

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement du reseau d'alimentation en eau potable des communes Mahelma et Rahmania (w. Alger).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-14

APA Citation (توثيق APA):

Ziane, Takieddine (2014). Renforcement du reseau d'alimentation en eau potable des communes Mahelma et Rahmania (w. Alger)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
(ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI 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 :

**RENFORCEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DES COMMUNES MAHELMA ET RAHMANIA
W.D'ALGER**

**PRESENTE PAR :
ZIANE Taki Eddine**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} .MEDDI Hind	M.C.B	Président
M. DERNOURI Yousef	M.A.A	Examinateur
M ^{me} . HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M.BOUNNAH Younes	M.A.B	Examinateur
M.TAARABET Mohamed	Ingénieur (APC de Bouinnan)	Invité
M ^{me} .MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciements

D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.

- Ma promotrice M^{me} MOKRANE.W pour son orientation, ses conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but que je réalise à bien ce projet de fin d'étude.*
- A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*
- Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail*
- Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont aidé pendant la réalisation de projet.*

ZIANE Taki Eddine

dédicaces



{ قُلْ إِنَّ صَلَاتِي وَنُسُكِي وَمَحْيَايَ وَمَمَاتِي لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ لَا شَرِيكَ لَهُ وَبِذَلِكَ أُمِرْتُ وَأَنَا أَوَّلُ الْمُسْلِمِينَ }

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

■ *Ma mère Rekia*

■ *Mon père Ali*

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

Je le dédie également à

■ *Mes frères : Salah Eddine, Nidhal, Rabie.*

■ *Mes amis : Rabie, Amine, wahabe, Mustapha, Massi, Anis, Yousef, Seifo, Mahdi, abdou, yassine, faycel, sofiane, messeoud et les autres qui sont nombreux.*

En un mot, à toute ma famille, mes amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

ZIANE Taki Eddine

ملخص

الموضوع المقترح مسجل في إطار مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب معتمد من طرف شركة المياه و التطهير لولاية الجزائر (SEAAL)، يسمح بتدعيم مخزون المياه لمركب الري « الساحل » عن طريق تدعيم شبكة تحويل المياه الموجودة ببلديتي المحالمة و الرحمانية

بعد التعريف بمنطقة الدراسة وتقدير احتياجات المياه في الوقت الحالي و إلى غاية المدى البعيد (2044)، نقوم بتقييم العجز الواجب توفيره، وبناءا على هذا قمنا بحساب أنابيب نقل المياه تقنيا واقتصاديا. حيث المياه ترفع بواسطة محطة ضخ جديدة، نقوم بدراسة هذه المحطة وإعداداتها وحساب سعتها وأبعادها.

بعد ذلك درسنا المنهجية المثلى لتسيير واستغلال محطة الضخ و وسائل حماية الأنابيب من المطرقة المائية والتأكسد، أتمنا عملنا هذا بطرق انجاز المشروع ومختلف العتاد والوسائل اللازمة له والتنظيم أثناء الأشغال.

Résumé

Le thème proposé s'inscrit dans le cadre d'un projet d'AEP agréé par la SEAAL portant sur le renforcement d'approvisionnement de complexe hydraulique « Sahel ». Il s'agit de renforcer le réseau d'adduction existant des communes de Mahelma et Rahmania.

Après avoir présenté notre région d'étude et estimer les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude 2044, Nous calculerons le déficit à combler pour assurer la quantité nécessaire de l'eau consommée.

La conduite d'adduction fonctionne en refoulement, le choix de tracé se fait du point de vue technico-économique en parallèle avec la conduite existante, en utilisant la nouvelle approche des frais d'exploitation et d'investissement pour la dimensionner, et les eaux sont relevées par la nouvelle station de pompage à construire au site du complexe hydraulique « Sahel », nous étudierons les pompes et les dimensions nécessaires pour cette station.

Nous établirons les méthodologies de bonne gestion et d'exploitation de la station de pompage, ainsi que les moyens de protection contre le coup de bélier et la corrosion de la conduite de refoulement. Nous terminerons notre travail par les méthodes de mise en œuvre, l'exécution et l'organisation de chantier.

Abstract

The proposed theme is part of a project of drinking water supply (DWS) approved by SEAAL on strengthening supply of complex hydraulic « Sahel ». This is to strengthen the existing supply network of Commons Mahelma and Rahmania

After presenting our study area and estimate water needs of the city by the year 2044, we calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed.

The chosen conduit is seen from a technical and economic point of view in parallel with the existing pipe by using the new approach of operating costs and investment to the size and the waters are identified by the new pumping station to be built at the site of hydraulic complex « Sahel »; we study the pump and the dimensions required for this station.

We will establish methodologies of good management and operation of the pumping station, and means of protection against water hammer and corrosion of the discharge. We will finish our work by the methods of implementation, execution and site security.

Sommaire

Chapitre I : Etude de reconnaissance de site d'étude

Introduction	1
I.1 Situation géographique de la zone d'étude :	2
I.1.1. Présentation de la commune de Mahelma :	2
I.1.2. Présentation de la commune de Rahmania	2
I.2 –Population actuelle :	3
I.3 Situation topographique :	3
I.4- Situation climatologique :	3
I.4.1- Climat	3
I.4.2- Température :	3
I.4.3- Hygrométrie :	3
I.4.4- Pluviométrie :	4
I.4.5- Les vents :	4
I.4.6- Sol :	5
I.4.7- Sismicité :	5
I.5-Urbanisme :	6
I.6-Présentations Hydrauliques	6
I.6.1- Source et ouvrage hydraulique	6
I.6.2- Le réseau :	7
Conclusion:	8

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Introduction	9
II-1- Evaluation de la population :	9
II-2- Catégories des besoins :	10
II-3- Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	10
II-3-1-Evaluation de la consommation moyenne journalière:	10
II-3.1.1- Besoins domestiques :	11
II-3.1.2- Les différents Besoins :	11
II.4- Récapitulation de la consommation moyenne journalière :	12
II.5- Détermination des consommations maximales et minimales journalières :	12
II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :	13
II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :	13
II.6 Etude de variations des débits horaire :	14
II.6.1. Consommation maximale horaire :	15

II.6.2 Consommation minimale horaire :	15
II.7 .Calcul de déficitde consommation :.....	21
Conclusion.....	21

Chapitre III : Etude d'Adduction

Introduction	22
III.1. Types d'adduction	22
III.1.1. Adduction gravitaire.....	22
III.1.2. Adduction par refoulement.....	22
III.1.3. Adduction mixte.....	22
III.2. Types d'écoulement	23
III.2.1. Ecoulement à surface libre	23
III.2.2. Ecoulement en charge	23
III.3. Etude des variantes.....	23
III.3.1. Proposition des variantes.....	23
III.3.2 Variante N°01.....	23
III.3.3 Variante N°02 : (variante proposé par la SEAAL).....	23
III.4. Choix du tracé	24
III.5.Choix du matériau de la conduite.....	24
III.5.1. Etude géophysique de la bande de l'adduction	25
III.6. Calcul hydraulique	25
III.6.1. Méthode de calcul	25
II.6.2.Hauteur manométrique totale	26
III.6.3.Puissance de pompage.....	27
III.6.4. Energie consommée par le pompage.....	27
III.6.5.Dépense annuelle de l'énergie.....	28
III.6.6. Amortissement annuel.....	28
III.7.Dimensionnement de l'adduction par refoulement	29
III.7.1.Calcul des frais d'exploitation de la premier variante.....	29
III.7.2.Calcul des frais d'investissement de la premier variante	30
III.7.3. Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de la premier variante	31
III.7.4.Calcul des frais d'exploitation de la deuxième variante.....	32
III.7.5.Calcul des frais d'investissement de la deuxième variante	33
III.7.6. Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de la deuxième variante	34
III.7.7.choix de la variante.....	34
III-8-1 Les ventouses.....	34

III-8-2 Les vannes	35
III-8-2-1 Robinet vanne.....	35
III-8-2-2 Robinet papillon	35
III-8-3 Les ouvrages spéciaux	35
III-8-4 Les joints des conduites en frites béton	35
Conclusion.....	36

Chapitre IV : Etude des Réservoirs

Introduction :.....	37
IV.1. Définition d'un réservoir :.....	37
IV.2. Fonctionnement d'un réservoir :	37
IV.3. Classification des réservoirs :.....	38
IV.4. Emplacement des réservoirs :.....	39
IV.5. Equipement des réservoirs :	39
IV.5.1. Equipements hydrauliques des réservoirs	39
IV.5.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :.....	40
IV.5.1.2. Conduite de départ ou de distribution :	40
IV.5.1.3. Conduite de trop plein :.....	40
IV.5.1.4. Conduite de vidange :.....	40
IV.5.1.5. Conduite By-pass :	40
IV.5.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	41
IV.5.2. Equipements de nettoyage :	41
IV.6. Entretien des réservoirs :.....	41
IV.7. Hygiène et sécurité :.....	42
IV.8. Capacités des réservoirs :.....	43
IV.8.1. Méthode analytique :.....	43
IV -9-1. Calcul la section de la cuve du réservoir :	45
IV -9-2. Calcul le Diamètre de la cuve du réservoir :	45
IV -9-3. Calcul de la hauteur d'incendie :	45
IV -10. Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	46
IV -11 Entretien des réservoirs :	47
IV -12. Hygiène et sécurité :	47
Conclusion	47

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction :.....	48
---------------------	----

V.1. Définition :	48
V.2. Couplage des pompes :	48
V.3.Choix du type de pompe.....	48
V.4.Choix du nombre de pompes.....	48
V.5 .Courbes caractéristiques des pompes	49
V .6 .Point de fonctionnement d'une pompe :	50
V .6.1: Courbe caractéristique de la conduite :	50
V .7 . Modes de réglage.....	52
V.8.Choix du moteur électrique	55
V.8.1.Critères de choix du moteur électrique.....	55
V.8.2.Caractéristiques du moteur	55
V .9 . Etude de la cavitation	56
V .9.1. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :	57
V .9.2. Conduite d'aspiration :	59
V .9.3 Conduite de refoulement:	59
V.10.Rendement de la station de pompage :	60
V.11.Bâtiment de la station de pompage :.....	61
V.11.1.Types des bâtiments des stations de pompage :	61
V.11.2.Construction du bâtiment :	61
V.11.3.Choix du type de bâtiment :.....	61
V.11.4. Partie supérieure du bâtiment :	62
V.11.4.1. Les hauteur recommandés pour les bâtiments :.....	62
V.11.4.2. Longueurs recommandés pour les bâtiments :.....	62
V.11.5 Dimensionnement du bâtiment :.....	62
V.11.5.1.La hauteur du bâtiment :	62
V.11.5.2.La Longueur du bâtiment :	63
V.11.5.2Largeur du bâtiment :	63
Conclusion.....	65

Chapitre VI : Protection des conduites (le coup de bélier)

Introduction :	66
VI.1- Les risques dus aux coups de bélier :	66
VI.1.1- Risque de forte pression :	66
VI.1.2- Pression négative :	66
VI.1.3- Fatigues des conduites :	66
VI.2- Protection contre le coup de bélier :	67

VI.2.1- Les volants d'inertie :	67
VI.2.2-Les soupapes de décharge :	67
VI.2.3-Les réservoirs d'air :	67
VI.2.4- Les cheminées d'équilibre :	68
VI.3- Analyse physique du phénomène du coup de bélier :	68
VI.3.1- Phase 01 :	68
VI.3.2-Phase 02 :	68
VI.3.3-Phase 03 :	69
VI.3.4-Phase 04 :	69
VI.4-. Calcul des réservoirs d'air	69
VI.4.1-Caractéristiques finales du réservoir d'air	74
VI.4.2-. Détails du réservoir d'air	74
VI.4.3- Installation du réservoir d'air :	75
VI.5. Protection des conduites contre la corrosion :	76
VI.5.1. Facteurs de la corrosion :	76
VI.5.2. Moyens de lutte contre la corrosion :	77
VI.5.3. Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile :	78
Conclusion.....	79

Chapitre VII : Management de projet

Introduction	80
VII.1-Acteurs du projet	82
VII.1.1- Maître d'ouvrage.....	82
VII.1.2- Maître d'œuvre.....	82
VII.1.3- Entreprise hydraulique.....	82
VII.1.4- Chef de projet	82
VII.2- Cahier des charges.....	82
VII.2.1- Objectifs du cahier des charges	83
VII.2.2- Contenu du cahier des charges	83
VII.3- rôle du chef de projet.....	83
VII.3.1- Qualités requises.....	83
VII.3.2- Négociation des moyens.....	83
VII.3.3-Organisation	84
VII.4- Etablissement du budget.....	84
VII.4.1- Estimation des coûts	84
VII.4.2- Penser aux coûts cachés.....	84
VII.5- Gestion des aléas	85

VII.5.1- Prévention des risques	85
VII.5.2- Savoir s'adapter.....	85
VII.6-Clôture du projet.....	85
VII.6.1- Penser l'avenir.....	85
VII.6.2- Faire le deuil du projet.....	86
Conclusion.....	86

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Introduction	87
VIII.1. Différents travaux à entreprendre	87
VIII.1.1. Travaux concernant la station de pompage	87
VIII.1.2. Travaux concernant l'adduction	88
VIII.1.3. Travaux concernant le réservoir	89
VIII.2. Calcul des volumes des travaux.....	89
VIII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	89
VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	92
VIII.2.3. Calcul des volumes des travaux de réservoir.....	95
VIII.3. Calcul des coûts des travaux.....	100
VIII.4. Planification des travaux	101
VIII.4.1. Définitions des tâches et leurs durées.....	101
VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	103
VIII.5. Engins.....	105
VIII.5.1. Pelle hydraulique	105
VIII.5.2. Dozer	106
VIII.5.3. Chargeur	107
VIII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	107
Conclusion.....	108

Liste des figures :

Chapitre I : Etude de reconnaissance de site d'étude

FigureI. 1:Présentation géographique de la zone d'étude

FigureI.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003)

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Figure II.2 : Variation de consommation horaire de commune de Mahelma

FigureII.1 : Histogramme de la variation de population pour déférente horizon

Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation horaire de commune de Mahelma

Figure II.4 : Variation de consommation horaire de commune de Rahmania

Figure II.5 : Courbe intégrale de la consommation horaire de commune de Rahmania

Chapitre IV : Etude des Réservoirs

Figure IV.1 : Schéma d'un réservoir.

Figure IV-02 : équipement du réservoir

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM 150/5A

Figure V.2: Point de fonctionnement de la pompe de type PM 150/5A

Figure V.3 : les dimensionnements de la pompe et le moteur électrique

Figure V.4 Schéma des équipements en amont de la pompe

Figure V.5 Schéma des équipements en aval de la pompe

Chapitre VI : Protection des conduites (le coup de bélier)

Figure VI-1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

Figure VI-2 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir

Figure VI.3 : profil en long absolu d'une conduite.

Figure VI.4 : Profil en long absolu.

Figure VI.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

Figure VI.6: Schéma d'installation du réservoir d'air.

Figure VI.7 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène

Liste des Tableaux :

Chapitre I : Etude de reconnaissance de site d'étude

Tableau I.1-Hauteurs des précipitations mensuelles en mm 2011

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Tableau II-1- Evaluation de la population de la commune de Mahelma

Tableau II-2- Evaluation de la population de la commune de Rahmania

Tableau II-3.:Tableau récapitulatif des besoins domestiques:

Tableau II.4. : Tableau récapitulatif des différentes Besoins :

Tableau II.5:Tableau récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières totales aux horizons 2030 et 2044.

Tableau II.6 :Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Tableau II.7 :Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitant

Tableau II.8: Variation du coefficient β min en fonction du nombre d'habitant

Tableau II.9: Variation du débit horaire pour la commune de Mahelmma

Tableau II.10: Variation du débit horaire pour la commune de Rahmania

Tableau II.11:Tableau des déficits à combler à l'an 2044:

Chapitre III : Etude d'Adduction

Tableau III.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Tableau III.2: Variation des HMT en fonction du diamètre

Tableau III.3: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Tableau III.4 Cout de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire

Tableau III.5 Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire

Tableau III.6: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Tableau III.7: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Tableau III.8: Variation des HMT en fonction du diamètre

Tableau III.9: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Tableau III.10 Cout de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire

Tableau III.11 Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire

LISTE DES PLANCHES :

Planche N° 1 : Tracé en plan de la conduite de refoulement DN400

Planche N° 2 : Profil en long de la conduite d'adduction de refoulement (SP-vers le réservoir 1200 m³)

Planche N° 3 : Présentation d'un réservoir de 1200 m³

Planche N° 4 : Plan de la station de pompage

Planche N° 5 : Les accessoires dans un adduction d'alimentation en eau potable

Nomenclature

SEAAAL : Société des eaux et de l'assainissement d'Alger

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

R : revanche (m).

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

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

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

R_e : Nombre de Reynolds ;

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

ε : Rugosité absolue de la conduite (mm);
(m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur(m) ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur(m) ;

r : marge de sécurité (m) ;

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration(m) ;

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau de la bêche d'aspiration (m) ;

C : Célérité en (m/s) ;

k : Coefficient d'élasticité de l'eau ;

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

Z_0 : La pression absolue en (m.c.e)

U_{max} : volume du réservoir d'air(m^3) ;

S_c : section de la conduite (m^2) ;

t' : le temps de fermeture du robinet vanne (h) ;

σ_{admi} : Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation (MPa) ;

Introduction Générale

L'accès à l'eau potable pour tous est un enjeu vital, facteur de développement social et économique. Mais nous constatons que cet or bleu est très mal géré suite à diverses raisons. Les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés à d'énormes défis tels que la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau, le contexte socio-économique et la disponibilité de l'eau.

Face à ce déficit majeur le gouvernement Algérien a orienté sa politique depuis quelques années vers le secteur de l'eau sur tout le territoire national. Les communes de Mahelma et Rahmania situées à l'ouest d'Alger font l'objet de l'étude du présent mémoire.

Les Agglomérations Secondaires des communes de Mahelma et Rahmania sont alimentées par un champ de captage de Mazafran, et l'eau refoulée par une nouvelle station de pompage. Malgré cela le débit et la pression sont insuffisants Dans les réseaux des Agglomérations Secondaires.

Dans ce présent mémoire nous allons faire l'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable des communes de Mahelma et Rahmania

Pour l'élaboration de notre projet, nous allons effectuer le travail en abordant les chapitres suivants :

Dans le premier chapitre nous commençons par la présentation des communes de Mahelma et Rahmania.

Dans le chapitre II, nous passerons à l'évaluation des besoins en eau .

Le chapitre III,IV ,V et VI feront l'objet du dimensionnement des différentes composantes du système projeté .

Le management du projet et l'organisation du chantier seront traités dans les chapitres VII et VIII.

En fin nous terminerons par une conclusion générale .

Chapitre I : Etude de reconnaissance de site d'étude

Introduction

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique; et cela nous permet de mener à bien notre travail.

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

Notre zone d'étude est composée à deux communes : commune de Mahelma et commune de Rahmania

Cette zone d'étude est délimitée par :

- A l'Est par : Douera , Oueled Fayet .
- A l'Ouest par : Zeralda, Douaouda.
- Au nord par : Souidania, Zeralda.
- Au sud par : Ben Khilil, koléa, Douera.



Figure I. 1:Présentation géographique de la zone d'étude

I.1.1. Présentation de la commune de Mahelma :

La Commune de Mahelma est une commune de la wilaya d'Alger, située à 30 km au Sud-Ouest d'Alger.

Cette Commune est délimitée par :

- Au Nord Est par la commune de Souidania
- Au Sud et Sud Ouest par la Commune Ben Khelil
- A l'Ouest parla Commune de Zeralda et Douaouda.
- A l'Est par les communes de Rahmania et Douera.

La Commune de Mahelma est située à environ 30 km au sud-ouest d'Alger sur le Sahel algérois. Au nord se trouve le début de la plaine de Zeralda jusqu'à la limite de la forêt des planteurs ; au sud, la bordure et le versant sud du Sahel algérois jusqu'à la mitidja ; à l'ouest, la bordure ouest du Sahel algérois et de l'Oued Mazafran

la commune de Mahelma est constituée à partir des localités suivantes : Sidi Abdellah, Nezali, Mahelma, Boukhelif, Zaatria, Plateau de Mahelma, Haddadou et Boukhelkhal.

I.1.2. Présentation de a commune de Rahmania :

la commune de Rahmania est une commune de la wilaya d'Alger, se situe sur le Sahel algérois, à environ 25 km au sud-ouest d'Alger.

Cette Commune est délimitée par :

- Au Nord parla commune de Souidania
- Au Sud parla commune de Douera.
- A l'Ouest par la Commune de Mahelma
- A l'Est parla commune de Douera

La commune est constituée d'une agglomération principale, Rahmania (chef-lieu) et de trois agglomérations secondaires : Haouch Scalladji, Naâmoun El Amri et Mahieddine Mustapha

I.2 –Population actuelle :

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en juin 2008, la population du chef-lieu de commune de Mahelma s'élève à P= 20758 habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'ONS) qui s'est traduit par un taux d'accroissement T=2.2 %

La population du chef-lieu de commune de Rahmania s'élève à P= 7396 habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'ONS) qui s'est traduit par un taux d'accroissement T=2.2 %

La commune de Rahmania est la moins peuplée de toute la wilaya d'Alger, elle est la seule à compter moins de 10 000 habitants

I.3 Situation topographique :

La région et ses alentours reposent sur un relief quasiment plat de très faible de 2% à 5% environ du sud vers le nord.

Elle présente un relief uniforme, avec une faible pente dans les altitudes variant de 53 à 64 MNGA dans le sens Nord-Sud ,55à60 MNGA d'Ouest à l'Est.

I.4- Situation climatologique :**I.4.1- Climat**

La région de Mahelma et Rahmania bénéficie du climat méditerranéen avec alternance d'une saison sèche et chaude (mai septembre) et d'une saison humide (octobre- avril), elle subit pratiquement les mêmes variations saisonnières que la zone côtière. –

I.4.2- Température :

Elles varient d'année en année, mais généralement elles sont de l'ordre de 10°C en hiver et de 33°C en été, ceci n'est bien entendu que la moyenne qu'on puisse avoir.

I.4.3- Hygrométrie :

La variation annuelle de l'humidité relative est moyennement faible, de mai en septembre la moyenne n'atteint pas 70%.

I.4.4- Pluviométrie :

Les pluies du printemps sont impotentes mais l'été et sec , pluviométrie est irrégulière .

La présence de nombreuses nappes souterraines alimentées par les pluies tombées sur les pentes de l'atlas blindées permet d'irriguer facilement durant la période sèche. L'eau est disponible à une faible profondeur avec une quantité suffisante.

Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (octobre avril) . les précipitations sont intenses de novembre à février quant au mois de juin –juillet et août , le nombre de jours de pluie est insignifiant.

On remarque que les précipitations accusent donc une régularité non seulement annuelle mais aussi mensuelle. On peut se faire une idée des précipitations de la région à travers les observations faites à la station de Mahelma qui est la plus proche située 08km sur une moyenne de 40ans. Ces données nous ont été fournies par ANRH.

Tableau I.1-Hauteurs des précipitations mensuelles en mm 2011

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Total
P (mm)	32	75	98	123	127	65	113	58	44	20	3	8	766
%	4,2	9,8	12,8	16,1	16,6	8,5	14,8	7,6	5,7	2,6	0,4	1	100

Source:(ANRH);Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (Blida). (Station de Mahelma)

I.4.5- Les vents :

Le maximum de force des vents se situe au cours de l'hiver et le minimum à la fin de l'été, les vents locaux sont prédominants Ouest et Nord-ouest avec quelques vents nord-est. Adoucissent le climat durant la saison chaude, le sirocco est arrêté par le contrefort du djebel chréa (Atlas Blidéen)

I.4.6- Sol :

Le périmètre qui nous intéresse est constitué essentiellement d'alluvions récentes (limons argileux sableux) avec des poches d'alluvions anciennes (limons caillouteux de terrasse) situées au centre dans le périmètre d'étude, ainsi qu'au sud-est et sud-ouest.

La région de Mahelma et Rahmania est très homogène.

I.4.7-. Sismicité :

Les règles parasismiques algériennes sont émises par le R.P.A, modifié et complété par un agenda après le séisme du 21Mai 2003 .il a été élaboré le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique).

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, qui sont les suivantes :

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte

La région de Mahelma et Rahmania est caractérisée d'une moyenne sismicité. Elle est classée dans la zone IIa, suivant les recommandations parasismiques d'Algérie (le 21 mai 2003).

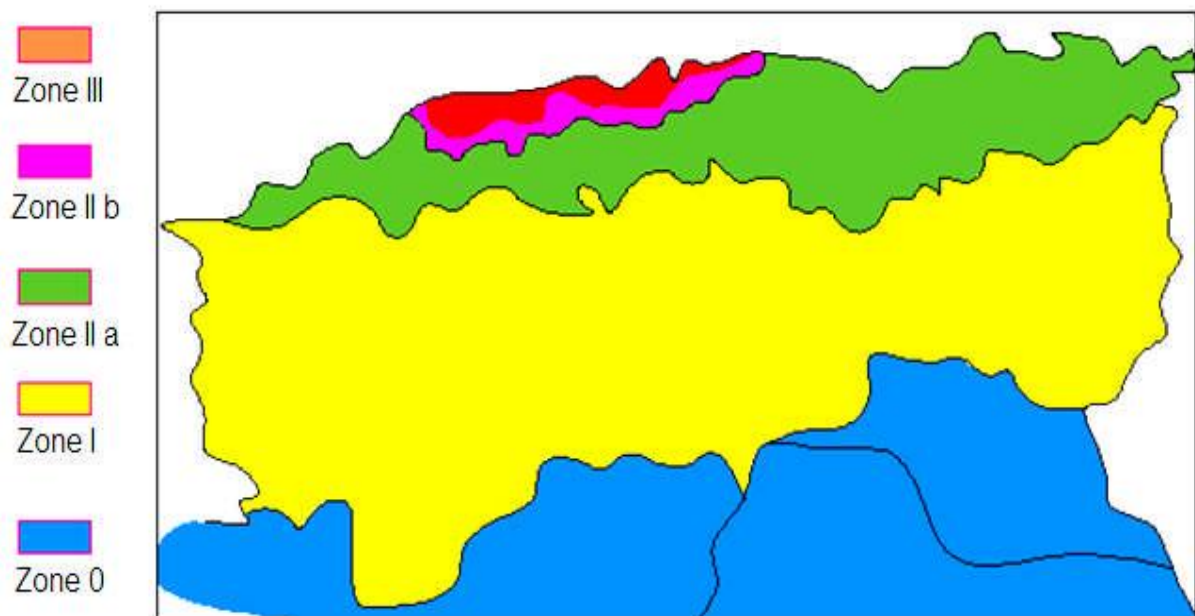


Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003)

I.5-Urbanisme :

Les communes de Mahelma et Rahmania font partie de la circonscription administrative de Zeralda, elles sont classées comme villes touristiques

La ville de Mahelma compte plusieurs quartiers (cité segna, canadien, DNC). Le centre ville garde toujours son aspect colonial avec petites demeures et villas typiquement françaises.

Il existe des structures administratives (postes, mairies, impôts, assurances), sanitaires (polycliniques et dispensaires, médecins privés en nombre toutes spécialité confondues). Il existe également une école primaire dans chaque quartier. La ville compte un marché couvert, un bazar ou l'on vend de tout.

I.6-Présentations Hydrauliques

I.6.1- Source et ouvrage hydraulique

La principale source d'approvisionnement en eau potable de la région du Sahel d'où notre zone d'étude est les deux champs captant Mazafran I et II arrivant au réservoir « REGUIEG KADDOUR » avec des conduites de diamètre $\Phi 1200$ et $\Phi 1250$ mm, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Avec les deux stations de pompage SP1 et SP2 qui sont refoulent un débit de 155l/s, l'eau est pompée par refoulement vers le réservoir de Mahelma

Les caractéristiques du stockage du complexe hydraulique de Zeralda sont :

- Réservoir CAP : 3000 m³
 CTP : 107.10 m
 CR : 101.45 m
- Deux réservoirs CAP : 1000 m³
 CTP: 105.5, 00 m
 CR: 100, 45 m

Les ouvrages hydrauliques de la commune de Mahelma sont :

Réservoir CAP : 1000 m³
 CTP : 221.95 m

CR : 115.50 m.

- A l'heure actuelle, la zone du Sahel est alimentée par les champs captant de Mazafran I et II, l'eau étant pompée par deux stations de pompage SP1 et SP2 jusqu'au réservoir de capacité 1000m³ par une conduite de refoulement DN350 Fonte sur une longueur de 2.5km.

I.6.2- Le réseau :

Le réseau de distribution des communes de Mahelma et Rahmania couvre pratiquement la totalité de la ville (sans extension), il est maillé dans certaines régions, ramifié dans d'autres, et des fois mixte.

Le réseau est alimenté gravitairement à partir du réservoir d'eau, et composé de différents matériaux (acier, P.V.C, acier galvanisé, fonte et amiante ciment), qui ont été posés au fur et à mesure du développement de la ville.

Les diamètres des conduites varient de 33 mm à 250 mm

Ce qu'on remarque dans notre réseau c'est qu'il est en partie vétuste et sous dimensionné (voir la partie diagnostic). Ceci complique d'avantage l'exploitation et la gestion du réseau et rend la maîtrise de la distribution impossible.

Conclusion:

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation climatologique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Introduction

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.

II-1- Evaluation de la population :

En 2014 la population des communes Mahelma et Rahmaniaa été estimée à habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2044.

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future pour application de la relation suivante :

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

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab).

P_0 : population de l'année de référence (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population

n : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

Dans notre cas :

$$\tau = 2.2 \%$$

$$n = 30 \text{ ans } [2014 \div 2044]$$

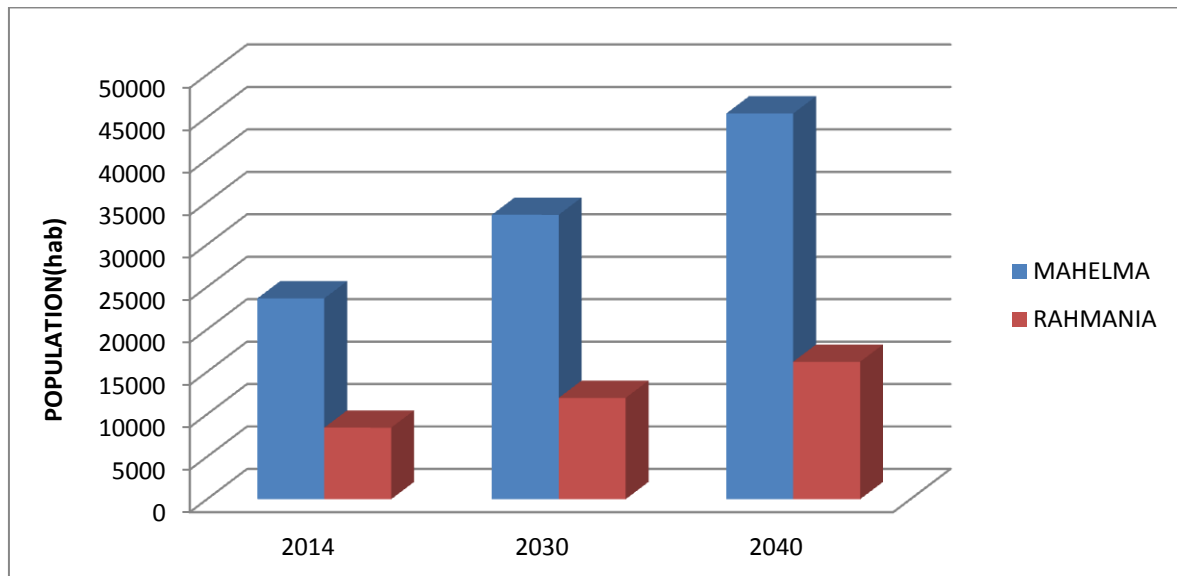
Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II-1- Evaluation de la population de la commune de Mahelma

Années	Evaluation de la population [Hab]
2008	20758
2014	23654
2030	33505
2044	45438

Tableau II-2- Evaluation de la population de la commune de Rahmania

Années	Evaluation de la population [Hab]
2008	7396
2014	8428
2030	11938
2044	16189

**Figure II.1 : Histogramme de la variation de population pour différents horizons****II-2- Catégories des besoins :**

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître les communes Mahelma et Rahmania, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- Besoins domestiques ;
- Les différents Besoins (Besoins sanitaires ,Besoins scolaires ,Besoins publics ,Besoins d'arrosages).

II-3- Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :**II-3-1-Evaluation de la consommation moyenne journalière:**

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, les besoins en eau seront estimés à la base d'une dotation de **150 l/j/hab.**

II-3.1.1- Besoins domestiques :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement 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, donnée par la relation suivante:

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

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

N: nombre d'habitants.

Le tableau suivant déterminer les besoins domestiques

Tableau II-3.:Tableau récapitulatif des besoins domestiques:

commune	Année	N ^{bre} d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m3/j]
Mahelma	2030	33505	150	5025.75
	2044	45438	150	6815.7
Rahmania	2030	11938	150	1790.7
	2044	16189	150	2428.35

II-3.1.2- Les différentes Besoins :

D'après le Schéma Directeur D'Alimentation en Eau Potable D'Alger (Adduction) on prend les différentes Besoins (Besoins sanitaires ,Besoins scolaires ,Besoins publics ,Besoins d'arrosages) 30 % de besoins domestiques

Le tableau suivant déterminer les différentes besoins

Tableau II.4. : Tableau récapitulatif des différents Besoins :

Communes	Année	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
Mahelma	2030	1507.725
	2044	2044.71
Rahmania	2030	537.21
	2044	728.505

II.4- Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers aux horizons 2030 et 2044 sont donnés pour chaque village dans les tableaux suivants:

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières totales aux horizons 2030 et 2044.

Communes	Année	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
Mahelma	2030	6533,475
	2044	8860,41
Rahmania	2030	2327,91
	2044	3156,855

Donc la consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2040, à $Q_{\text{moy j}} = 12017.265 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit de **139.09 l/s**

II.5- Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

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

$K_{\max j}$ et $K_{\min j}$. [2]

$K_{\max j}$: consommation maximale journalière.

$K_{\min j}$: consommation minimale journalière.

$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire: [2]

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

Où :

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

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j}=(1,1-1,3)$

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

II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire : [2]

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

Où :

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

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\min,j}=(0,7-0,9)$

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

Tableau II.6 : Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Communes	$Q_{\text{moy},j}(m^3/j)$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} (m^3/j)$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} (m^3/j)$
Mahelma	8860,41	0,9	7974,369	1,3	11518,533
Rahmania	3156,855	0,9	2841,1695	1,3	4103,9115
TOTAL	12017.265		10815.538		15622.4445

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé. $Q_{\max,j} = 15622.445 m^3/j$.

II.6 Etude de variations des débits horaire :

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

II.6.1. Consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Tableau II.7 :Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

✚ Pour la commune de Mahelmma (45438 habitants à l'horizon de 2044):

On prend : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,14$

Alors : $K_{\max,h} = 1,3 * 1,14 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,48$

✚ Pour la commune de Rahmania (16189 habitants à l'horizon de 2044):

On prend : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,24$

Alors : $K_{\max,h} = 1,3 * 1,24 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,61$

II.6.2 Consommation minimale horaire :

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Tableau II.8: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

✚ Pour la commune de Mahelmma (45438 habitants à l'horizon de 2044)

On prend : $\alpha_{\min} = 0,3$ et $\beta_{\min} = 0,62$

Alors : $K_{\min,h} = 0,3 * 0,62 \Rightarrow K_{\min,h} = \mathbf{0,19}$

✚ Pour la commune de Rahmania (16189 habitants à l'horizon de 2044):

On prend : $\alpha_{\min} = 0,3$ et $\beta_{\min} = 0,46$

Alors : $K_{\min,h} = 0,3 * 0,46 \Rightarrow K_{\min,h} = \mathbf{0,14}$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur l'Annexe II.1.

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend deux communes, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacun d'eux.

A l'horizon 2044 :

- Les communes de Mahelma et Rahmania dont le nombre d'habitant est compris entre 10000 et 50000 correspond à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.9: Variation du débit horaire pour la commune de Mahelmma

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=11518,533\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	172,78	1,5	172,78
1-2	1.5	172,78	3	345,56
2-3	1.5	172,78	4,5	518,33
3-4	1.5	172,78	6	691,11
4-5	2.5	287,96	8,5	979,08
5-6	3.5	403,15	12	1382,22
6-7	4.5	518,33	16,5	1900,56
7-8	5.5	633,52	22	2534,08
8-9	6.25	719,91	28,25	3253,99
9-10	6.25	719,91	34,5	3973,89
10-11	6.25	719,91	40,75	4693,80
11-12	6.25	719,91	47	5413,71
12-13	5	575,93	52	5989,64
13-14	5	575,93	57	6565,56
14-15	5.5	633,52	62,5	7199,08
15-16	6	691,11	68,5	7890,20
16-17	6	691,11	74,5	8581,31
17-18	5.5	633,52	80	9214,83
18-19	5	575,93	85	9790,75
19-20	4.5	518,33	89,5	10309,09
20-21	4	460,74	93,5	10769,83
21-22	3	345,56	96,5	11115,38
22-23	2	230,37	98,5	11345,76
23-24	1.5	172,78	100	11518,53

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Mahelmma est de **719,91m³/h** et survient entre 8h et midi.

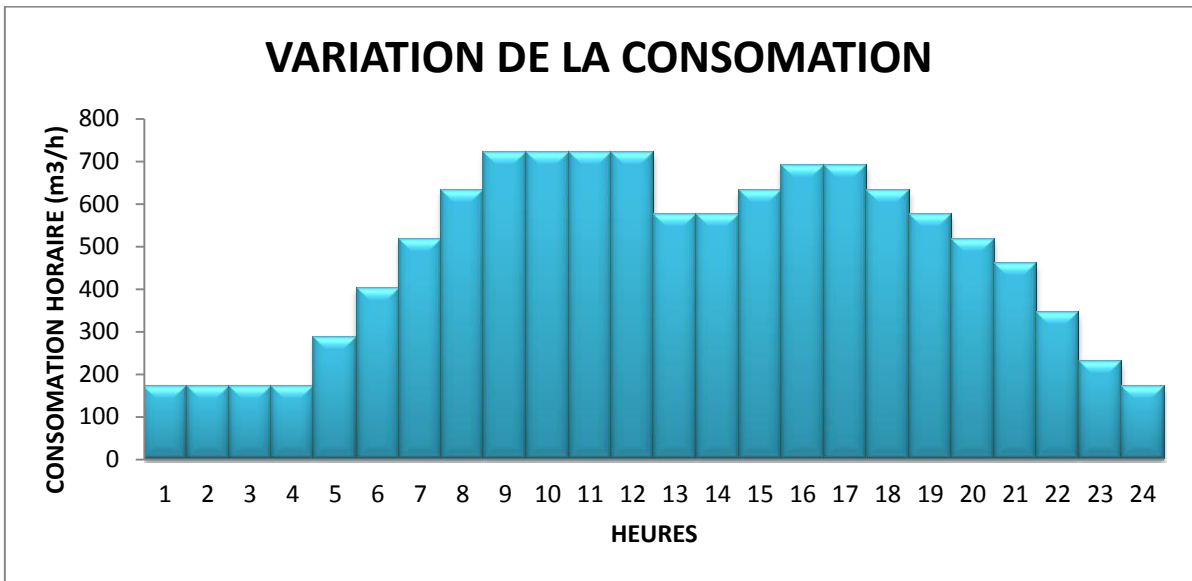


Figure II.2 : Variation de consommation horaire de commune de Mahelma

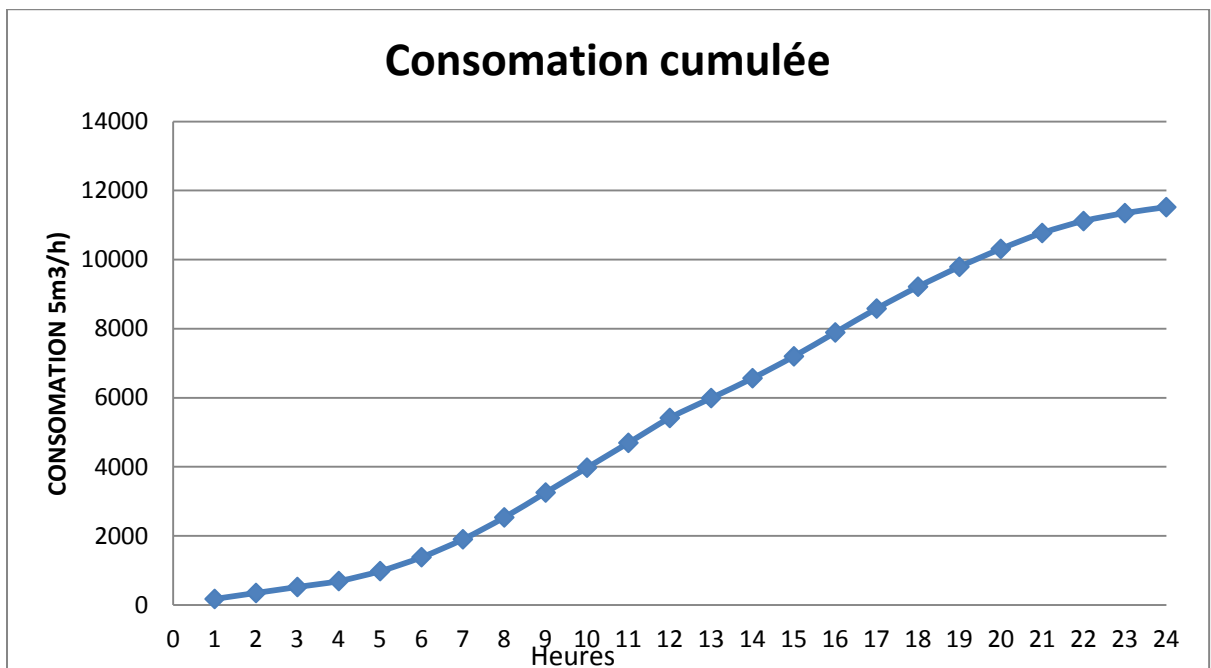


Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation horaire de commune de Mahelma

Tableau II.10: Variation du débit horaire pour la commune de Rahmania

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=4103,9115\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	61,56	1,5	61,56
1-2	1.5	61,56	3	123,12
2-3	1.5	61,56	4,5	184,68
3-4	1.5	61,56	6	246,23
4-5	2.5	102,60	8,5	348,83
5-6	3.5	143,64	12	492,47
6-7	4.5	184,68	16,5	677,15
7-8	5.5	225,72	22	902,86
8-9	6.25	256,49	28,25	1159,35
9-10	6.25	256,49	34,5	1415,85
10-11	6.25	256,49	40,75	1672,34
11-12	6.25	256,49	47	1928,84
12-13	5	205,20	52	2134,03
13-14	5	205,20	57	2339,23
14-15	5.5	225,72	62,5	2564,94
15-16	6	246,23	68,5	2811,18
16-17	6	246,23	74,5	3057,41
17-18	5.5	225,72	80	3283,13
18-19	5	205,20	85	3488,32
19-20	4.5	184,68	89,5	3673,00
20-21	4	164,16	93,5	3837,16
21-22	3	123,12	96,5	3960,27
22-23	2	82,08	98,5	4042,35
23-24	1.5	61,56	100	4103,91

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Rahmania est de **256,49 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

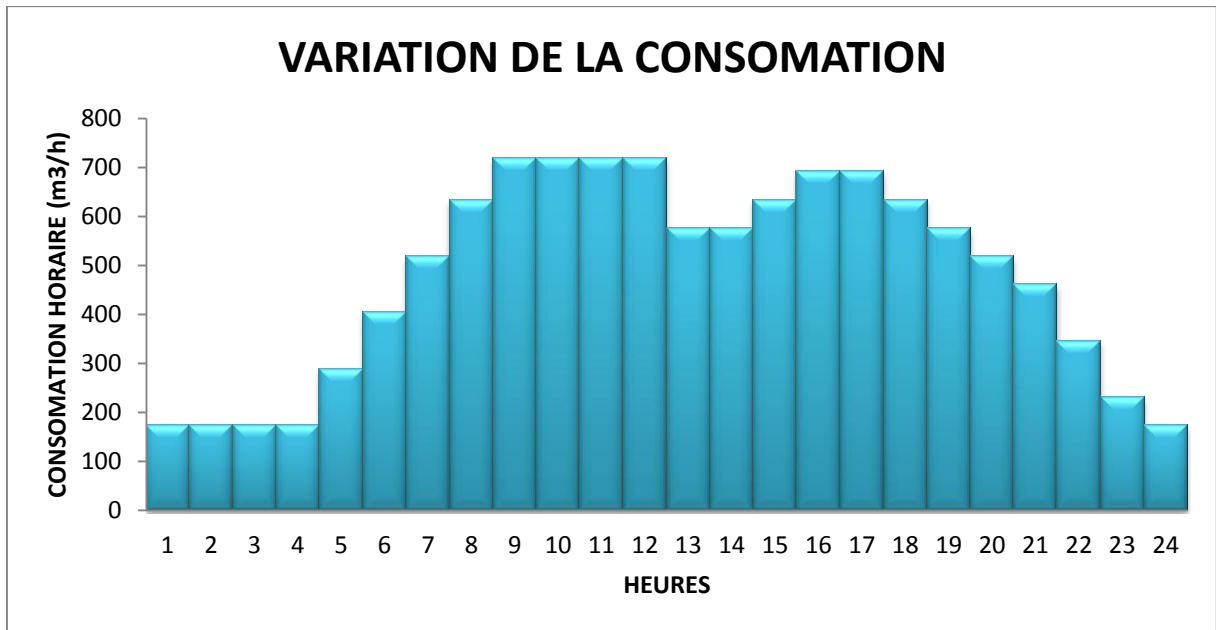


Figure II.4 : Variation de consommation horaire de commune de Rahmania

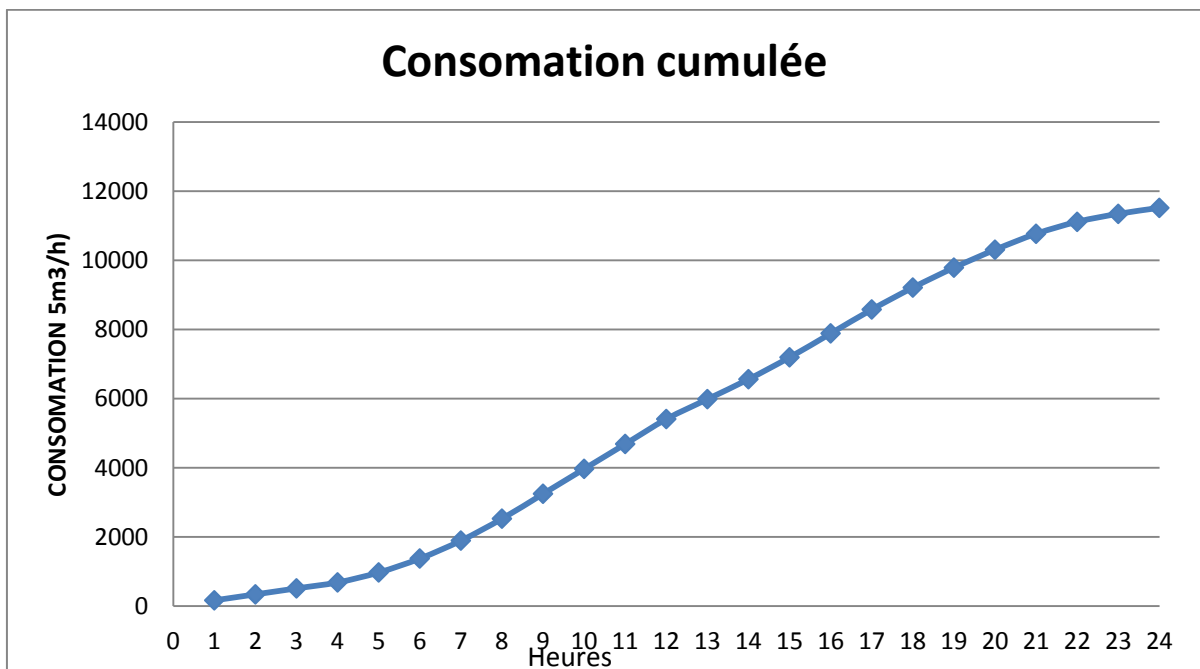


Figure II.5 : Courbe intégrale de la consommation horaire de commune de Rahmania

II.7 .Calcul de déficit de consommation :

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

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à créer(déficit) pour chaque localité

Tableau II.11:Tableau des déficits à combler à l'année 2044:

Communes	Production en eau existante (m ³ /j)	Besoins en eau à l'année 20044 (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Mahelma	4536	11518,533	6982.533
Rahmania	1944	4103,9115	2159.912
Total	6480	15622,4445	9142.445

Conclusion

Dans le but de connaitre si notre débit fourni par les deux stations de pompages existant satisfait les besoins calculé, il faut faire une comparaison entre les deux débits.

Comme nous avons déjà dit dans le chapitre I le débit fourni par les deux stations de pompages et de $Q=6480 \text{ m}^3/\text{j}$ alors que les besoins totaux et de $Q_{\max} = 15622,4445 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc il ya un déficit de $Q_d = 9142.445 \text{ m}^3/\text{j}$

Chapitre III : Etude d'Adduction

Introduction

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

Vu la vétusté de la conduite d'adduction qui alimente le réservoir on est obligé de projeter une nouvelle conduite qui va véhiculer tout le débit au lieu d'ajouter une conduite qui accomplit le débit déficitaire mentionner dans le chapitre II.

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

III.1. Types d'adduction[2]

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

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

III.1.1. Adduction gravitaire

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

III.1.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce

type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3. Adduction mixte

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

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

III.2. Types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre

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

III.2.2. Ecoulement en charge

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

III.3. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie refoulement à partir du complexe hydraulique « Sahel » vers le réservoir de Mahelma

III.3.1. Proposition des variantes

Le choix du tracé et l'emplacement des stations de pompage est suivant les critères cités précédemment.

De ce fait, nous avons proposé une variante et la deuxième est proposée par la société des eaux et de l'assainissement d'Alger (SEAAL).

III.3.2 Variante N°01

Dans cette variante la conduite de refoulement la nouvelle station de pompage prend son départ à partir du complexe hydraulique « Sahel » vers le réservoir de Mahelma

- Projeter une nouvelle station de pompage au niveau du complexe hydraulique « Sahel ».
- Projeter un réservoir de 1050m^3 au niveau du commune de Mahelma avec une cote de 193 m
- Refouler l'eau à partir de ce dernier vers vers le réservoir de Mahelma
- La longueur de la conduite de refoulement est 2700m

III.3.3 Variante N°02 : (variante proposé par la SEAAL)

La présente étude consiste à la réalisation d'une conduite d'adduction d'AEP , Cette conduite de refoulement prend son départ à partir du nouvelle station de pompage de complexe hydraulique« Sahel », et coupe la ville de Mahelma

- Projeter une nouvelle station de pompage au niveau du complexe hydraulique « Sahel ».
- Projeter un réservoir de 1050m^3 au niveau du commune de Mahelma avec une cote de 191 m
- Refouler l'eau à partir de ce dernier vers vers le réservoir de Mahelma
- La longueur de la conduite de refoulement est 2500m

III.4. Choix du tracé [1]

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [station de pompage - réservoir d'accumulation] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

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

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

III.5.Choix du matériau de la conduite

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

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

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

III.5.1. Etude géophysique de la bande de l'adduction

La géophysique s'intéresse aux propriétés électriques des sols et des roches. Ces propriétés électriques peuvent être mesurées de plusieurs façons.

La méthode de prospection mise en oeuvre est adaptée aux objectifs recherchés. Les sondages électriques ont porté sur des profondeurs de 1 à 5 m le long du tracé selon la nature des sols et les zones à eaux.

La prospection a été réalisée par sondages électriques. Le nombre de stations de mesure a été déterminé en fonction de la géologie et de la dispersion des valeurs des résistivités entre les stations.

La prospection du tracé de l'adduction et des sites d'implantation des stations de reprise permet :

- la détermination des propriétés électriques des sols du tracé de l'adduction ;
- l'interprétation des résultats sur l'agressivité spécifique des sols du tracé prospectés.

III.6. Calcul hydraulique

III.6.1. Méthode de calcul [2][4]

❖ Cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K^* L_e^* Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.1})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de frottement ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ; $L_e = L_g + L_{e_e}$

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 =2(fonte ductile);

m : Exposant tenant compte du type du matériau=5.3(fonte ductile) .

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

❖ Cas de refoulement

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (\text{III.3})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (\text{III.4})$$

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

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

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km, et la formule de Bonnin valable que pour les grands projets (longueur de conduite ≥ 1 Km

II.6.2.Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.5})$$

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

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

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{III.6})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{III.7})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{III.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III.9})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est calculé par la formule (III.8)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.10})$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

ε : Rugosité absolue de la conduite (Fonte ductile). $\varepsilon = 0.03$

III.6.3. Puissance de pompage

$$P = \frac{g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (\text{III.11})$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %).

III.6.4. 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.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III.12})$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

III.6.5. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E \quad (\text{III.13})$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.1)

Tableau III.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1.615
Heures de pointes	17h-21h	4	7.267
Heures creuses	21h-06h	9	0.853

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

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

$$\delta = \frac{1,615 * 11 + 0,853 * 9 + 7.267 * 4}{20} \Rightarrow \delta = 2.72 \text{ DA}$$

III.6.6. Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.14})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

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

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

III.7. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

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

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

❖ Refoulement station de pompage vers Réservoir projeté de Mahelma :

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600} \quad \text{III.15}$$

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 18746.934 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},\text{SRI}} = \frac{18746.934}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp},\text{I}} = 260,374.10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ;$$

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

$$\text{A.N : } D_{\text{ec}} = \sqrt[3]{260.374 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{\text{ec}} = 0,51026 \text{ m} \text{ donc } D_{\text{ec}} = 510.268 \text{ mm}$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **350 et 600 mm**

III.7.1.Calcul des frais d'exploitation de la premier variante

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

Moyennant les formules (III.5), (III.6) et (III.7), (III.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau III.2.

Tableau III.2: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
350	2700	260,374	2,708	0,0118	34,105	37,516	125	162,516
400	2700	260,374	2,073	0,0115	17,064	18,770	125	143,77
450	2700	260,374	1,638	0,0113	9,267	10,193	125	135,193
500	2700	260,374	1,327	0,0111	5,368	5,905	125	130,905
600	2700	260,374	0,921	0,0107	2,088	2,297	125	127,297

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.3.

Tableau III.3: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
350	260,374	162,51586	593,01317	2,72	4328996,164	11774869,57
400	260,374	143,77037	524,61168	2,72	3829665,294	10416689,6
450	260,374	135,19317	493,31387	2,72	3601191,236	9795240,161
500	260,374	130,9047	477,66543	2,72	3486957,637	9484524,773
600	260,374	127,29653	464,4994	2,72	3390845,627	9223100,106

III.7.2. Calcul des frais d'investissement de la premier variante

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 6.

Tableau III.4 Cout de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire

Diam en (mm)	Déblais (M3)	cout déblais (DA)	Remblais (M3)	cout remblais (DA)	lit de sable (m3)	cout de lit de sable (DA)
350	1,05	420	0,95	381,54	0,113	33,75
400	1,16	464	1,03	413,76	0,120	36
450	1,275	510	1,12	446,42	0,128	38,25
500	1,395	558	1,20	479,50	0,135	40,5
600	1,65	660	1,37	546,96	0,150	45

Tableau III.5 Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire

Diam en (mm)	Excavation (m3)	prix excavation (DA)	grillage	prix de grillage (DA)	prix total pour 1ml (DA)
350	0,41	123,35	1	18	976,63
400	0,47	142,08	1	18	1073,84
450	0,54	162,44	1	18	1175,10
500	0,61	184,43	1	18	1280,43
600	0,78	233,28	1	18	1503,24

Tableau III.6: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
350	976,63	18000	2500	47441575	0,0888	4212811,86
400	1073,84	20000	2500	52684600	0,0888	4678392,48
450	1175,1	24000	2500	62937750	0,0888	5588872,2
500	1280,43	28000	2500	73201075	0,0888	6500255,46
600	1503,24	38000	2500	98758100	0,0888	8769719,28

III.7.3. Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de la premier variante

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.7

Tableau III.7: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	350	400	450	500	600
Exploit (DA)	11774869,57	10416689,6	9795240,161	9484524,773	9223100,106
Investis (DA)	4212811,86	4678392,48	5588872,2	6500255,46	8769719,28
TOTAL (DA)	15987681,43	15095082,08	15384112,36	15984780,23	17992819,39

III.7.4. Calcul des frais d'exploitation de la deuxième variante

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

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

Tableau III.8: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
350	2500	260,374	2,708	0,0118	31,495	34,644	119	153,644
400	2500	260,374	2,073	0,0115	15,743	17,318	119	136,318
450	2500	260,374	1,638	0,0112	8,508	9,359	119	128,359
500	2500	260,374	1,327	0,011	4,934	5,428	119	124,428
600	2500	260,374	0,921	0,0106	1,911	2,102	119	121,102

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.9.

Tableau III.9: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
350	260,374	153,644	560,64014	2,72	4092673	11132070,59
400	260,374	136,318	497,41833	2,72	3631154	9876738,43
450	260,374	128,359	468,3763	2,72	3419147	9300079,72
500	260,374	124,428	454,03225	2,72	3314435	9015264,37
600	260,374	121,102	441,89582	2,72	3225840	8774283,49

III.7.5.Calcul des frais d'investissement de la deuxième variante

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.12.

Tableau III.10 Cout de lit de sable d'une conduite pour un mètre linéaire

Diam en (mm)	Déblais (M3)	cout déblais (DA)	Remblais (M3)	cout remblais (DA)	lit de sable (M3)	cout de lit de sable (DA)
350	1,05	420	0,95	381,54	0,113	33,75
400	1,16	464	1,03	413,76	0,120	36
450	1,275	510	1,12	446,42	0,128	38,25
500	1,395	558	1,20	479,50	0,135	40,5
600	1,65	660	1,37	546,96	0,150	45

Tableau III.11 Calcul des frais de pose d'une conduite pour un mètre linéaire

Diam en (mm)	Evacuation (M3)	prix évacuation (DA)	grillage	prix de grillage (DA)	prix total pour 1ml (DA)
350	0,41	123,35	1	18	976,63
400	0,47	142,08	1	18	1073,84
450	0,54	162,44	1	18	1175,10
500	0,61	184,43	1	18	1280,43
600	0,78	233,28	1	18	1503,24

Tableau III.12: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
350	976,63	18000	2500	47441575	0,0888	4212811,86
400	1073,84	20000	2500	52684600	0,0888	4678392,48
450	1175,10	24000	2500	62937750	0,0888	5588872,2
500	1280,43	28000	2500	73201075	0,0888	6500255,46
600	1503,24	38000	2500	98758100	0,0888	8769719,28

III.7.6. Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) de la deuxième variante

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau III.13

Tableau III.13: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN (mm)	350	400	450	500	600
Exploit (DA)	11132070,59	9876738,43	9300079,72	9015264,37	8774283,49
Investis (DA)	4212811,86	4678392,48	5588872,2	6500255,46	8769719,28
TOTAL (DA)	15344882,45	14555130,91	14888951,92	15515519,83	17544002,77

III.7.7.choix de la variante

la variante N° 2 est la meilleure du point de vue technico-économique

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=400 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=2.07 m/s**.

III.8. Equipements en ligne

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

III-8-1 Les ventouses

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites ;
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression ;

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont distancées de 1000 entre elle .

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- La pression de fonctionnement ;
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.

III-8-2 Les vannes

III-8-2-1 Robinet vanne

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement)

III-8-2-2 Robinet papillon

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

III-8-3 Les ouvrages spéciaux

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre ces pièces peuvent comporter des brides à fin de pouvoir se raccorder aux robinets vanne par exemple.

III-8-4 Les joints des conduites en frites béton

Les joints effectués sont :

- Disposés à cheval sur les tuyaux à assemblées, une couronne plate striée en acier ; ou matre, allant dans l'intervalle de la corde goudronnée et du plomb cordé, une bague armée et bétonnée entoure l'ensemble qui est coulé sur le chantier de pose. Tout cet ensemble peut aussi être remplacé par joint GIBLAULT spécial.
- Ou bien le raccordement effectuer par mâle et femelle avec un anneau de joint en caoutchouc. Voir annexe.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'Adduction nous à permet de récapituler ce qui suit :

- ❖ Une Adduction par refoulement de 2500 m de longueur avec une diamètre économique de 400 mm .
- ❖ Une nouvelle station de pompage (complexe de « sahel » vers réservoir de Mahelma)

Le bilan total des frais d'exploitation et d'investissement de l'Adduction est **14555130,91 DA**

Chapitre IV : Etude des Réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV.1. Définition d'un réservoir :

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

IV.2. Fonctionnement d'un réservoir :

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et d'une nature à la fois technique et économique.

- **Fonctions techniques :**

- Régulation du débit
- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation de la pression
- Simplification de l'exploitation
- Réacteur participant au traitement

- **Fonctions économiques :**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution
- Réduction des dépenses d'énergie

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- ✓ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- ✓ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- ✓ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- ✓ Le maintient d'eau à l'abri de la population et de variation de la température ;
- ✓ Le stockage de la réserve d'incendie qui permet de combattre efficacement les incendies ;

IV.3. Classification des réservoirs : [1]

□ Types de réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol ;
- ✓ enterrés ;
- ✓ semi-enterrés ;
- ✓ sur tour.

-Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés :

- ✓ en maçonnerie ;
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint ;
- ✓ en acier pour de petites capacités.

-Selon la forme de la cuve :

- ✓ Rectangulaire ou carrée: elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes.

Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

- ✓ Circulaire: elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

- ✓ Comme on trouve par fois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,...)

- Selon leur usage :

- ✓ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoirs d'équilibres (tampon) ;
- ✓ Réservoirs de transits.

□ De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir ;
- ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer ;
- ✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

➤ Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ✓ Les facteurs économiques ;
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;

- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

IV.4. Emplacement des réservoirs :

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

-Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.

-Pour de multitude raisons, il y a tout intérêt, au stricte point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer et que l'altitude de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haut cote piézométrique exigée sur le réseau.

-Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

-Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

IV.5. Equipement des réservoirs :[10]

IV.5.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.5.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

Peut être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

a- Par le haut (chute libre) :

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avals.

b- En bas (siphon noyé) :

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par

refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.5.1.2. Conduite de départ ou de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir .L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville. [1]

IV.5.1.3. Conduite de trop plein :

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionner afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

IV.5.1.4. Conduite de vidange :

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

IV.5.1.5. Conduite By-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

IV.5.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

a). Système à deux prises :

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

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

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

b). Système à siphon :

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

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

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

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

IV.5.2. Equipements de nettoyage :

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

IV.6. Entretien des réservoirs :

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

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

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

IV.7. Hygiène et sécurité :

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

- ✓ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- ✓ Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- ✓ Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épais plaques de verre ;
- ✓ Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- ✓ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- ✓ Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- ✓ Etre aérés par les orifices de grillage.

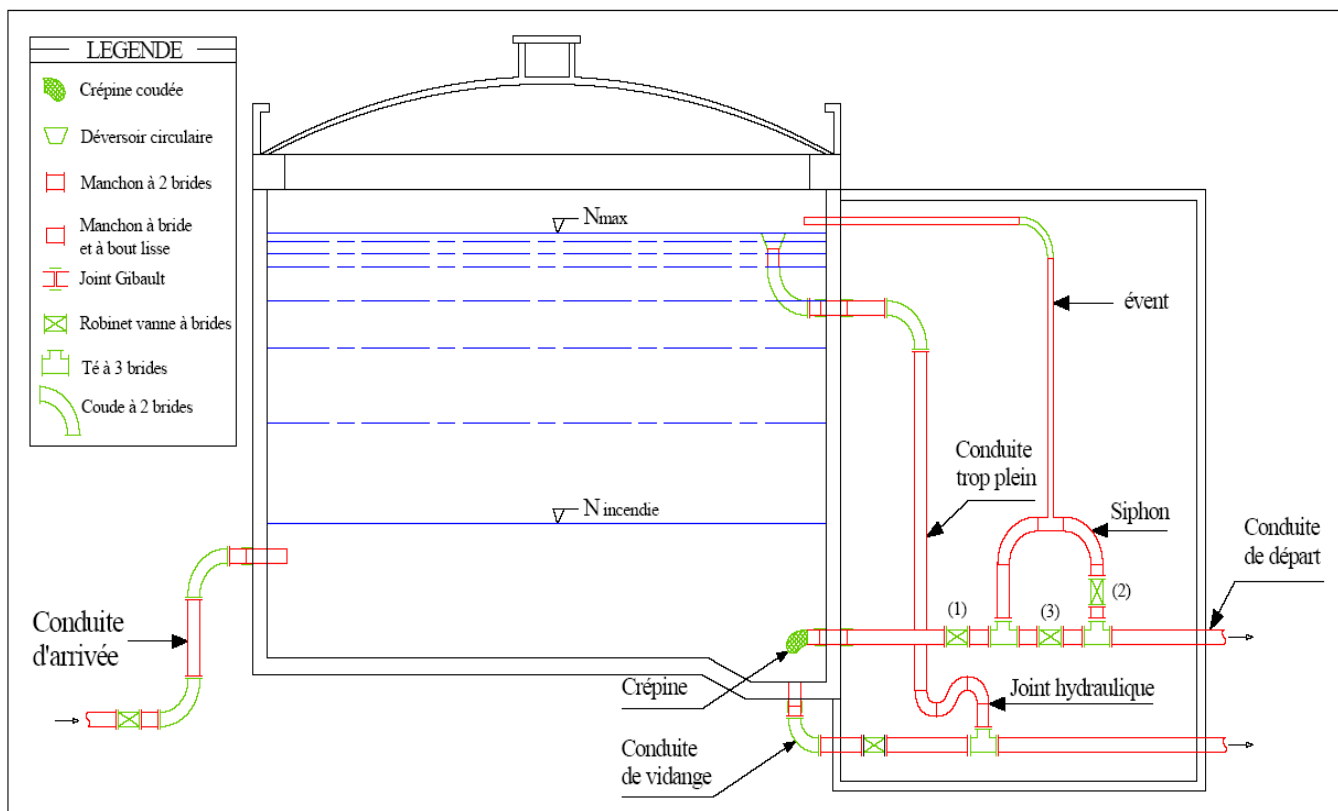


Figure III.1 : Schéma d'un réservoir.

IV.8. Capacités des réservoirs :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

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

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

IV.8.1. Méthode analytique :

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

Et le volume total sera :

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

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

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

-Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

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

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

Tableau IV .1: Estimation de la capacité de réservoir de Mahelma par la méthode analytique

Heure	Consommation horaire	Q _{s p p e}	Stockage	distribution	Résidus
1	%	%	%	%	%
0-1	1.5	–	–	1.5	4.5
1-2	1.5	–	–	1.5	3
2-3	1.5	–	–	1.5	1.5
3-4	1.5	–	–	1.5	0
4-5	2.5	5	2.5	–	2.5
5-6	3.5	5	1.5	–	4
6-7	4.5	5	0.5	–	4.5
7-8	5.5	5	-	0.5	4
8-9	6.25	5	-	1.25	2.75
9-10	6.25	5	–	1.25	1.5
10-11	6.25	5	-	1.25	0.25
11-12	6.25	5	-	1.25	-1
12-13	5	5	-	–	-1
13-14	5	5	-	–	-1
14-15	5.5	5	-	0.5	-1.5
15-16	6	5	-	1	-2.5
16-17	6	5	-	1	-3.5
17-18	5.5	5	-	0.5	-4
18-19	5	5	-	–	-4
19-20	4.5	5	0.5	–	-3.5
20-21	4	5	1	–	-2.5
21-22	3	5	2	–	-0.5
22-23	2	5	3	–	2.5
23-24	1.5	5	3.5	–	6
Somme	100	100			

Alors le volume du réservoir sera :

$$V_r = \frac{6 \times 15622.445}{100} = 937.35 \text{ m}^3$$

$$V_T = 937.35 + 120 = 1057.35 \text{ m}^3$$

$$V_T = 1057.35 \text{ m}^3$$

On prend $V_T = 1050 \text{ m}^3$

On majore le volume à 1200 m^3

Donc le volume de notre réservoir de Mahelma est 1200 m^3

IV -9. Dimensionnement du réservoir :

IV -9-1. Calcul la section de la cuve du réservoir :

$$S_{RESERVOIR} = \frac{V_{RESERVOIR}}{H_{RESERVOIR}} \quad (\text{IV - 3})$$

$S_{RESERVOIR}$: Surface (section) de la cuve du réservoir en m^2

$V_{RESERVOIR}$: Volume du réservoir (m^3)

$H_{RESERVOIR}$: Hauteur du réservoir (m), varie entre (3 et 6) m.

$$S_{RESERVOIR} = \frac{1200}{5} \quad S_{RESERVOIR} = 240 \text{ m}^2$$

IV -9-2. Calcul le Diamètre de la cuve du réservoir :

$$S_{RESERVOIR} = 3,14 \times \frac{D_{RESERVOIR}^2}{4} \quad (\text{IV - 4})$$

$S_{RESERVOIR}$: Section circulaire (m^2)

$D_{RESERVOIR}$: Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D_{RESERVOIR} = \sqrt{\frac{S_{RESERVOIR} \times 4}{3,14}}$$

$$D_{RESERVOIR} = \sqrt{\frac{240 \times 4}{3,14}} \quad D_{RESERVOIR} = 17.48 \text{ m}$$

IV -9-3. Calcul de la hauteur d'incendie :

$$V_{INCENDIE} = S_{RESERVOIR} \times H_{INCENDIE} \quad (\text{IV-5})$$

$$D'où : H_{incendi} = \frac{V_{INCENDIE}}{S_{RESERVOIR}}$$

$V_{INCENDIE}$: Volume d'incendie (m^3)

$S_{RESERVOIR}$: Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m)

H_{INCENDIE} : Surface (section) de la cuve du réservoir (m^3)

$$H_{\text{incendi}} = \frac{V_{\text{INCENDIE}}}{S_{\text{RESERVOIR}}} \quad H_{\text{incendi}} = 0.50 \text{ m}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau récapitulatif :

V (m^3)	$S_{\text{RESERVOIR}}$ (m^2)	$H_{\text{RESERVOIR}}$ (m)	$D_{\text{RESERVOIR}}$ (m)	V_{INCENDIE} (m^3)	H_{INCENDIE} (m)
1200	240	5	17.48	120	0,50

IV -10. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

Vu son inexistence dans les châteaux d'eau de Mahelma , nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie.

Le système utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau Δ_{min} , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas entamée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

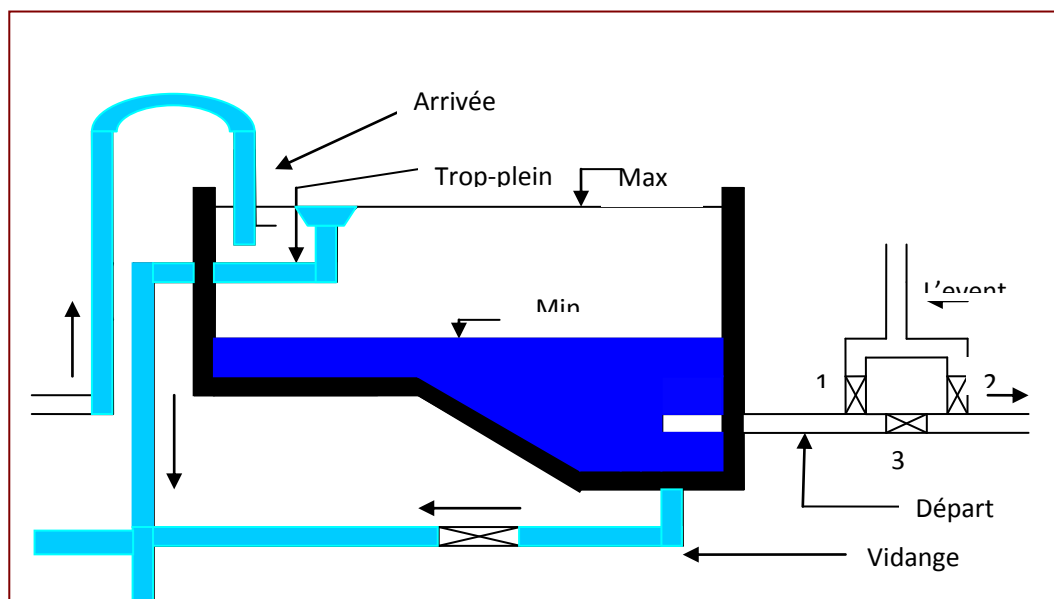


Figure III-02 : équipement du réservoir

IV -11 Entretien des réservoirs :

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

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

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés et Remise en service ;

L'entretien au niveau du château d'eau de Mahelma est existant mais il est irrégulier.

IV -12. Hygiène et sécurité :

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

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer

L'eau ;

Mais ils ne sont pas aérés par des orifices grillagés, donc nous proposons de faire ces dernières.

Conclusion :

La commune de Mahelma a des ouvrages de stockage d'eau suffisants jusqu'à l'an 2044 assurant les conditions hydrauliques. A cet effet il est inutile de réaliser un autre réservoir qui ne sera que gaspillage du fait que dans les calculs et par mesure de sécurité les paramètres ont été largement surdimensionnés (taux d'accroissement, débit d'incendie,...).

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la nouvelle station de pompage projetées le long de l'adduction. V.1. Définition :

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

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

V.2. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

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

V.4.Choix du nombre de pompes [9]

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

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

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Référence de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	260.374	136.318	-	-	-	-	-	-	-	-
2	134.1	136.318	PML150H/2C	145	76	2900	2	275	13.8	150
3	86.54	136.318	PM 150/5A	135	79,2	1450	5	160	3,48	150
4	66.38	136.318	PM 150/6D	142	77,2	1450	6	132	2,36	100
5	52.03	136.318	PML 150/7D	136	77	1450	7	110	1.65	80

A partir du tableau (V-1), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces quatre (04) pompes sont identiques de marque **PM 150/5A CAPRARI**.

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :

- La courbe de hauteur en fonction de débit [H-Q] ;
- La courbe de la puissance absorbé en fonction de débit [Pabs - Q] ;
- La courbe de rendement en fonction de débit [η -Q] ;
- La courbe de (NPSH)_r en fonction de débit [(NPSH)_r - Q] .

Les courbes caractéristiques de la pompe sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1)

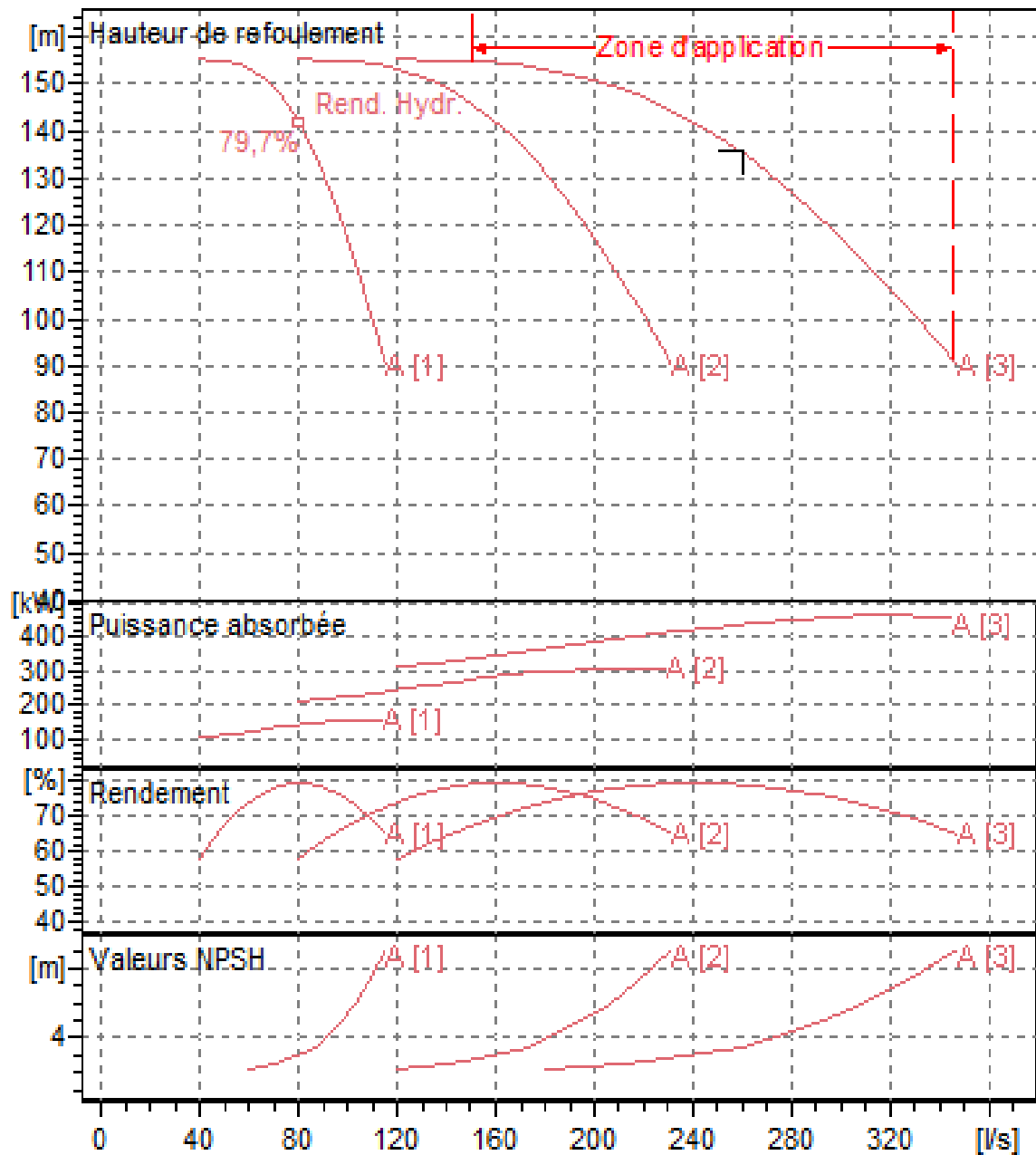


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM 150/5A

V.6 .Point de fonctionnement d'une pompe :

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

V .6.1: Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h, \quad (\text{V.1})$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

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

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

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

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

- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

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

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

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

N°	Q	3Q	H_g	L_{ref}	D_{ec}	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	H_c
	(m^3/h)	(m^3/h)	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0	0	119	2500	400	0,0115	0,000	0,000	119,000
2	10	30	119	2500	400	0,0115	0,209	0,230	119,230
3	20	60	119	2500	400	0,0115	0,836	0,920	119,920
4	30	90	119	2500	400	0,0115	1,881	2,069	121,069
5	40	120	119	2500	400	0,0115	3,344	3,678	122,678
6	50	150	119	2500	400	0,0115	5,225	5,747	124,747
7	60	180	119	2500	400	0,0115	7,524	8,276	127,276
8	70	210	119	2500	400	0,0115	10,241	11,265	130,265
9	80	240	119	2500	400	0,0115	13,376	14,713	133,713
10	90	270	119	2500	400	0,0115	16,929	18,622	137,622
11	100	300	119	2500	400	0,0115	20,900	22,990	141,990
12	110	330	119	2500	400	0,0115	25,289	27,818	146,818

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

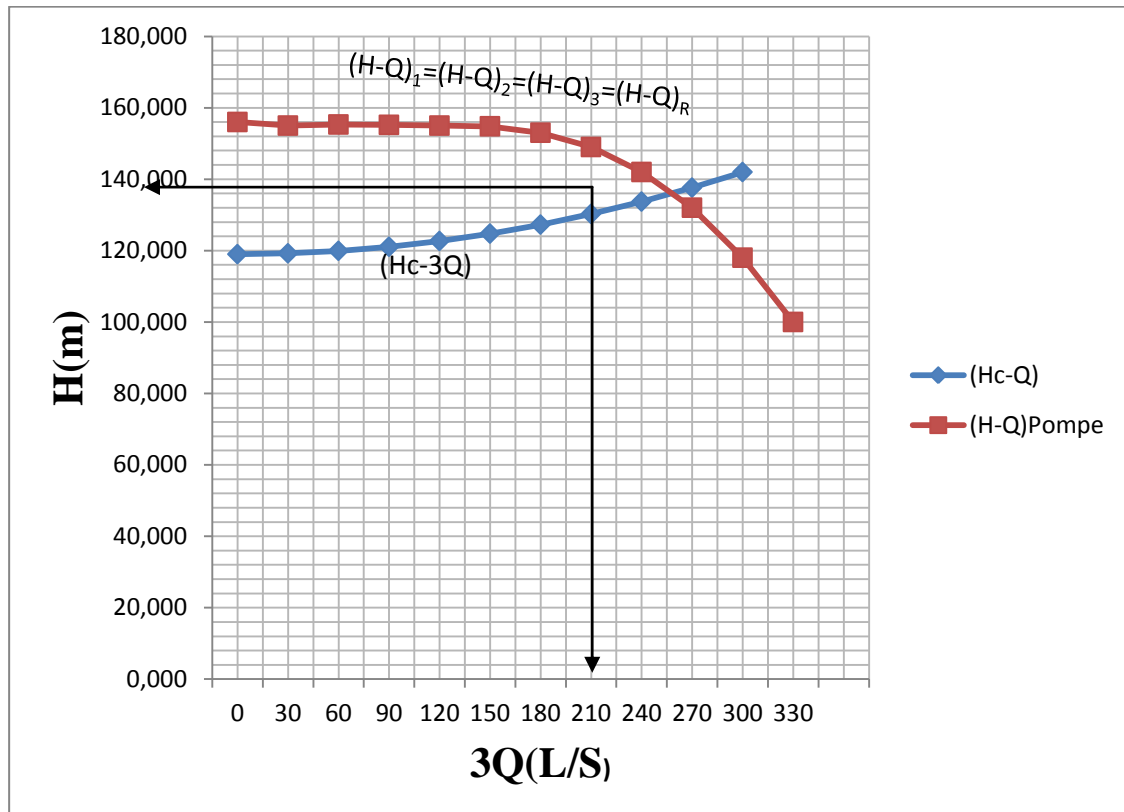


Figure V.2: Point de fonctionnement de la pompe de type PM 150/5A

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 260 \text{ l/s} = Q_{app} = 260.374 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 136 \text{ m} = H_{app} = 136.32 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V.7 . Modes de réglage [6]

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

❖ A-Débit disponible > Débit appelé

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

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;
- $\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;
- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

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

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

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

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

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

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

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

➤ **Détermination du rendement de rognage**

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q$$

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_{mt} = a \cdot Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad \text{(V.7)}$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec} \quad \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, si non il faut opter pour une autre solution.

❖ **B- Débit disponible < Débit appelé**

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

➤ Changement de type de pompe

Remarque

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas,

V.8.Choix du moteur électrique [6]**V.8.1.Critères de choix du moteur électrique**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

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

V.8.2.Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1490 tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 160Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Degré de protection : IP55

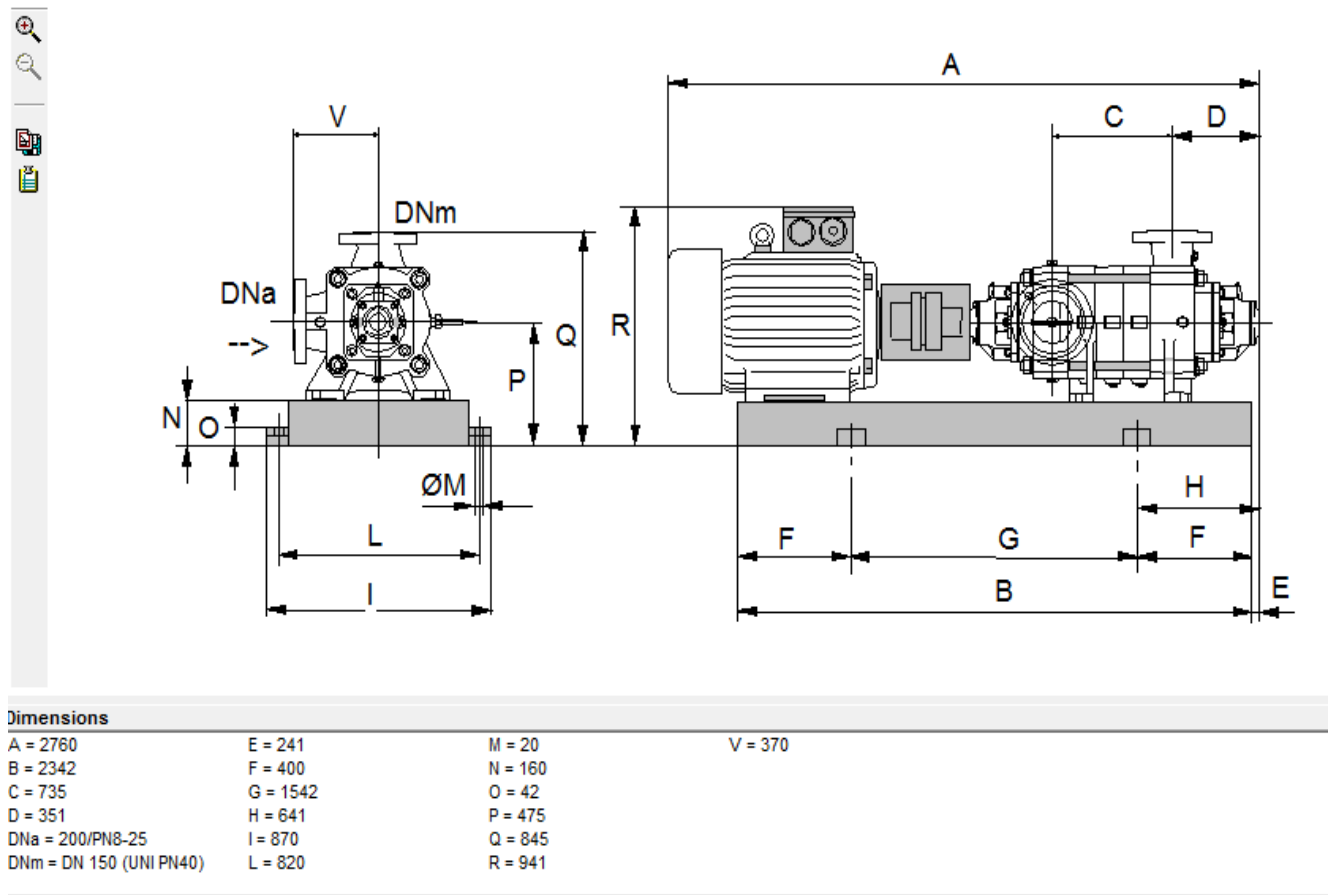


Figure V.3 : les dimensionnements de la pompe et le moteur électrique

V.9 . Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$ [5]

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.8})$$

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

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

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

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

$$\begin{aligned}
 (\text{NPSH})_d &= \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (\text{NPSH})_r + 0,5 \\
 \Rightarrow h_{adm}^{asp} &= \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (\text{NPSH})_r - 0,5
 \end{aligned}
 \tag{V.9}$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

- $T_v = \frac{P_v}{\varpi}$: tension de vapeur d'eau (m.c.e)

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
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

- Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

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

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

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1
 \tag{V.11}$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.9.1. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :

Nous avons :

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + 0,5$$

$$\begin{aligned}
 (NPSH)_d &= \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5 \\
 \Rightarrow h_{adm}^{asp} &= \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5
 \end{aligned} \tag{V12}$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 10 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10.4}{1000} = 0,04 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,10 \cdot 0,04 = 0,004 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,04 + 0,004 = 0,044 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4.0,0865}{3,14.0,2^2} = 2.75 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{2.75}{2.9,81} = 0,14 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,24 - 0,044 - 0,25 - 3.48 - 0,5 = 5.926 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,24 - 0,044 - 0,25 - 5.926 = 3.87 \text{ m}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\nabla_{asp} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} + 0,1$$

$$= \nabla_{PBE} + 5.926 + 0,1$$

$$= 103 + 5.926 + 0,1$$

$$\nabla_{asp} = \mathbf{108.916 \text{ m}}$$

∇_{asp} : Niveau de l'axe de la pompe (m) ;

V.9.2. Conduite d'aspiration :

- Le nombre de conduites d'aspiration est égal au nombre des pompes installées, et la matière de construction de ces conduites c'est de l'acier.

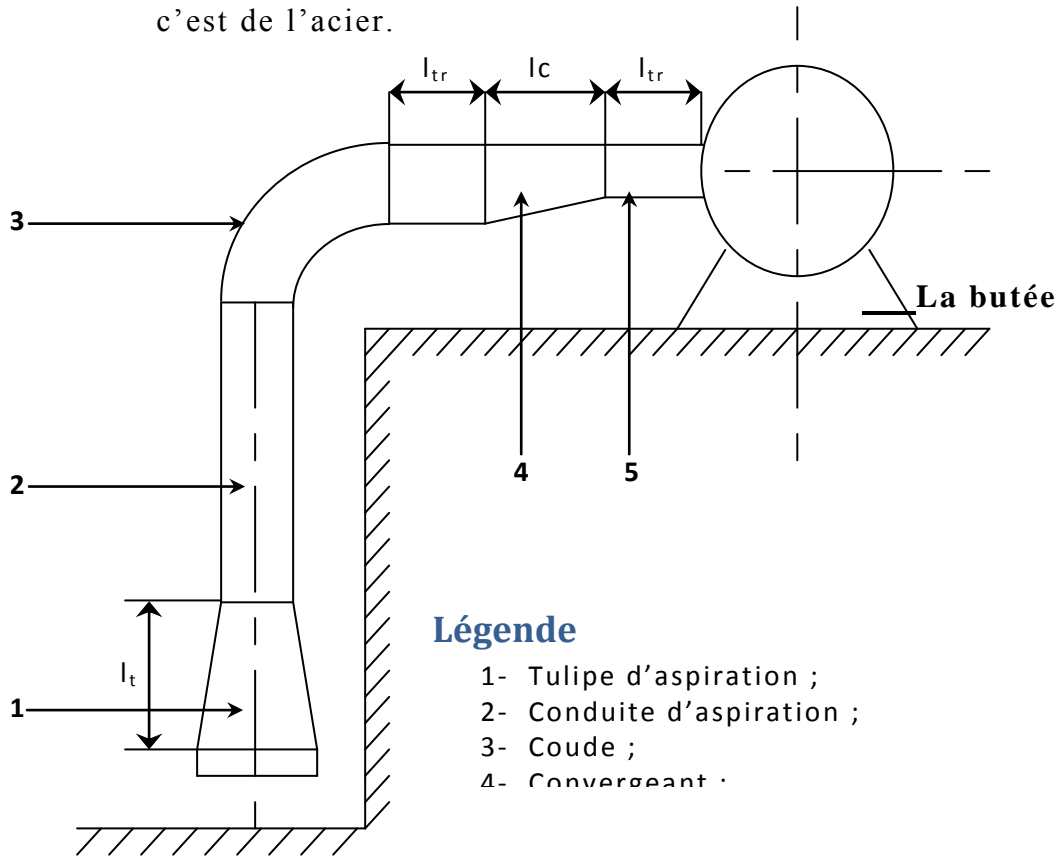


Figure V.4 Schéma des équipements en amont de la pompe

V.9.3 Conduite de refoulement:

Ces conduites en charge sont destinées à transporter l'eau à partir de la station de pompage jusqu'au de stockage, en concédèrent les critères suivants:

- 1/ l'investissement : le nombre de collecteur de refoulement dépend de l'étude technico-économique. Cette étude est basée sur la longueur de refoulement et le nombre d'accessoires.
- 2/ Type de matériau et le nombre des pompes installées (les diamètres doivent être calculé par une étude technico-économique).
- 3/ On choisit le tracé de la conduite en charge en minimisant la distance et le nombre de retour au plan horizontal ou au plan vertical.

4/ la pente de la conduite de refoulement $I < 0,001$ allant de la station de pompage vers la conduite de refoulement.

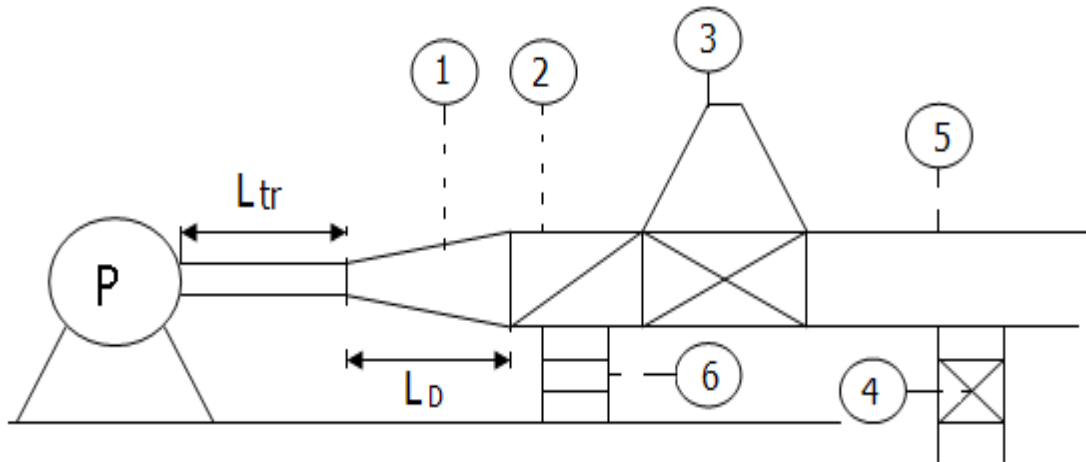


Figure V.5 Schéma des équipements en aval de la pompe

- 1) Tulipe de refoulement (divergent) ;
- 2) Clapet anti retour ;
- 3) Robinet vanne ;
- 4) Conduite de l'anti-bélier ;
- 5) Conduite de refoulement ;
- 6) Socle ;

L_D : Longueur de divergent ;

L_{tr} : Longueur de tronçon .

V.10. Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est lié à tous les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante :

$$\eta_{st} = \eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m$$

Avec :

η_{st} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,792

η_m : Rendement du moteur électrique = 0,95

η_{tr} : Rendement d'accouplement = [0.65-0.75]

$$\eta_{sp} = 0,792 * 0,95 * 0,7 = 0,6543 = 65,43 \%$$

$$\eta_{sp} = \mathbf{65,43 \%}$$

V.11. Bâtiment de la station de pompage :

V.11.1. Types des bâtiments des stations de pompage :

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

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

Remarque :

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

V.11.2. Construction du bâtiment :

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

-de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)

-Type de pompes et de moteur électrique.

-Variation de plan d'eau dans l'Oued.

-Condition géologiques et hydrologique.

-Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

V.11.3. Choix du type de bâtiment :

Pour le choix de type de bâtiment on se repère au tableau V4

Tableau V4: Choix du type de bâtiment :

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

Comme on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} -Q=0,260 \text{ m}^3/\text{s} \\ - h_a^{ad}=5.926 \text{ m} \\ -\text{Variation de plan d'eau}=3\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Type de surface.}$$

-Pompe a axe horizontal

Remarque :

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

V.11.4. Partie supérieure du bâtiment :

V.11.4.1. Les hauteurs recommandées pour les bâtiments :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée

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

Si la hauteur est importante >6m on prévoit des pont coulants dont les hauteur sont : 8.4m, 9.6m 10.8m 12.6m 14m et 18m.

V.11.4.2. Longueurs recommandés pour les bâtiments :

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

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

- Distance entre les armoires de commande

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

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

V.11.5 Dimensionnement du bâtiment :

V.11.5.1.La hauteur du bâtiment :

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

$$h_5 : \text{Distance verticale.} \quad h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m en prend } h_{\text{socle}} = 0,4 \text{ m.}$$

$$h_p : \text{Hauteur de la pompe est égale à } 941 \text{ mm} = 0,941 \text{ m}$$

$$h_5 = 0,941 + 0,5 + 0,4 = 1,841 \text{ m}$$

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

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

h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8\text{m}$

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

Donc :

$$H_b = 1.84 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,641 \text{ m}$$

On majore la valeur et on aura : $H_b = 6\text{m}$

V.11.5.2.La Longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \cdot L + L_{int} + L_{pf} + l_p$$

Avec :

n_p : nombre de pompes = 4 pompes;

L : Langueur de la pompe+ moteur ;

L_{int} : Distance entre deux pompes voisines;

L_{pf} : Langueur de la plate forme;

L_p : Surface du bureau du personnel;

$$L_b = (4 \cdot 2.76) + 2 + 1,5 + 6 = 20.54\text{m}$$

On majore la valeur et on aura : $L_b = 21\text{m}$

V.11.5.2Largeur du bâtiment :

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s}$$

- S : épaisseur de mur, $S=20\text{cm}$.

- l_1 : La distance entre le mure et le premier organe avec : $l_1 = (20\text{à}30) \text{ cm}$

Nous on va prendre $l_1=25\text{cm}=0,25\text{m}$.

- l_2 : La distance entre les tubulures $> 15\text{cm}$ à 20cm on va prendre $l_2=16\text{cm}=0,16\text{m}$

- l_3 : Longueur des accroires en aspiration.

- l_4 : Longueur des accroires au refoulement.

Tel que $(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + L_d$.

Avec :

L_p : longueur de la pompe = $1565\text{mm} = 1,565\text{m}$

L_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement = $0,25\text{m}$

L_{tra} : longueur de la tubulure d'aspiration= 0.30m

L_c : longueur de convergent= 0,255m.

L_j : longueur de joint= 0,15m.

L_d : longueur de divergent=

l_r : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend $l_r = 1$ m

-La distance entre les pompes est des 0,8 à 1.2m.

-La distance entre les groupes électrique et les pupitres de commande (l'armoire électrique) elle doit être >2m.

- Portes de Dimensions 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×3,2 ; 4,8×5,4

$$(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + L_d = 6.25 + 1.25 + 1.30 + 1.255 + 1.25 = 12.01 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui donne : } L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s} = 0,25 + 0,16 + 12.01 + 0,20 = 12.24 \text{ m}$$

on la majeure à

$$l_b = 12.24 \text{ m}$$

❖ Calcul de nombre de fenêtre :

$$\sum S_{fenetre} = (10 \div 15) \% \text{ Salle des machines.}$$

$$\text{Avec : } S_{salle \text{ des machines}} = 20 * .8 = 160 \text{ m}^2 \text{ donc } \sum S_{fenetre} = 0,15 * 160 = 24 \text{ m}^2$$

$$-S_{fenetre} = 1,4 \times 2,2 = 3,08 \text{ m}^2$$

$$-\text{Nombre de fenêtre} = \frac{\sum S_{fenetre}}{S_{fenetre}} = \frac{24}{3,08} = 7.79.$$

Et on va prendre le nombre de fenêtres égales à **8 fenêtres**

❖ Distance entre les pompes et les groupes électriques :

$$-\text{Si } V < 1000 \text{ volts } \Rightarrow L = 1 \text{ m.}$$

$$-\text{Si } V > 1000 \text{ volts } \Rightarrow L = 1,2 \text{ m.}$$

Avec : V : tension , L = la distance.

❖ Marches d'escaliers :

Hauteur : soit (15- 16,5- 17,3) cm, on va prendre 16,5cm.

Largeur : soit (30- 29,26) cm, on va prendre 30cm.

Longueur : varie (90÷220) cm, on va prend 150cm.

Pente : soit 1/1,75 ; 1/1,15, nous on prend 1/1,75.

❖ Bureau de chef d'exploitation :

On prend la hauteur égale à : $H = 3$ m.

$$\text{Et } S = 12 \text{ m}^2.$$

Conclusion

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI**

La station de pompage sera équipée de trois pompes de marque **PM150/5A**, et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de cavitation.

Chapitre VI : Protection des conduites (le coup de bélier)

Introduction :

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

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

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

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de se robinet vanne sont connue.

VI.1- Les risques dus aux coups de bélier : [4]

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.1.1- Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière.

VI.1.2- 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.c 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- 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 ou les conduites sont enterrées.

VI.2- Protection contre le coup de bélier : [1]

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

VI.2.1- Les volants d'inertie :

Ils permettent l'arrêt progressif de la pompe en empêchant la rupture brutale du refoulement. Ils luttent contre les dépressions provoquées par l'arrêt du groupe.

VI.2.2- Les soupapes de décharge :

Elles n'interviennent que pour limiter les surpressions. Leur inconvénient c'est qu'elles engendrent des pertes considérables de volumes d'eau.

VI.2.3- Les réservoirs d'air :

Ils protègent les conduites à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs renfermant de l'air et une certaine hauteur d'eau.

Lorsque la conduite est le siège d'oscillations de pression, le volume occupé par l'air varie à l'intérieur du réservoir comme l'indique la figure suivante :

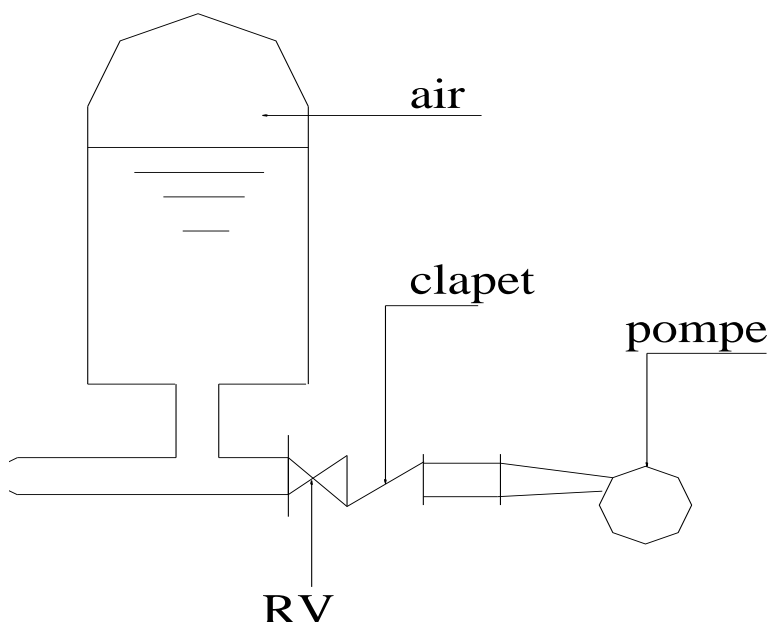


Figure VI-1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

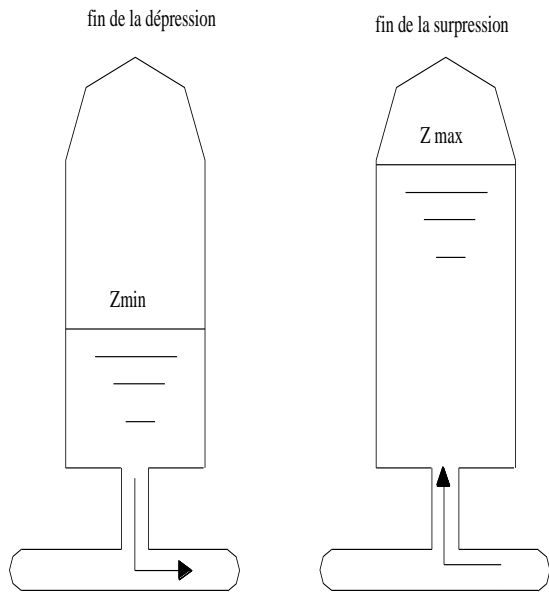


Figure VI-2 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

VI.2.4- Les cheminées d'équilibre :

Elles interviennent pour lutter à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs ouverts à l'air libre dont la cote dépasse la surpression maximale. Elles reçoivent l'eau en cas de surpression et la restituent en cas de dépression.

VI.3- Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

VI.3.1- Phase 01 :

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

Si L est la distance entre la pompe et le réservoir, le temps mis par cette onde pour atteindre le

réservoir est $(\frac{L}{a})$.

Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

VI.3.2-Phase 02 :

En raison de son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre primitif, et

l'eau revient dans la conduite au bout d'un nouveau temps $(\frac{L}{a})$ soit au total $(\frac{2L}{a})$ depuis

l'origine du phénomène, toute l'eau est alors redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet anti-retour de la pompe.

VI.3.3-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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

VI.3.4-Phase 04 :

Grâce à son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre initial à partir du réservoir en allant vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions initiales au bout d'un nouveau temps $(\frac{L}{a})$, c'est-à-dire à $(\frac{4L}{a})$ depuis l'origine.

VI.4- Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

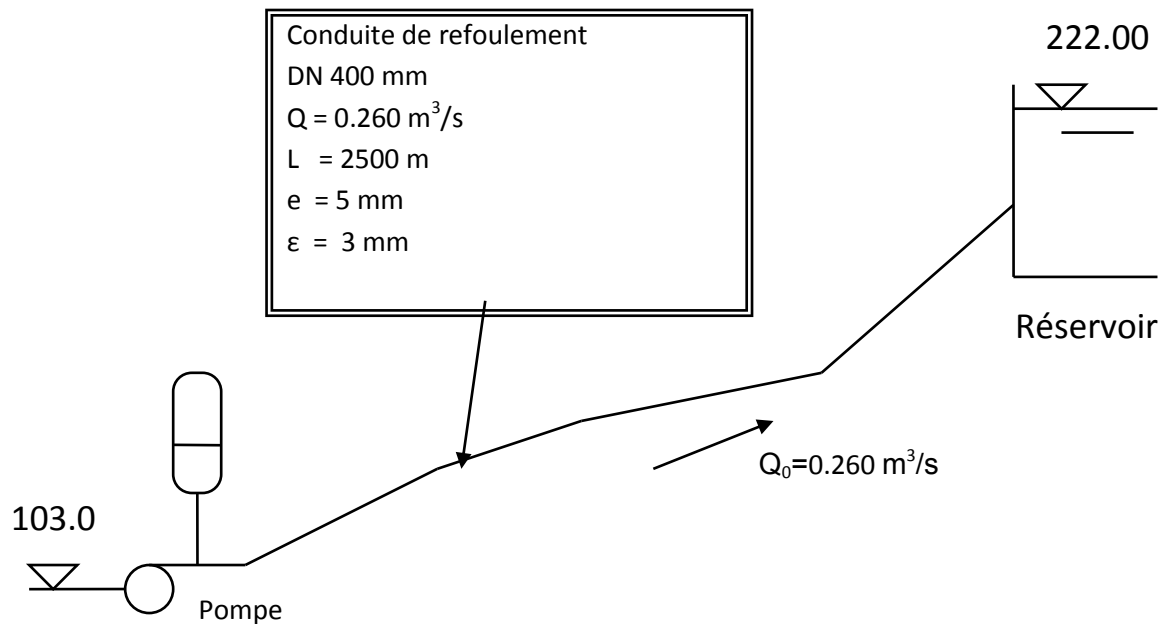
La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

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

La conduite « Station de pompage SAHEL – Réservoir de mahelma : présentant les caractéristiques suivantes :

Soit à protéger la conduite de refoulement SP Sahel- SP Ouled Fayet dont les caractéristiques sont les suivantes :



- Longueur : 2500m
- Diamètre : 0.4 m
- Section : 0.1257 m^2
- Volume de la conduite : 314.159 m^3
- Débit : $0.260 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vitesse d'écoulement : 2.07 m/s
- Hauteur géométrique de refoulement : 119 m
- Conduite en fonte d'épaisseur : 5 mm

Dans notre cas on travaille avec la méthode de PUECH et MEUNIER vue sa simplicité, on peut l'utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépassent les 1 000 m et pour sa fiabilité des résultats.

➤ **Cas dépression :**

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station. Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de PUECH et MEUNIER le volume U_0 afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

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

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	HMT (m)
Fonte	400	0,125	2.07	2500	136.38

Calcul de la célérité des ondes avec la loi d'Alleivei (A. Morel,1994)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3+k\frac{D}{E}}} \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

k : Coefficient dépend de la nature de conduite voir le tableau tableau IV-7:

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m=0,0075 \text{ m}$ pour la fonte

D : Diamètre de la conduite.

Tableau VI.2 : Coefficient dépendant de la nature de conduite

Matériau	k	Matériau	k
Fer	0,5	Béton	5
Acier	0,5	Amiante ciment	4
Fonte grise	1	PEHD	83
Fonte ductile	0,59	PEBD	500
PVC	33		

(A. Morel,1994)

A.N :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3+0,59 \times \frac{0,4}{0,0075}}} = 1108.47 \text{ m/s}$$

La méthode PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels

K : coefficient qui caractérise les pertes de charge $K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$ (IV-4)

A : coefficient qui caractérise la conduite de refoulement $A = \frac{aV}{gH_0}$ (IV-5)

B : coefficient qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbes B au profil en long absolu (Figure IV.3) de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

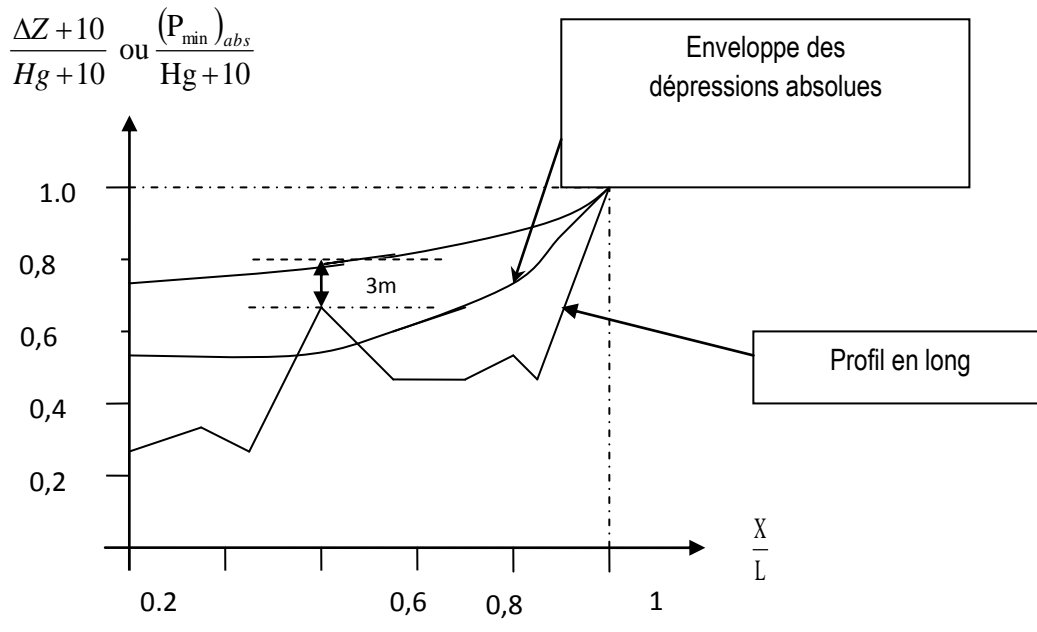


Figure VI.3 : profil en long absolu d'une conduite.

On a $HMT = 136.38 \text{ m}$

$H_g = 119 \text{ m}$

Tq: la hauteur de refoulement absolu $H_{abs} = HMT + 10$

$H_{abs} = 136.38 \text{ m}$

H_0 : pression minimal, $H_0 = H_g + 10 = 129 \text{ m}$

A.N

$K = 0,14$

$A = 1.81$

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour $A = 1.81$ et $K = 0,14$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes ($K = 0,1$ $A = 2$) et ($K = 0,2$ $A = 2$).

Complétons d'abord le tableau du profil en long

Tableau VI.3 : Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	0	103	106.1	108.4	119.5	137.8	164.4	171.3	181.9	232
Longueur	0	0	308	560	1022	1390	1770	1930	2360	2500
$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	0,16	0,41	0,53	0,48	0,48	0,48	0,37	0,47	0,58	0,74
x/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9

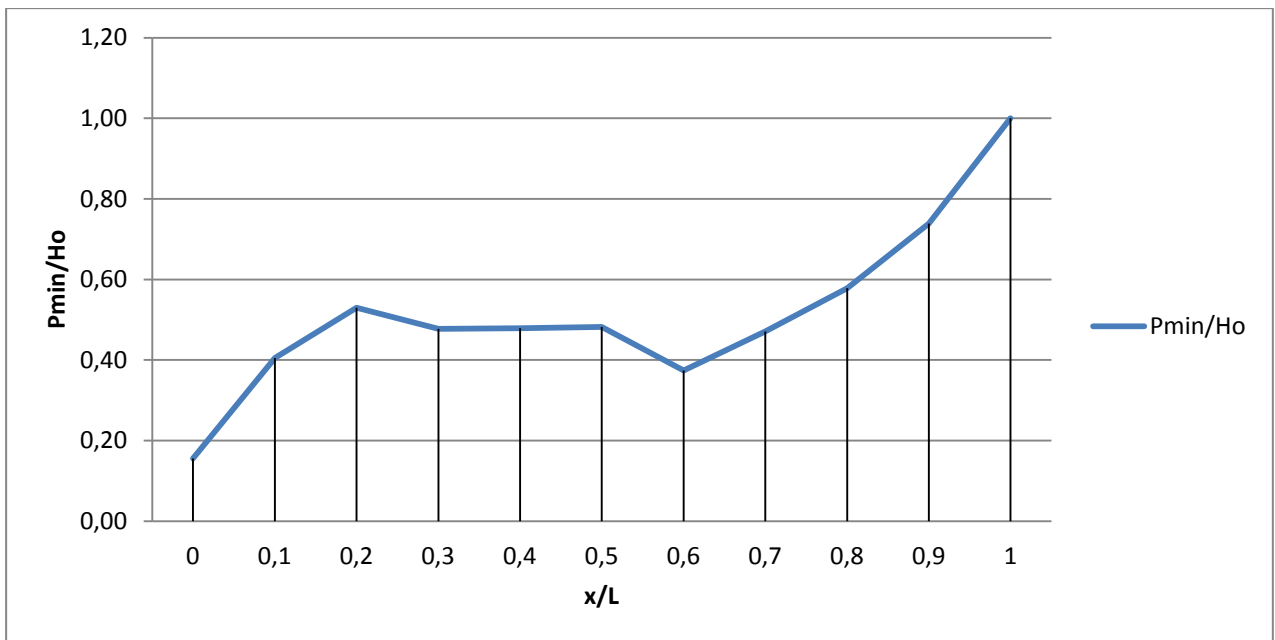


Figure VI.4 : Profil en long absolu.

Après la superposition avec des abaques en annexe IV.1 et annexe IV.2, nous optons un valeurs de B=2

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{v^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} \quad (IV-6)$$

A.N

$$U_0 = 0.46 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,29$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2} \quad (IV-7)$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 1.76 \text{ m}^3$$

Selon la brochure de Hydro fort CHARLATTE le volume disponible est de 3 m^3 .

VI.4.1-Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (VII.04), les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau suivant :

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

$V_{\text{normalisé}}$ (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400

VI.4.2.- Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VII.04).

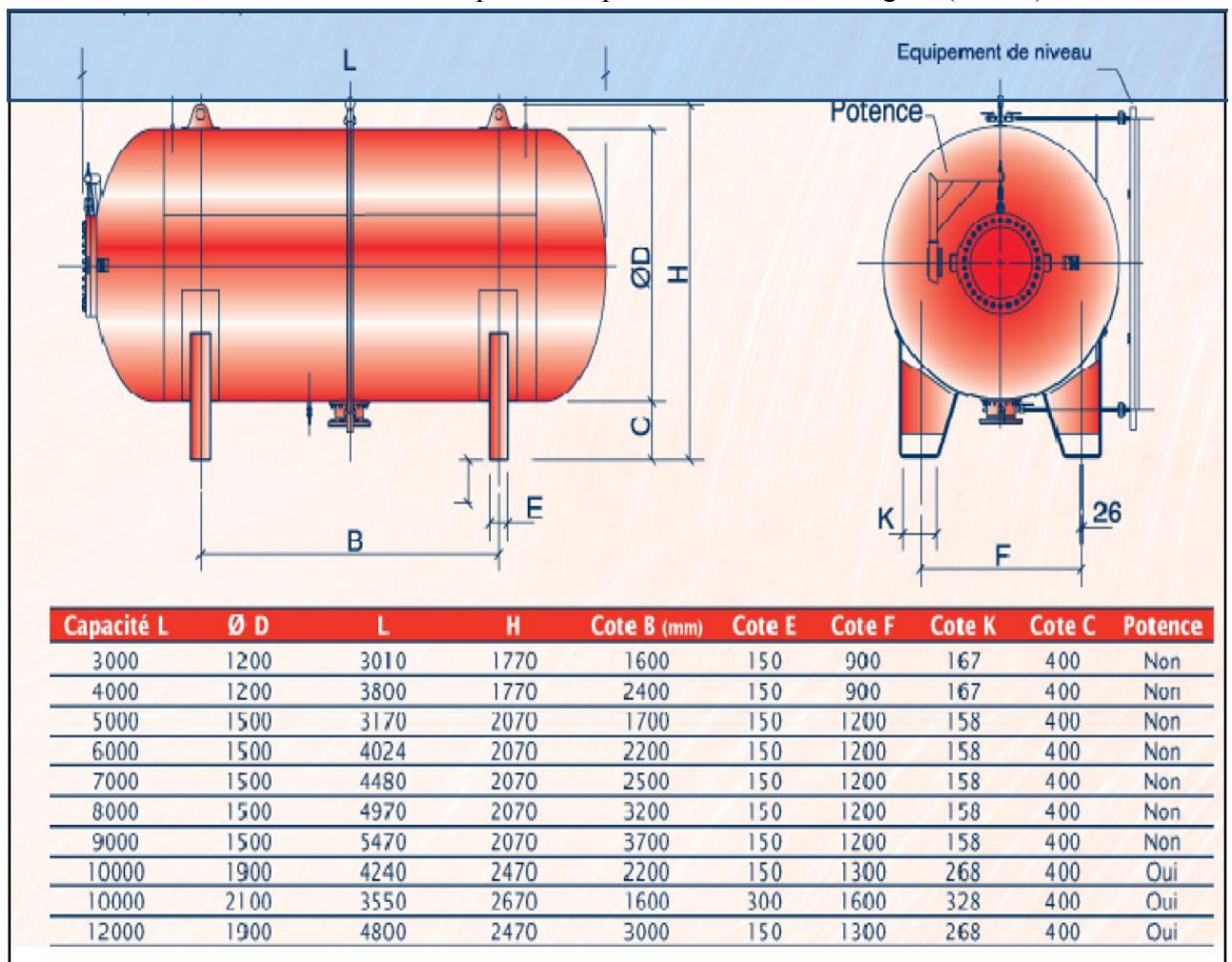


Figure VI.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI.4.3- Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

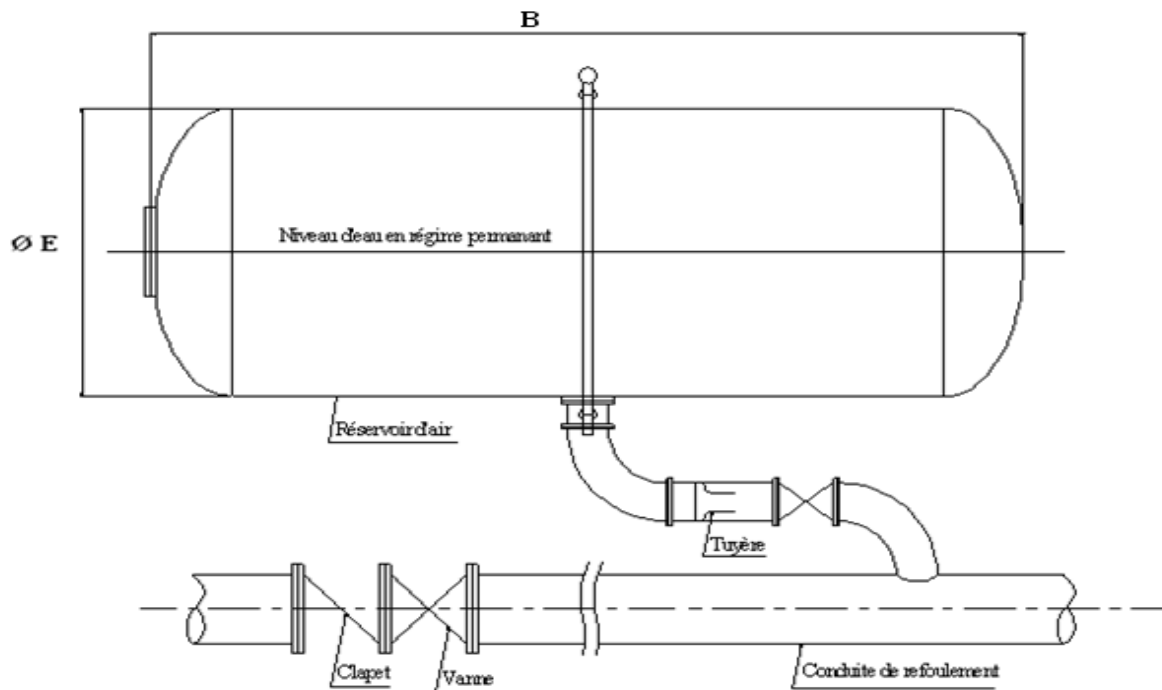


Figure VI.6: Schéma d'installation du réservoir d'air.

➤ Donc afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage un réservoir d'air avec potence ayant les caractéristiques principales suivantes :

❖ A la sortie de la station de pompage :

- Volume total : $U_T = 3000 \text{ L}$;
- Diamètre intérieur : $\varnothing E = 1200 \text{ mm}$;
- Longueur : $B = 3010 \text{ mm}$;
- Hauteur : $A = 1770 \text{ mm}$.

VI.5. Protection des conduites contre la corrosion :

Définition :

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

VI.5.1. Facteurs de la corrosion :

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- le pH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tels que le CO_2 et le H_2S , nous remarquons dans la pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- température : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C , le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.
- nature du sol : la détermination de l'agressivité du terrain nous ramène à la mesure de sa résistivité électrique par des propriétés chimiques, sa compacité, son aération et son humidité ou dans l'association dans différents terrains.
- Les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau ;
- Le métal : Parmi les métaux, l'acier qui est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'environne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

VI.5.2. Moyens de lutte contre la corrosion :

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

a)- Protection des conduites avec revêtement bitumeux :

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- ✓ **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2,5 mm et 3mm
- ✓ **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm.
- ✓ **Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.

Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

Remarque :

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

b)- Protection cathodique :

Généralement le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de 0,85 volt pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronégatif que le fer) ; cette méthode peut se faire de deux façons :

- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
- soit à constituer avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

Il existe deux cas de protection cathodique :

- **Protection cathodique par anode réactive** : ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, zinc ou magnésium, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.
- **Protection cathodique par soutirage de courant** : c'est le deuxième des cas envisagés et qui consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par deux vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite. le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source

électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

VI.5.3. Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile :

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

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



Figure VI.7 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène

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

Conclusion

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage, d'un réservoir d'air avec potence ayant les caractéristiques principales suivantes :

- Volume total : $U_T = 3000 \text{ L}$;
- Diamètre intérieur : $\varnothing E = 1200 \text{ mm}$;
- Longueur : $B = 3010 \text{ mm}$;
- Hauteur : $A = 1770 \text{ mm}$.

Chapitre VII : Management de projet

Introduction

Ce chapitre du management de projet met en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour une bonne exécution d'un projet hydraulique.

Un projet est une entreprise unique et temporaire de fourniture d'un service avec des livrables définis comportant des activités liées entre elles avec une date de début et une date de fin dans le respect d'un budget.

Le chef de projet doit faire le choix d'un mode de management, c'est à dire un mode de pilotage du projet et d'orchestration, en particulier des ressources humaines. Mais Manager recouvre à la fois des sens et des pratiques bien différents. A chacun de choisir et de trouver une façon efficace et agréable pour arriver au bout du projet.

L'activité de management de projet peut-être résumée par le schéma ci-dessous :

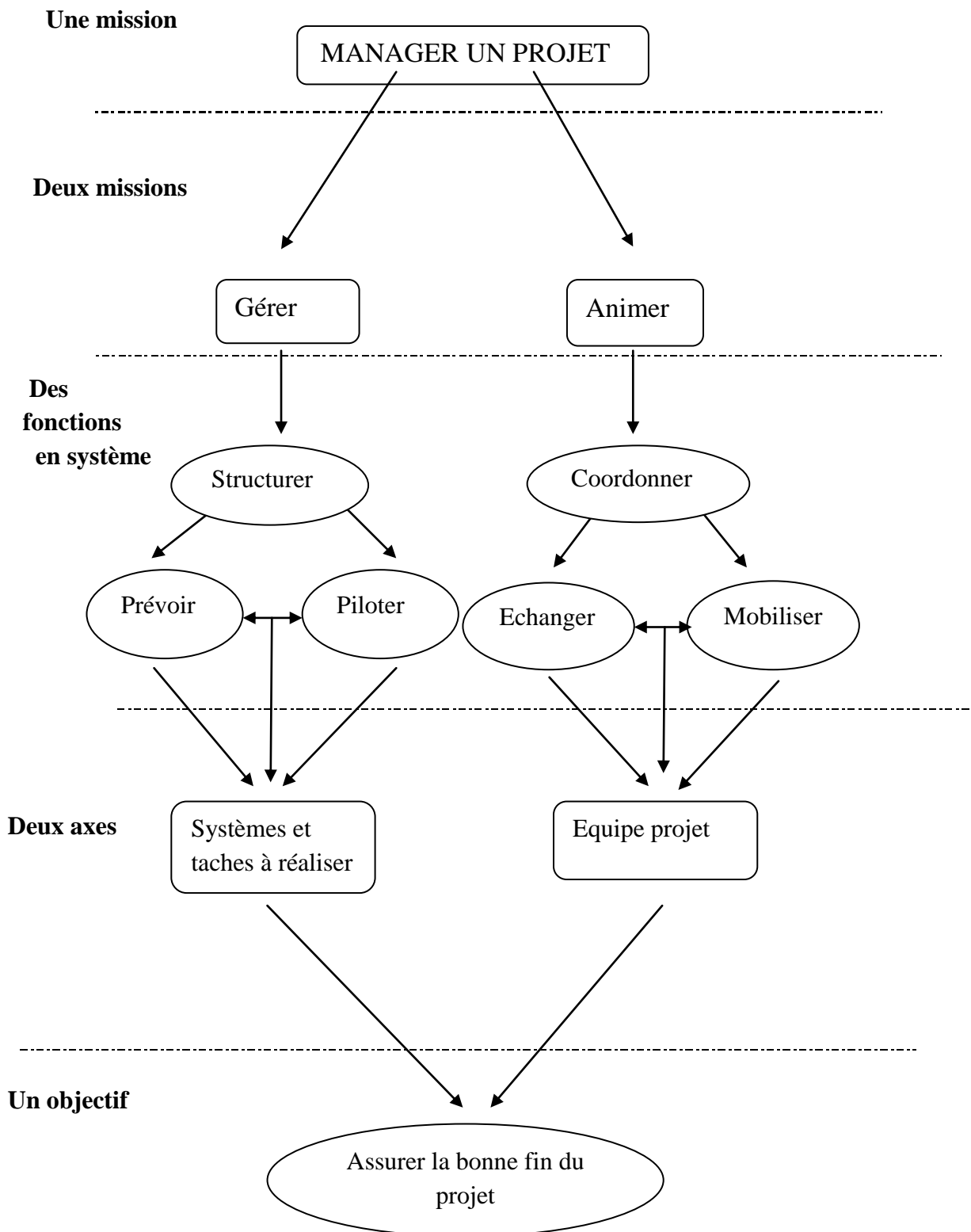


Figure :VII.1 : activité de management de projet

VII.1-Acteurs du projet [7]

Lors de la réalisation d'un projet hydraulique ou civil, les principaux intervenants sont : Le maitre d'ouvrage, le maitre d'œuvre, l'entreprise hydraulique, le chef du projet.....

VII.1.1- Maître d'ouvrage

- ✓ Personne physique ou morale propriétaire de l'ouvrage
- ✓ Il détermine les objectifs, le budget et les délais de réalisation
- ✓ Il lance l'appel d'offre dans les journaux, sur l'internet et par affichage sur le tableau.

VII.1.2- Maître d'œuvre

- ✓ Personne physique ou morale qui reçoit une mission du maître d'ouvrage.
- ✓ Il assure la conception et la réalisation de l'ouvrage.
- ✓ Il est aussi souvent l'intermédiaire entre le Maitre d'ouvrage et l'Entreprise.

VII.1.3- Entreprise hydraulique

- ✓ Tête du projet
- ✓ Assure que la solution proposée correspond bien aux besoins de l'entreprise tant au niveau technique que stratégique.
- ✓ Valide la solution proposée par le Chef de projet avant de la soumettre au Maitre d'ouvrage.

VII.1.4- Chef de projet

- ✓ Responsable des résultats du projet
- ✓ Définit les buts et les objectifs (avec le Maitre d'ouvrage).
- ✓ Développe la planification du projet
- ✓ S'assure que le projet soit exécuté efficacement.

VII.2- Cahier des charges

Le cahier des charges est l'expression des besoins nécessaires, essentiels, fonctionnels et techniques de la solution que le commanditaire (maitre d'ouvrage) souhaite avoir.

VII.2.1- Objectifs du cahier des charges

- Poser le problème à résoudre.
- Définir les objectifs que doit atteindre le site.
- Diminuer les risques d'erreur lors de la réalisation.
- Être un outil de dialogue entre les différents acteurs du projet.
- Indiquer les contraintes à respecter impérativement.
- Définir les rôles et responsabilités de chaque acteur du projet.

VII.2.2- Contenu du cahier des charges

- Présentation générale du projet.
- Méthodologie de conception suivie.
- Planning.
- Les objectifs généraux du site et leurs critères de succès.
- Les utilisateurs cibles et leur besoins.
- Présentation des acteurs et leurs responsabilités.
- Description de l'environnement technique.

VII.3- rôle du chef de projet

L'idée qui mène au projet vient le plus souvent du sommet de l'entreprise : de la direction générale, du comité exécutif. Lorsque cette idée est approuvée, un comité de pilotage est constitué de la totalité ou d'une partie de la direction générale. Il désigne le chef de projet. C'est l'ingénieur.

VII.3.1- Qualités requises

La prise en charge d'un projet est souvent présentée comme une grande opportunité car l'entreprise voit cela comme un test pour les hauts potentiels. Comme il est généralement délicat de refuser une telle offre, même lorsque le défi paraît élevé, il faut que nous comptions sur certaines compétences.

VII.3.2- Négociation des moyens

Nul doute que se voir confier la gestion d'un projet est une marque de reconnaissance professionnelle. Cependant, pour que cela ne se transforme pas en cadeau empoisonné, mieux vaut prendre quelques précautions. "Souvent, le chef de projet n'a pas le choix

complet des équipes : essayez alors de négocier afin d'avoir la plus grande marge de manœuvre sur l'affectation des ressources"[1].

La délégation des pouvoirs du comité de pilotage doit également être soigneusement étudiée. Ce point est souvent insuffisamment formalisé. Pourtant, il s'agit d'une règle d'or : la délégation de pouvoir doit être claire. En effet, le mode projet étant caractérisé par une absence de liens hiérarchiques entre ses différents membres, il ne faut pas laisser de place à la confusion sur le fait que nous détenons l'autorité.

VII.3.3-Organisation

Avant de nous lancer à corps perdu dans un projet stimulant, anticipons la hausse de charge de travail. Il se peut que nous ne soyons pas affectés à 100 % au projet et donc que nous gardions nos responsabilités habituelles en parallèle. Accordons notre travail en fonction des étapes de vie du projet. Au démarrage, il s'agit essentiellement d'un travail intellectuel qui demande peu de présence et peut être réalisé en début ou fin de journée. Après, nous aurons plus de démarches physiques à accomplir qui nous prendront davantage de temps.

VII.4- Etablissement du budget

VII.4.1- Estimation des coûts

Deux éléments de coûts sont à prendre en considération : la mobilisation de talents humains (quel niveau de compétences et pendant combien de temps) et l'investissement (nouveau logiciel, un recrutement...). Si la comptabilité ou le contrôle de gestion peuvent nous aider, il est impératif de consulter les professionnels concernés. Or un projet est quelque chose d'innovant, il y a donc beaucoup d'incertitudes. Cela induit parfois des dérives. En effet, le budget est parfois plus négocié qu'estimé. De plus, la qualité de réponse des divers intervenants dépend de la qualité du lien social dans l'entreprise. S'il n'y a pas de relation de confiance, nous prévoyons des marges de sécurité.

VII.4.2- Penser aux coûts cachés

L'insertion du projet dans son environnement est un élément auquel les entreprises doivent être de plus en plus sensibles et qu'il convient de budgéter. En effet, la réalisation du projet peut avoir un impact sur l'organisation dans laquelle il va être intégré. Certains de ces coûts sont

tangibles. D'autres coûts peuvent être plus informels : il s'agira par exemple d'expliquer à ces mêmes utilisateurs en quoi le nouvel outil va valoriser leur métier afin qu'ils acceptent de l'adopter. Plus le projet a un impact sur son système social, plus il remet en cause des choses autour de lui et plus il sera coûteux.

VII.5- Gestion des aléas

VII.5.1- Prévention des risques

Dépassement de budget, délais non respectés, conflits relationnels... les aléas sont nombreux lors d'un projet. Pour limiter leur impact et éviter le pire (dépassement du budget ou des délais, dégradation de la qualité), nous devons faire preuve de grandes capacités managériales.

Si le projet nous apparaît d'emblée risqué, il est possible d'anticiper ces aléas en établissant une grille d'analyse des risques. Nous y dressons la liste des risques recensés (matériels, juridiques, humains, techniques...), leurs probabilités d'apparition ainsi que leurs conséquences. Nous pourrons ainsi porter une attention toute particulière aux risques repérés comme sensibles : opérer un reporting plus fréquent, prévoir une solution alternative, comptabiliser un budget de secours...

VII.5.2- Savoir s'adapter

Quelle que soit la difficulté rencontrée, deux réflexes sont à avoir : être réactif et flexible. S'il vaut mieux ne pas attendre d'être dans le rouge pour prendre le problème en compte, nous devons aussi accepter que tout ne se passe pas exactement comme prévu.

Prenons également garde aux "petits problèmes" qui peuvent, s'ils ne sont pas gérés, dégénérer en catastrophe. Ne négligeons pas l'impact des relations humaines : en cas de conflit entre certains membres de l'équipe, prenons soin de les désamorcer grâce à une communication appropriée.

Face à un blocage technique, il est possible d'ouvrir l'équipe à des personnes extérieures, qui pourront apporter leur expertise ou tout simplement de nouvelles idées.

VII.6-Clôture du projet

VII.6.1- Penser l'avenir

La fin de projet est généralement riche en rebondissements et il plane un sentiment d'urgence. Nous devons pourtant consacrer un peu de temps à préparer l'après-projet, pour nous-mêmes comme pour notre équipe.

Même si la fin d'un projet est identifiée à l'avance, elle est souvent mal gérée par les entreprises. Lorsque tout s'arrête, nous devons s'assurer que chacun retrouve une place dans l'organisation, notamment les personnes entièrement dédiées au projet. La direction des ressources humaines doit être informée et mobilisée sur ce problème. Ce n'est pas à nous en tant que chef de projet de trouver les postes mais nous devons veiller à ce que cela soit fait. Les salariés concernés seront ainsi concentrés sur leur mission sans avoir à s'inquiéter de leur avenir.

Cette question nous concerne également en tant que chef de projet : affectés à cette mission pendant plusieurs mois, voire plusieurs années, nous devons profiter de ce tremplin. Pour cela, il est important de rester au plus près de l'actualité de l'entreprise, de cultiver nos relations internes et de valoriser notre projet, tout au long de son déroulement.

VII.6.2- Faire le deuil du projet

La fin d'un projet peut être une étape difficile à vivre : après des mois d'un travail stimulant, le relâchement de la pression et le retour à des activités mises de côté peut être source de déprime. Pour limiter cela, la fin du projet doit être formellement prononcée et ne pas traîner en longueur, empêchant les collaborateurs de se consacrer à d'autres tâches. Veillons également pendant la durée de la mission à ce que le groupe ne développe pas son identité en opposition à l'entreprise. Et pendant les dernières semaines, n'hésitons pas à marteler que la fin approche, afin que l'idée fasse son chemin dans les esprits.

Conclusion

La maîtrise du management de projet est vitale et requise pour tout ingénieur ayant le souci de bien mener son projet.

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Introduction

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

VIII.1. Différents travaux à entreprendre [8]

VIII.1.1. Travaux concernant la station de pompage

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

- Exécution du décapage ;
- Exécution des fouilles ;
- Coulage du béton de propreté ;
- Coulage du béton pour les semelles ;
- Coulage du béton pour les demi-poteaux ;
- Remblayage des fouilles ;
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures ;
- Coulage du béton des longrines inférieures ;
- Remblayage des casiers ;
- Coulage de la chape inférieure ;
- Coulage du béton de poteaux ;
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle ;
- Maçonnerie et finition générale ;
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

a) 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 **10cm**.

b) 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 : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

c) 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 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

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

e) 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. Pour le coulage des poteaux,

Les demis -poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

f) 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.

VIII.1.2. Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

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

c) Pose du lit de sable :

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

d) Pose des conduites

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

e) Remblayage des tranchées

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

f) Nivellement et compactage

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

VIII.1.3. Travaux concernant le réservoir

Dans la zone d'étude nous avons à construire un réservoir, dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

VIII.2. Calcul des volumes des travaux

VIII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 20m*8 m.
- La profondeur des fouilles h : h=1,5m.
- Les semelles sont de forme carré de coté L=1,4m et de hauteur h = 0,40m.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté 0,30m et de hauteur h =0,7m.
- Les poteaux sont de forme carré de coté L = 0,30m et de hauteur totale h = 6,5m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7c m.

- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45$ m et une épaisseur de 0,30 m.

Le bâtiment ayant une longueur de 20 m et une largeur de 8 m, le nombre de poteaux total est de 12.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage

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

$$[(20+2*0,5) * (8+2*0,5)]*0,10 = 16 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **16 m³**

b) Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $21*9*2$ soit : **378 m³**.

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

Le volume à excaver pour une fouille est de **3,375 m³**.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **40,5 m³**.

Le volume total des déblais est tel que : $378 + 40,5$ soit environ: **418.5 m³**

c) Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5*1,5*0,10$ soit **0,225 m³**.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume total du béton de propreté est de **2,7m³**.

d) Calcul du volume de béton armé

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

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;

- Balcons ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VIII.1: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,4	0,4	12	10,08
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	12	0,756
poteaux	0,3	0,3	6,5	12	7,02
ceintures inf. long.	20	0,3	0,3	2	3,6
ceintures inf. larg.	7,4	0,3	0,3	6	3,996
ceintures sup. long.	20	0,3	0,3	2	3,6
ceintures sup. larg.	7,4	0,3	0,45	6	5,994
voiles	8	0,2	3	2	9,6
balcons	8	1,5	0,2	2	4,8
ceinture du balcon	8	0,3	0,5	2	2,4
dalle supérieure	20	8	0,07	1	11,2
chape inférieure	20	8	0,07	1	11,2
TOTAL :74,25					

Le volume total du béton armé sera donc de 74.25 m³, soit : **75 m³**

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de 2,25 m³.

Le nombre de fouilles étant de 12 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **27 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de 21*8*2*2,25 soit : **756 m³**

Le volume total des remblais compactés est de 783 m³, on majorera ce chiffre à **783 m³**

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $(20+8)*6,5*2 - (8*3*2)$ soit : **316 m²**

- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 5767 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **5267 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **10534 briques**.

Tableau VIII.2 : Volumes de travaux de la station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	16
2	Excavation	m ³	418.5
3	Remblais compacté	m ³	783
4	Béton de propreté	m ³	2,70
5	Béton armé semelle	m ³	10,8
6	Béton armé demi poteaux	m ³	0,76
7	Béton armé des ceintures	m ³	19.6
8	Béton armé des voiles	m ³	9.6
9	Béton armé des balcons	m ³	4,80
10	Béton légèrement armé (chape inférieure)	m ³	11.2
11	Béton armé poteaux	m ³	7,02
12	Béton armé dalle	m ³	11.2
13	Maçonnerie (briquetage)	u	10534

VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

a) Déblais d'excavation

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

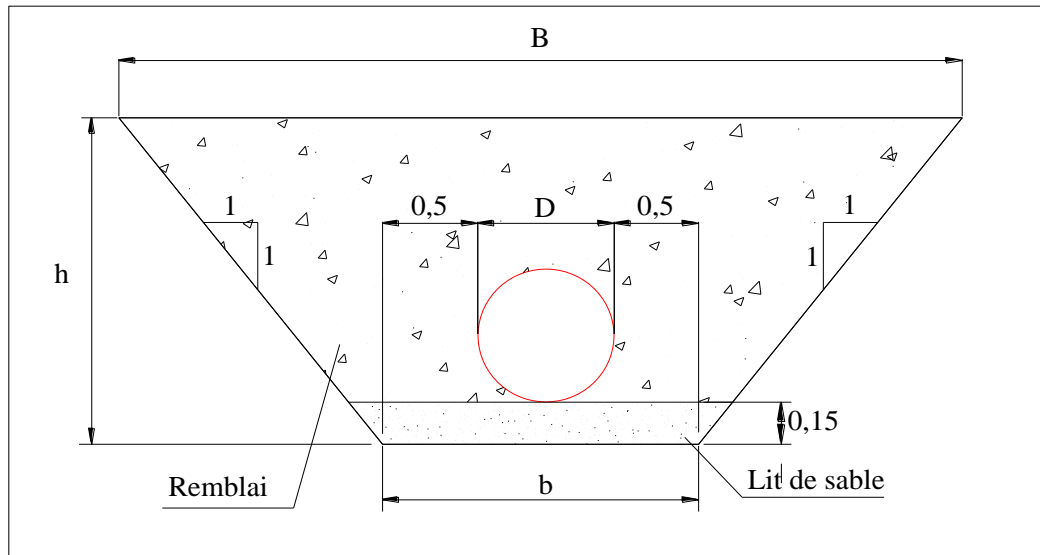


Figure VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \quad (VIII.1)$$

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

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

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

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VIII.3: Calcul du volume des déblais

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
SP - Reservoir	0,400	1,4	4,80	1,55	4.81	2500	12013

Donc le volume des déblais est de : **120132 m³**

b) Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VIII.1)

$$V_s = b * e * L \quad (VIII.3)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

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

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.4

Tableau VIII.4 : Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
SP - Reservoir	1,4	0,15	2500	525

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 525 \text{ m}^3$

c) Volume de la conduite

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

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

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

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

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII.5

Tableau VIII.5 : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m)	L (m)	V _c (m ³)
SPET - SRN°1	0,400	0,125	2500	314.16

On prend le volume de la conduite : $V_c = 314.16 \text{ m}^3$

d) Remblais compacté

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

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

V_r : volume du remblai

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

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$\text{A.N : } V_r = 120132 - 525 - 314.16 \Rightarrow V_r = 119292.84 \text{ m}^3$$

Tableau VIII.6 : Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	120132
2	Lit de sable	m ³	525
3	La conduite	m ³	314.16
4	Remblais	m ³	119292.84

VIII.2.3. Calcul des volumes des travaux de réservoir

Le réservoir de notre système d'adduction est de capacité 1200 m³.

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,45 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,45*0,35 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère a 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;

La chambre de manœuvre aura les dimensions suivantes :

- La longueur est de 12 m ;
- La largeur est de 8 m ;
- La hauteur est de 6 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,25 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 4 m ;
- La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 6 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{VIII.7})$$

V_d : volume total des déblais (m^3) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 17.48$ m ;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 19,48^2}{4} \right) + (12 * 8) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 788,07 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **788 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \quad (\text{VIII.8})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m^3) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 19,48^2}{4} * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 89,41 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **90 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad (\text{VIII.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 19,48^2}{4} * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 44,71 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **45 m³**

d) Calcul du volume du béton armé

Les éléments de réservoir dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radier de réservoir;
- Voile de réservoir ;
- Voile de la chambre de manoeuvre
- Ceintures supérieures de réservoir;
- Coupole de réservoir;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad (\text{VIII.10})$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.7

Tableau VIII.7: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	18.48	-	0,45	120.70
Voiles	17.48	17	6	77.99
Ceintures supérieures	17.48	17	0,5	6.49
Acrotères	17.48	17	0,3	3,89
TOTAL :				209.07 m³

*** Coupole**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{VIII.11})$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 17.48 m ;

f : flèche de la coupole (m), $f = 1,5$ m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \quad (\text{VIII.12})$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m^3) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,15$ m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (18/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 27.75 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 27,75 * 1,5 * 0,15 \Rightarrow V_c = 39.23 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé de réservoir est tel que $209.07 + 39.23$ soit 248.3 m^3 , que l'on majore à **249 m^3** .

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.8.

Tableau VIII.8: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m^3)
Chape inférieure	12	8	0,07	1	6,72
Voiles	12	0,2	2	2	9,6
Poteaux	0,3	0,3	6	6	3,24
Ceintures inf. long.	12	0,3	0,3	2	2,16
Ceintures inf. larg.	8	0,3	0,3	3	2,16
Ceintures sup.long.	12	0,3	0,3	2	2,16
Ceintures sup.larg.	7	0,3	0,45	3	2,835
Dalle supérieure	12	8	0,07	1	6,72
					TOTAL : 35,595

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 35.95 m^3 , que l'on majore à **36 m^3**

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad (\text{VIII.13})$$

V_r : volume du remblai compacté (m^3) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=17.48$ m ;

h : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m ;

$$A.N : V_r = \frac{3,14 * (19.48^2 - 17.48^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 116.11 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **117 m^3** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour le réservoir seul les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Pour le réservoir est de longueur totale d'environ 55 m et une hauteur de 6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 55*6 soit : **330 m^2** .

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 13*4*2 soit **104 m^2**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que 330+104 soit **434 m^2**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m^2 (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 7234 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **7300 briques**.

Tableau VIII.9 : Volumes de travaux des réservoir

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	788
2	Remblais compacté	m^3	117
3	Tout venant	m^3	90
4	Béton de propreté	m^3	45
5	Béton armé du radier de réservoir	m^3	120.70
6	Béton armé des voiles de réservoir	m^3	77.99
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m^3	6.49
8	Béton armé de la coupole	m^3	39.29
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m^3	6.72
10	Béton armé des poteaux	m^3	3.24
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m^3	9.32
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m^3	9.6
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m^3	6.72

14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	3.89
15	Maçonnerie (briquetage)	u	7300

VIII.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction sont mentionnés dans les tableaux VIII.10.11.12.13

Tableau VIII.10: Coût des travaux de la station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	434.5	300,00	130350,00
2	Gros béton	m ³	2.7	5 000,00	13500,00
3	Béton armé	m ³	63.78	20 000,00	1275600.00
4	Béton légèrement armé	m ³	11.2	12 000,00	134400.00
5	Remblais compacté	m ³	783	400,00	313200.00
6	Maçonnerie	u	10534	40,00	421360.00
				Montant	2288410.00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **2 288 410.00 DA**

Tableau VIII.11: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	120132	300,00	36039600.00
2	Lit de sable	m ³	525	800,00	420000.00
3	La conduite	m	25 500	20000,00	50000000.00
4	Remblais compacté	m ³	119292.84	400,00	47717136.00
				Montant	134176736.00

Le coût des travaux de l'adduction est de : **134 176 736.00 DA**

Tableau VIII.12: Coût des travaux des réservoir

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	788	300	236400
2	Tout venant	m ³	90	600	54000
3	Gros béton	m ³	45	5000	225000
4	Béton armé	m ³	237,35	20000	4747000
5	Béton légèrement armé	m ³	10,61	12000	127320
6	Remblais compacté	m ³	117	400	46800

7	Maçonnerie	u	7300	40	292000
				Montant	5728520.00

Le coût des travaux des réservoirs jumelés de Tléta est de : **5728520.00 DA**

Tableau VIII.13: Bilan des coûts

Coût des stations de pompage.	2 288 410.00 DA
Coût de l'adduction.	134 176 736.00 DA
Coût de réservoir	5728520.00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	142 193 666,00 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **142 193 666,00 DA**

VIII.4. Planification des travaux

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

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

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

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

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

VIII.4.1. Définitions des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation des stations de reprise et de leurs réservoirs va se faire en parallèle (quatre entreprises de réalisation, une pour chaque station et une pour les réservoirs jumelés de Tléta). Une cinquième entreprise sera chargée de la réalisation de l'adduction.

Puisque les trois bâtiments des stations de pompage sont identiques et les réservoirs ont approximativement les mêmes volumes de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes tâches des stations et de leurs réservoirs.

A- Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau VIII.14.

Tableau VIII.14 : temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

B- Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.15.

Tableau VIII.15: temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	63
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	63
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	63
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	63
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	20
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	20

U	Pose du lit de sable« tranche3 »	20
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	20
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	50
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	50
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	50
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	50
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	8
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	8
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	8
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	8

VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

A- Stations de pompage et réservoirs

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VIII.16

Tableau VIII.16: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station de pompage

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI,BJ
L	M	K	BL	---	BK

B- Adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VIII.17

Tableau VIII.17 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V

S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

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

Les flèches vertes portées sur la figure VIII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **330 jours**, soit **environ 11 mois**.

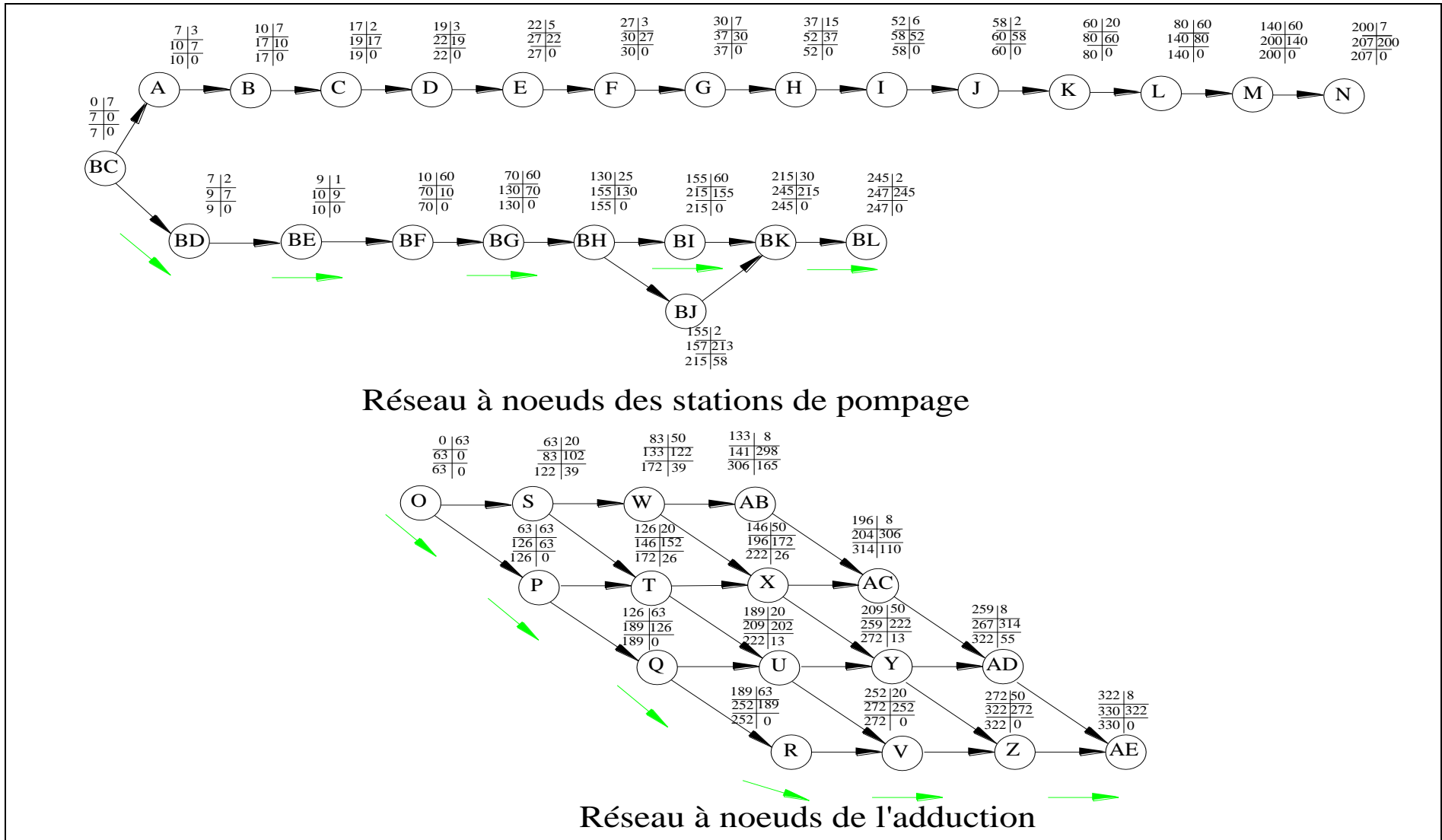


Figure VIII.2 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de station pompage+Réservoir et de l'adduction

VIII.5. Engins

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

VIII.5.1. Pelle hydraulique

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

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

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

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



Figure VIII.3 : Pelle hydraulique

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

VIII.5.2. Dozer

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

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

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

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

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

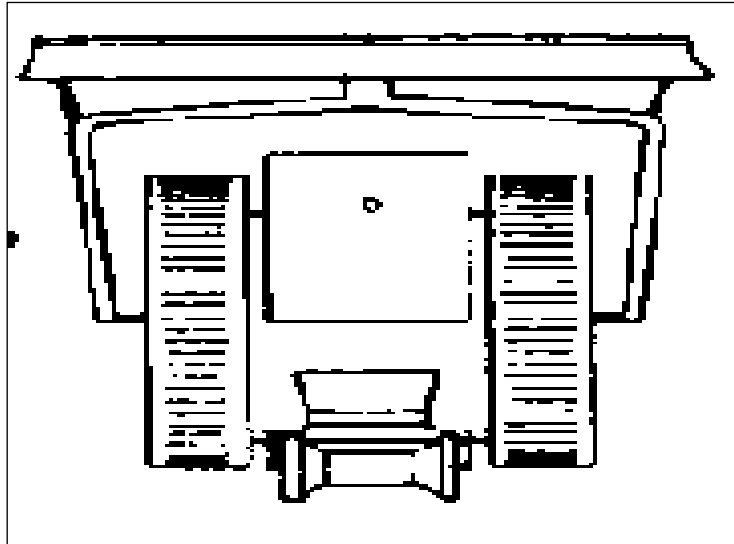


Figure VIII.4 : Bulldozer

VIII.5.3. Chargeur

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



Figure VIII.5 : Chargeur

VIII.5.4. 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.

Conclusion

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

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

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

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

Conclusion générale

Ce projet proposé par la SEAAL de La Willaya d'Alger, pour lequel nous nous sommes appliqués à définir et analyser le dimensionnement de tout un réseau d'adduction, qui nous a permis de dégager les résultats suivants :

Le renforcement en eau potable est fait pour l'horizon 2044, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 61627 habitants.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, un réservoir de 1200m³ de capacité.

Pour les choix des pompes, nous avons une nouvelle station de pompage, pour laquelle nous avons opté pour des pompes de marque Caprari, type PM 150/5A.

Afin que notre investissement soit tangible nous avons tenu compte des considérations d'ordre technique et économique. Vu l'agressivité du sol de la région d'étude, nous avons préconisé l'utilisation des conduites en fonte ductile pour la conduite de refoulement

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

La réalisation de notre projet est évaluée à 142 193 666,00 DA pour un délais de 11 mois .

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;
- [2] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
- [4]**M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [5] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [6] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101

Mémoires de fin d'étude

- [7] **M.O.DIARRA**, « Etude de Renforcement de l'Alimentation en Eau Potable des Agglomérations Secondaires de la Commune de Staoueli (w.d'Alger) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2010-2011)
- [8] **AIT AHCENE Mohand Ouamar**, «Alimentation en eau potable du flan nord de la Wilaya de Tizi Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement – réservoir tampon) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2007-2008)

Catalogues

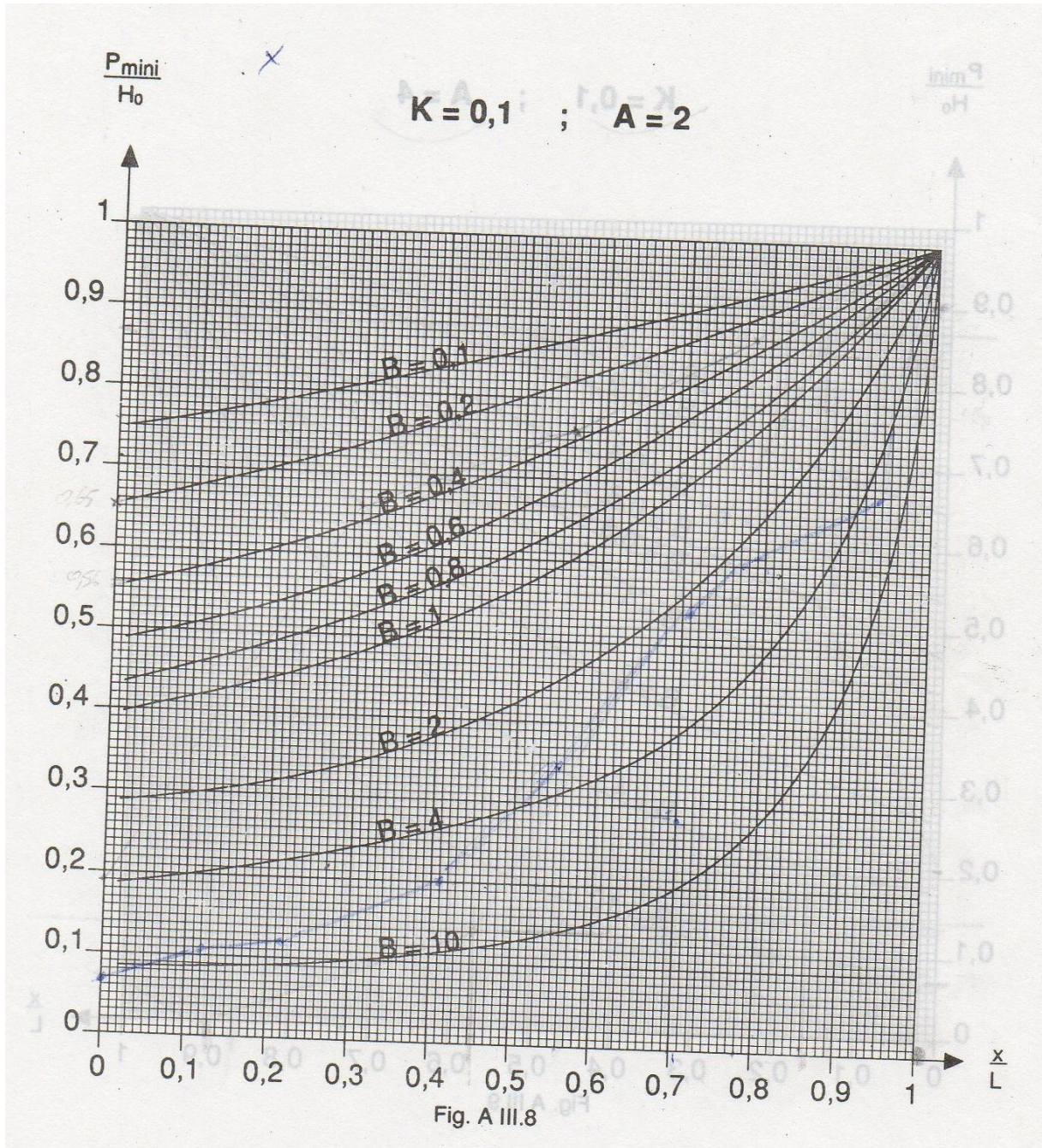
- [9] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [10] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

Annexe II.1

Annexe II.1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

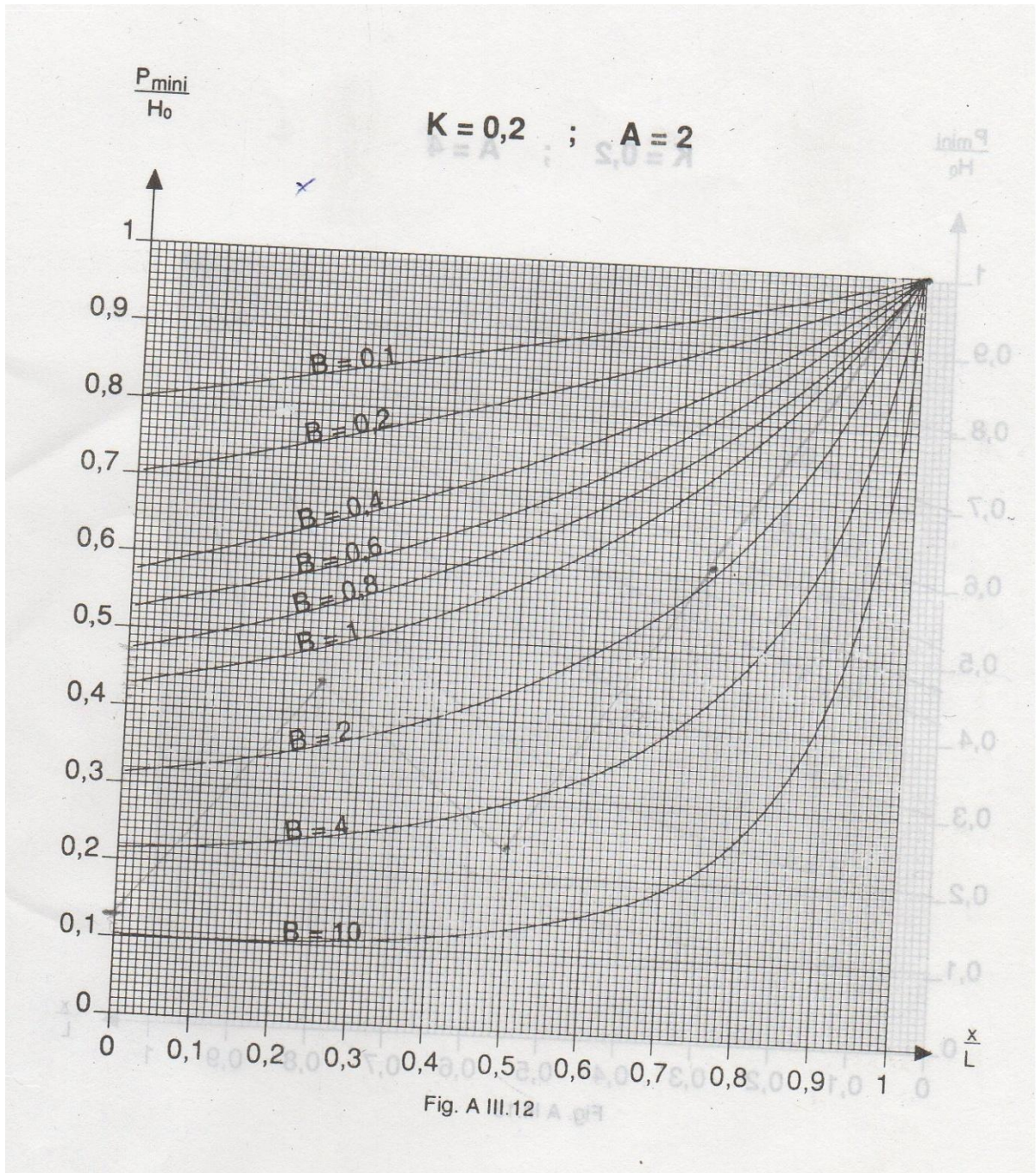
Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9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

Annexe VI.1



ANNEXE II .1: l'abaque de Menier ($K=0.1$, $A=2$).

Annexe VI.II



ANNEXE II .2: l'abaque de Menier ($K=0.2$, $A=2$).