse de déplacement limitée). ()

Généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaisser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.



Figure VII.4 : La décapeuse scraper (Source : <http://tractor.fr>)

VII.4.5. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Les compacteurs sont utilisés pour :

- Augmenter la densité en place des sols
- Réduire la perméabilité des sols,
- Améliorer la stabilité des sols en remblais,
- Éviter une trop grande déformation des sols
- Assurer une meilleure longévité des surfaces de roulement.



Figure VII.5 : Compacteur (Source : <http://Monolocamat38.com>)

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de station de pompage l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux.

Comme deuxième étape, nous avons calculé le cout de la station de pompage et celle de l'adduction et en fin on a fait le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Introduction

Dans ce présent chapitre nous présenterons les différentes étapes de la gestion des réseaux l'alimentation en eau potable qui touche toutes les infrastructures de notre système d'adduction afin de garantir le bon fonctionnement jusqu' à l'horizon d'étude.

VIII.1. But de la gestion

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

VIII.2. Contrôle des ouvrages de stockage

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation où d'entretien peuvent concerner les réservoirs qui trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

VIII.2.1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on site :

VIII.2.1.1. Le Contrôle**VIII.2.1.1.1. Contrôle hebdomadaire**

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

VIII.2.1.1.2. Contrôle semestriel

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

VIII.2.1.1.3. Nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VIII.3. Contrôle des réseaux d'adduction**VIII.3.1. Entretien des adductions**

Les travaux d'entretien du réseau de distribution et de l'adduction concernent les conduites et tous les accessoires qui les accompagnent.

Ces travaux sont :

- Surveillance et entretien
- Actions de réductions des pertes.

VIII.3.1.1. Surveillance et entretien

La surveillance et l'analyse des états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau permettent de mieux appréhender les problèmes qui surviennent dans le réseau.

Cela consiste à :

- Faire un entretien périodique (visite, graissage, révision) des organes mécaniques des appareils de fontainerie ;
- Vidanger et purger les régulateurs de pression ;
- Vérifier le bon fonctionnement des ventouses ;
- Resserrer les presse-étoupe des vannes.

VIII.3.1.2. Actions de réduction des pertes en eau

Pour réduire les pertes en eau dans l'adduction et dans le réseau de distribution, deux actions sont nécessaires pour l'exploitant ; la première, la plus importante est la recherche et la réparation des fuites. La seconde plus ou moins importante est le comptage. (Ouahab, Septembre 2014)

VIII.3.1.2.1. Recherche et réparation des fuites et des pertes

a- Les pertes.

☞ Les pertes techniques :

Elles sont dues :

- Au débordement des réservoirs dues soit mauvais fonctionnement du flotteur ou de la vanne de vidange.
- Aux fuites sur conduites et branchements particuliers engendrées par les casses et leurs différentes causes.
- Aux fuites sur robinets, vannes et colliers dues à un mauvais serrage des joints, des presses étoupe des vannes et des colliers de prise.

☞ Les pertes administratives

Ce sont les eaux consommées mais non comptabilisées. On citera :

- La consommation des organismes publics,
- La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs
- Absence de compteurs chez les abonnés.

b- Les fuites

Ce sont des pertes physiques de quelques quantités d'eau, mais qui n'empêchent pas le fonctionnement normal du réseau.

Les fuites sont généralement localisées dans les joints, les vannes, les raccordements, les points de jonction entre deux éléments ou dans le corps même de la conduite.

Cause des fuites

- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés.
- Excès de pression.

Effets des fuites

- Risque de dégradation de la qualité de l'eau suite à l'introduction d'eau polluée.
- Perturbation de la circulation suite aux inondations.

VIII.3.1.2.2. Détecte et gestion des fuites

Trouver, quantifier et gérer les fuites est un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement en eau existants. Elles représentent souvent la plus importante cause des pertes dans le système et peuvent atteindre jusqu'à 30 % de l'eau captée, même dans les systèmes bien gérés. Des taux de fuites de 80 à 90 % ne sont pas rares. Parmi les difficultés à gérer les fuites, on peut noter que :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites ;
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière. Il est possible d'identifier, et même, ce qui est préférable, de quantifier les points de vulnérabilité ;
- Les opérations de réparation et de gestion des déperditions sont des investissements rentables. Il s'avère en général moins coûteux de maîtriser les fuites que de prélever dans une nouvelle source d'approvisionnement le volume d'eau équivalent à l'eau économisée.

Plusieurs méthodes ont été développées afin de permettre la détection des fuites et même leur localisation avec une précision plus ou moins grande. Ces méthodes sont classées en trois catégories :

- Méthodes de recherche à grande échelle ;
- Méthodes acoustiques
- Méthodes modernes.

a-Méthode de recherche à grande échelle

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau.

La méthode fréquemment utilisée pour la délimitation de la zone de la fuite est l'isolement des tronçons soupçonnés de fuite et la pose de compteurs en amont et en aval de ceux-ci. Il reste ensuite à détecter la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

b-Méthodes acoustiques

Les méthodes de détection utilisées sont toutes basées sur le bruit émis par les fuites. L'écoute du bruit causé par la fuite peut se faire soit par contact direct avec la conduite et tout ce qui y est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol.

Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain.

L'écoute et l'analyse de ce bruit permettent de déterminer une zone plus ou moins importante de détection de la fuite. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier etc.). L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.

c-Méthodes modernes

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites.

On citera :

- Technique de photographie aérienne, notamment dans le domaine de l'infrarouge, la prise de photographies permet de déceler des zones de températures différentes résultant de la fuite ;

- Utilisation des traceurs radioactifs : détection de radioactivité intense aux zones des fuites ;

- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées, branchements clandestins, etc.

VIII.3.1.2.3. Réparation des fuites

Après la détection des fuites, on procèdera à sa réparation. Plusieurs dispositions sont à prendre lors de la réparation :

- faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite ;

- ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite ;

Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de procéder au contrôle de la qualité de l'eau.

VIII.3.1.2.4. Le comptage

Une partie considérable des pertes d'eau est due au sous comptage. Pour améliorer le comptage de l'eau du réseau, une bonne gestion des compteurs à la production et au niveau des abonnés s'impose.

Cela consiste à :

- Vérifier la sensibilité des compteurs individuels ;

- Etendre le comptage dans les bâtiments publics sans compteurs ;

- Installation de compteurs pour les nouveaux abonnés.

VIII.4. Contrôle des pompes :

Le bon fonctionnement de la station de pompage, est assuré par l'exploitation des équipements et la gestion technique des installations, il passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

VIII.4.1. Maintenance

Pour la maintenance, il est nécessaire de prévoir :

- L'espace utile pour toute opération d'entretien ;

- Une prise d'eau claire (hygiène) ;

- Une ou des prise(s) de pression pour réception et installation (permanent/transitoires) ;

- une prise de courant pour baladeuse ou outillage électrique ;
- un moyen de levage ou sa possibilité d'installation ;
- une vidange de la conduite de refoulement ;
- la détection de présence anormale d'eau dans le local pompage.

VIII.4.2. Test des pompes

Les caractéristiques des pompes sont déterminées ou confirmées par des tests. Ceux-ci peuvent être effectués pour de nombreuses et différentes raisons et en divers endroits. Dans le but d'obtenir des résultats sans ambiguïté, des standards de tests ont été développés et agréés. Les standards requièrent un matériel contrôlé et calibré et ne sont donc généralement pas applicables directement sur site.

Un fabricant de pompe teste sa production à la fois pour des raisons de conformité et des raisons de qualité. Des tests peuvent être requis pour confirmer que les performances de la pompe correspondent bien à celles annoncées ou pour résoudre un conflit. Des tests réalisés sur place ne donnent pas une idée exacte des performances de la pompe, car la précision avec laquelle ils sont effectués ne correspond pas à celle imposée par les standards. (Ouahab, Septembre 2014)

Conclusion

Pour augmenter la durée de vie de notre adduction il faut respecter de certaines normes et conditions de fonctionnement, afin d'arriver à l'exploitation optimale qui préserve les ressources en eau et satisfaire les besoins en eau.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude d'alimentation en eau potable du village d'Ouled Bouchia à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert depuis le réservoir de tête Telesdit vers la ville de Bouira, nous avons fait l'étude d'adduction d'AEP pouvant permettre à toute la population d'avoir accès à l'eau potable, et pour atteindre cet objectif, il était nécessaire de :

Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages d'hydrauliques existant et déterminer le déficit, pour cela nous avons acheminé un transfert de 1141.03 m³/j.

Projeter des conduites d'adduction en PEHD (PN06) pour la partie gravitaire d'adduction et conduite en PEHD (PN16) pour la partie refoulement d'adduction après avoir fait une étude comparative entre deux variantes proposé.

Implanter une station de pompage qui refoule un débit de 22.89 l/s avec un HMT de 123 m, ainsi le dimensionnement d'une bache de reprise de capacité 27 m³ qui est loin de la station de pompage 10 m.

Protéger les conduites contre le phénomène de coup de bélier par un réservoir d'air qui résiste contre les fortes dépressions et les fortes surpressions.

Installer les différents accessoires le long de la conduite d'adduction pour assurer le bon fonctionnement de l'adduction.

Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs coûts estimatifs.

Citer les différentes étapes de la gestion des réseaux l'alimentation en eau potable.

Bibliographie

Bibliographie

Google Earth. [En ligne]

A.LENCASTRE. 1983. Hydraulique generale. 1983.

A.ZERARGA. 2008/2009. Etude de la chaine d'adduction de la commune de DRAA ELGAID, Wilaya de Bejaia. 2008/2009.

AHCENE, M.AIT. 2008/2009. « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) ». 2008/2009.

B.SALAH. 2014. Polycopie d'Alimentation en Eau Potable. s.l. : ENSH, 2014.

—. 2014. Polycopie d'Alimentation en Eau Potable. 2014.

DUPONT, ANDRE. 1981. HYRAULIQUE URBAINE Tome II. Paris : Eyrolles, 1981.

HAMDAOULH, MERZOUGULK. 2010. «Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Sedouk à partir du transfert Akbou-Bejaia à partir du barrage Tichi-Haf, Wilaya de Bejaia » Mémoire de fin d'étude, Master, université de Bejaia, s.l. : université de Bejaia,, 2010.

<https://tracktor.fr/blog/les-engins-de-terrassement-pour-vos-travaux>. <https://tracktor.fr/>. [En ligne]

Ishaq, ABDI. 2011. Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila), MFE. 2011.

M.CARLIER. 1972. HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE. Paris : Eyrolles, 1972.

Nadia, BENDAHMANE.B et OUBELGHA. 2006/2007. «Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMONT EL DJDID à partir de TAKHOUKHT, Wilaya de Tizi-Ouzou» Mémoire de fin d'étude. 2006/2007.

Ouahab, NECHMI Abd el. Septembre 2014. MEMOIRE DE FIN D'ETUDES. Septembre 2014.

SAUDI, Ali. Octobre 2011. MFE "etude de l'adduction des villes de Ain el Beida". Octobre 2011. p. 67.

VALIROIN.F. 1989. Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement. 1989.

—. 1994. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. s.l. : Lavoisier, 1994.

Annexe

Tableau : Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Agglomération de type rural
00-01	01	1.5	03	3.35	0.75
01-02	01	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	01	1.5	2.5	3.3	01
03-04	01	1.5	2.6	3.2	01
04-05	02	2.5	3.5	3.25	03
05-06	03	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	05	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	5.6	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (ABRAMOV, 1982)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

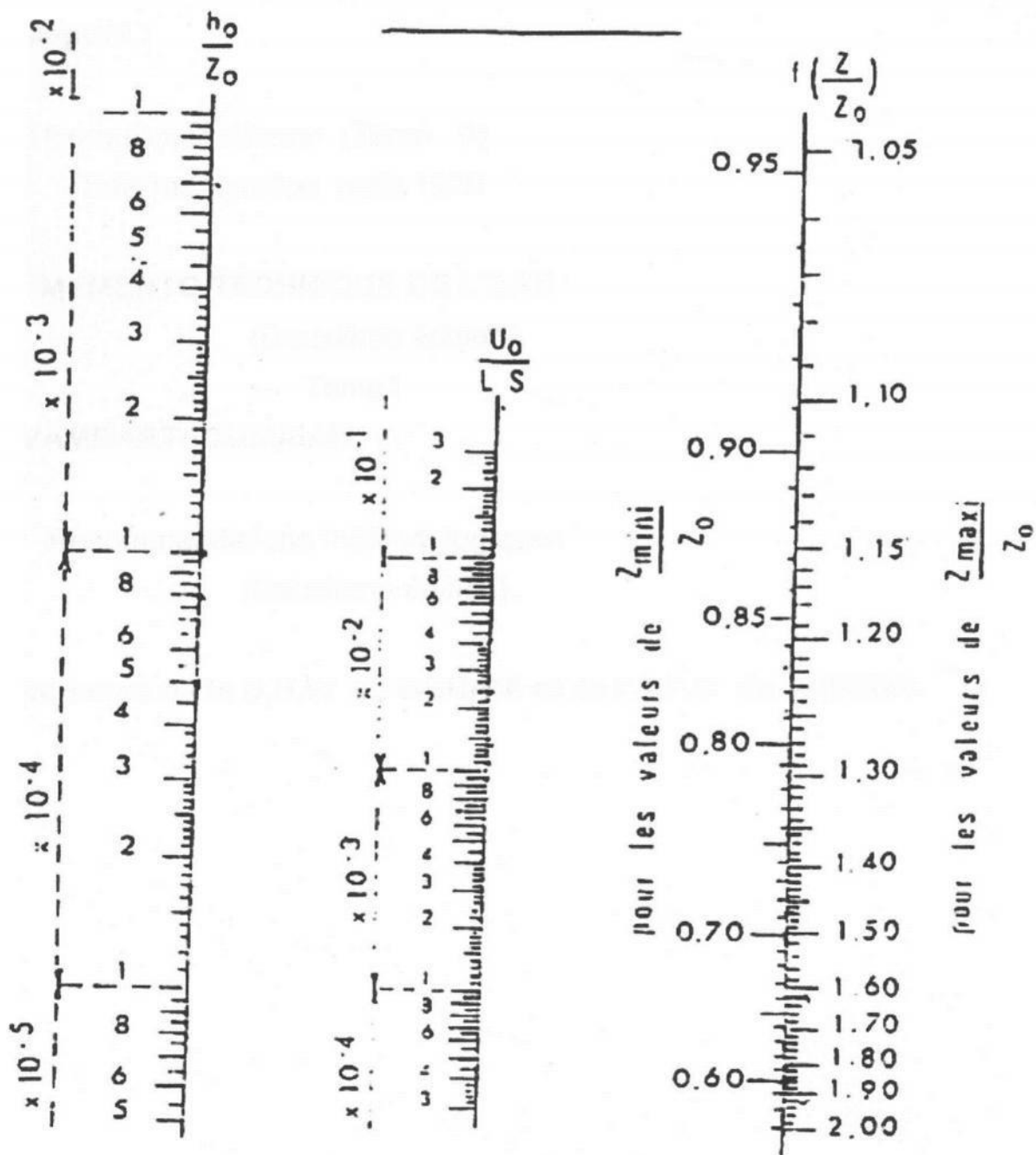


PLANCHE XXVII