

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 DU PROJET :

**ETUDE DE L'ADDUCTION D'AEP DES LOCALITES
SIDI YAHIA, KHANNAFA ET ROUABIA A PARTIR DE
TRANSFERE COUDIETE ACERDOUNE (W.BOUIRA)**

PRESENTE PAR :

Mr : AFFROUN Sofiane.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . KHETTAL Tahar	M.C.A	Président.
M ^r . HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinatrice.
M ^{me} . KADI Latifa	M.A.B	Examinatrice.
M ^{me} . TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice.
M ^r . MERABTI Abdelaaziz	Doctorant.	Promoteur.

Novembre- 2015

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 DU PROJET :

**ETUDE DE L'ADDUCTION D'AEP DES LOCALITES
SIDI YAHIA, KHANNAFA ET ROUABIA A PARTIR DE
TRANSFERE COUDIETE ACERDOUNE (W.BOUIRA)**

PRESENTE PAR :

Mr : AFFROUN Sofiane.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . KHETTAL Tahar	M.C.A	Président.
M ^r . HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinatrice.
M ^{me} . KADI Latifa	M.A.B	Examinatrice.
M ^{me} . TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice.
M ^r . MERABTI Abdelaziz	Doctorant.	Promoteur.

Novembre- 2015

Remerciements

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

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

Mes chers parents pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.

Mon promoteur Mr A.Merrabti pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

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

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Ahmed et Fatima, Qui m'ont soutenu
durant toutes ces années de formation.*

A mon frère Amine, mes sœurs : Kalida et sa fille maria, Hanane, Assia et Ikrame

A toute la famille Affroun et la famille Hadibi

A mes grands-pères et mes grands-mères

A mes oncles et mes tantes

A mon oncle hadibi mhamed

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a : Ahmed, Aissa, Idris,
Mahdi, Yaakoub et Youcef.*

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو تحديد النقائص الموجودة في الآبار وتحديد كمية المياه المطلوبة لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق 2040 انطلاقا من خط تحويل المياه القادم من سد كدية اسردون من اجل تلبية الحاجة بدون توقف ,وبأحسن خدمه لمنطقة سيدي يحيى و بعض المناطق المجاورة لها التي تقع في بلدية عين بسام بولاية البويرة والتي تتميز بطابعها الجبلي وكثافة سكانية معتبرة.

هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد الأنابيب, حجم الخزانات, محطة الضخ, بعد ذلك درسنا وسيلة من وسائل حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية, وأخيرا تطرقنا إلى طريقة إنجاز المشروع و مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé :

Le but de cette étude est d'identifier les lacunes dans les puits et sélectionner la quantité désirée de l'eau pour fournir les flux nécessaires pour satisfaire les besoin à l'horizon de (2040) à partir de Transfert du barrage Koudiet Acerdoune dans (wilaya de BOUIRA); afin de répondre aux besoins sans arrêt, et le meilleur service de Sidi Yahia et certaines zones adjacentes à celle- la située à la commune de Ain Bassam(Bouira) et qui est connu par le caractère montagneux et de sa densité de population.

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage, puis nous optons pour la meilleure méthode afin de protéger les conduites contre le coup de bélier.

Enfin nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract:

The aim of this study is to identify shortcomings in the wells and select the desired amount of water to deliver flows needed from the transfer of the dam Koudiet Acerdoune (BOUIRA) in order to meet the needs, and the best service of area of Sidi Yahia and some neighbourg areas, located in Ain-Bessem (Bouira) and which is characterized by mountains and hight population density.

This study consists is dimensioning the adduction, the tanks, and the pumping station.

After, we will study a method to protect our conduits against the water hammer.

At the end we will approach the methodology of implementing the project and the various means deployed for its execution.

Sommaire :

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I-1- Situation géographique	2
I-2- Situation géologique	4
I-2-1- la sismicité	4
I.3- Situation climatologique	4
A- Le climat	5
B- La pluviométrie	5
C- La température	5
D- Le vent	6
I.4- situation démographique	8
I.4.1- la population	8
I.5 - Situation hydraulique actuelle	8
A- Situation actuelle de l'AEP	8
B- Les ressources en eau	8
I.6 - Présentation du barrage de Koudiet Acerdoune	9
Conclusion	9

Chapitre II : calcul des besoin en eau potable :

Introduction	10
II.1- Estimation de la population future	10
II.2- Estimation des besoins en eau potable	11

II.2.1 -Les besoins domestiques	11
II.2 .1.1- L'évaluation de la consommation moyenne journalière	11
II .2.2 -Besoins publics.....	12
II.2.3 -Récapitulatif des différentes consommations journalières	12
II.3.Etude des variations des débits	13
II.3.1 - Variations de consommation maximale et minimale journalière	13
a) Consommation maximale journalière	13
b- Consommation minimale journalière	13
II.4- Calcul de déficit de consommation	14
II.4.1- Variation de la consommation horaire	14
11.4.1.1- Le débit minimum horaire	14
II.4.1.2- Le débit maximum horaire	15
II.5- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	16
Conclusion	18

Chapitre III : Etude des réservoirs:

Introduction	19
III.1- Généralités	19
III.2- Emplacement du réservoir	19
III.3- Classification et choix de type de réservoir	20
III.4- Réservoir tampon	20
III-5- Calcule de capacité de bache de stockage de station de pompage	20
III.6- Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation	20

1- La méthode analytique	21
2- Méthode graphique	21
III.7- Dimensions du réservoir	25
III.8- Les équipements de réservoir	26
III.9- Matérialisation de la réserve d'incendie	28
III.10 - Entretien du réservoir	28
Conclusion	29

Chapitre IV : Etude d'adduction :

Introduction :	30
IV.1- Types d'adduction	30
IV.1.1- Adduction gravitaire :	30
IV.1.2- Adduction par refoulement :	30
IV.1.3- Adduction mixte :	30
IV.2- Choix du tracé :	30
IV.3- Choix du matériau de la conduite :	31
IV.4- Etude des variantes :	31
IV.4.1- Proposition des variantes :	31
IV.5- Calcul hydraulique :	34
IV.5.1- Etude technico-économique de l'adduction :	34
IV.5.1.1- Détermination du diamètre avantageux d'une conduite gravitaire :	34
IV.5.1.2- Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire :	36
IV.5.1.3- Les frais d'investissement :	38

IV.5.1.4- Dimensionnement de la 2eme partie gravitaire :	39
IV.6- Conduite en refoulement :	41
IV.6.1- Dimensionnement de la partie refoulement :	43
IV.7- Comparaison entre les variantes :	46
Conclusion.....	

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction :	48
V.1- Exigences principales soumises à la station de pompage :	48
V.2- choix de l'emplacement de la station de pompage :	48
V.3- Choix du type de pompe :	48
V.4- Choix du nombre de pompes :	48
V.5- Couplage des pompes :	49
Couplage en parallèle	49
Couplage en série	49
V.6- Classification des pompes centrifuges	49
V.7- Dimensionnement de la station de pompage	50
V.7.1- Type et nombres des pompes	50
V.7.2- Courbes caractéristiques des pompes	50
V.7.3- Points de fonctionnement des pompes	51
V.7.4- Courbe caractéristique de la conduite	51
V.8- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	53
V.8.1- Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé	53
V.8. 2- Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé	55

V.8.3. Adaptation du Refoulement station de pompage réservoir R500 :	55
V.9. Etude de cavitation :	57
V.9.1. Nombre et dimensionnes de collecteurs d'aspiration :	57
V.9.2. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :	58
V.9.3. Calage de la pompe :	60
V.10. Choix du moteur électrique :	61
V.10.1. Critères de choix du moteur électrique :	61
V.10.2. Application du refoulement SR – Réservoir R500 :	62
V.11. Encombrement des pompes choisies	62
V.12. Choix et dimensions du bâtiment :	63
V.12.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage :	64
V.13. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :	66
V.13.1. Équipements en amont de la pompe :	66
Conclusion :	68

Chapitre VI : Pose et protection de canalisation

Introduction :	69
VI.1- Pose de canalisation :	69
VI.1.1- Principe de pose de canalisations :	69
VI.1.2- Réalisation des fouilles :	69
VI.1.3- Le lit de sable :	69
VI.2- Préparation et mise en place de la canalisation :	70
VI.2.1- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	70
VI.2.2- Pose de canalisation dans terrain peu consistant :	70

VI.8.3- Les risques dus aux coups de bélier	73
VI.8.4- Moyens de protection contre le coup de bélier	73
VI.8.5- Analyse physique du phénomène du coup de bélier	73
VI.8.6- Calcul de la célérité d'ondes	74
IV.8.7. Valeur numérique du coup de bélier	75
Cas de la fermeture lente	75
VI.8.8- Les risques dus aux coups de bélier	76
VI.8.9- Méthodes de calcul du réservoir d'air	76
VI.9. Dimensionnement des réservoirs d'air	78
a- Réservoir d'air (refoulement)	79
b- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	81
Conclusion	84

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	85
VII.1- Différents travaux à entreprendre	85
VII.1 .1- Travaux concernant les stations de pompage	85
VII.1 .2- Travaux concernant l'adduction	85
VII.1.3- Travaux concernant les réservoirs	86
VII.2- Calcul des volumes des travaux	86
VII.2.1- Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	87
VII.2.2- Calcul des volumes des travaux de l'adduction	89
VI.2.3- Volume des travaux des réservoirs	91
VII.3-Planification des travaux	92

VII.3.1- Définitions des tâches et leurs durées	92
VII.3.2- Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	95
VII.4- calcul des couts des travaux	100
VII.4.1- Calcul du cout estimatif de l'adduction	100
VI.4.2- Coût des travaux de la station de pompage et des réservoirs	101
VII.5- Les Engins	103
Conclusion	105
Conclusion générale	106

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm)	5
Tableau I.2: les Températures mensuelles (C°).	6
Tableau I.3: Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s) de l'année 2014.	7
Tableau I.4: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de sirocco de l'année 2014 ..	7
Tableau I.5: caractéristiques principales de barrage	9

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Tableau II.1: estimation de nombre de population.	10
Tableau II.2: Estimation de nombre de population de région de Sidi Yahia.	11
Tableau II.3: Estimation de nombre de population de la région Khennafa et Rouabaia.	11
Tableau II.4: Estimation de nombre de population de la région ain chellala.....	11
Tableau II.5: estimation de nombre de population de la région de mouata.	11
Tableau II.6: Estimation de la consommation domestique des différentes régions.....	12
Tableau II.7 : Estimation des besoins publics	12
Tableau II.8 : Estimation de la consommation total	13
Tableau II.9 : Tableau des déficits à combler à l'an 2040	14
Tableau II.10 : Variation de β min en fonction du nombre d'habitants.	15
Tableau II.11 : Variation de β max en fonction du nombre d'habitants.....	15

Tableau II.12 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	16
---	-----------

Tableau II.13: Variations du débit horaire.....	17
--	-----------

Chapitre III : Etudes des reservoirs

Tableau III.1: Détermination de la capacité du réservoir	23
---	-----------

Tableau III.2 : Caractéristiques des ouvrages projeter	26
---	-----------

Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV.1: Caractéristiques des variantes proposées.	34
---	-----------

Tableau IV.2 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.....	35
--	-----------

Tableau IV.3 : Les diamètres des tuyaux en PEHD.....	37
---	-----------

Tableau IV.4 : les diamètres calculer pour chaque sous variantes.....	38
--	-----------

Tableau IV.5: Frais d'investissement des conduites gravitaires.	38
---	-----------

Tableau IV.6 : Calcul de la HMT du tronçon SP – R500.	44
---	-----------

Tableau IV.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP – R500.....	45
--	-----------

Tableau IV.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP – R500.....	45
---	-----------

Tableau IV.9 : Bilan du tronçon SP – R500.....	45
---	-----------

Tableau IV.10: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation pour toutes les variantes... 	46
---	-----------

Tableau IV.11 : comparaison entre le coût des deux variantes.....	47
--	-----------

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	50
Figures .V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	51
Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- R500).....	52
Tableau V.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	59
Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.	59
Tableau V.5: Coefficient de correction en fonction de la puissance	62
Tableau V.6 : les dimensions des pompes choisis.....	63
Tableau V.7 : Choix du type de bâtiment.....	63

Chapitre VI : Pose et protection de canalisation

Tableau VI.1 : Valeurs du coefficient K :	75
Tableau VI.2: caractéristiques de la conduite.	79
Tableau VI.3 : Tableau du profil en long absolue.....	80
Tableau VI.4 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.	81
Tableau VI.5 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.	83

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1: récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.	87
Tableau VII.2: les travaux de la station de pompage.	89

Tableau VII.3 : Les volumes des conduites.....	91
Tableau VII.4: Volume des travaux des réservoirs.....	92
Tableau. VII.5 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....	93
Tableau VII.6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	94
Tableau VII.7 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.....	95
Tableau VII.8 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.....	96
Tableau VII.9 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction	97
Tableau VII.10 : Devis estimatif (terrassement déblai - remblai).....	100
Tableau VII.11: Davis estimatif (canalisation).....	101
Tableau VII.12 : Décompte des travaux	101
Tableau VII.13: Coût des travaux de la station de pompage	102
Tableau VII.14: Coût des travaux d'un réservoir.	102
Tableau VII.15: Bilan des coûts.....	103

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Présentation géographique de la zone d'étude.....	2
Figure I.2 : situation géologique de la wilaya de Bouira.....	3
Figure I.3: zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en2003	4
Figure I.4 : Graphique de la température moyenne mensuelle.....	6
Figure I.5: Graphique de vitesse de vent moyenne.	7

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Figure II.1 : Histogramme de la consommation total.....	18
Figure : II.2 : la courbe intégrale de la consommation totale.....	18

Chapitre III : Etude des réservoirs

Figure III-1 : Détermination du résidu maximum dans les réservoirs par laméthode graphique.....	22
Figure III.2 : Equipement de réservoir.....	27

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV-1 : emplacement de la station de pompage pour la variante1.....	33
Figure IV-2: emplacement de la station de pompage pour la variante2.....	33
Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP- R500).....	46

Chapitre V : Etude de pompage

Figures .V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	51
Figure V.2: Point de fonctionnement des pompes de la SP.....	53
Figure V.3 : Mode de réglage de la SP.....	57
Figure V.4: Encombrement des pompes choisies.....	62

Chapitre VI : Pose et protection de canalisation

Figure 01 : Pose de conduite dans un terrain peut consistant	71
Figure VI.2: Profil en long d'une conduite.....	78
Figure VI.3 : Profil en long absolu (sp-R500).....	80

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1: Coupe en travers de la tranchée de la conduite	90
Figure. VII.2 : Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique de l'adduction.....	98
Figure. VII.2 : Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique de la station de pompage et réservoirs.....	99
Figure VII.4 : Chargeur.....	104
Figure. VII.5: Compacteur Mono.....	105

Liste des planches :

Planche N°1 : Profil au long de la conduite d'adduction gravitaire du tronçon réservoir de transfert -station de pompage (R1000-SP)(Sidi Yahia , W.Bouira).

Planche N°2: Profil an long de la conduite d'adduction de refoulement du tronçon station de pompage – réservoir 500m³ (Sidi Yahia , W.Bouira).

Planche N°3 : Tracer en plan de la conduite d'adduction en AEP de Sidi yahia W.Bouira.

Planche N°4 : Vue en plan de la station de pompage.

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau c'est un signe de vie et en aucun cas la vie n'est possible sans l'existence de l'eau. En effet, et comme tout le monde est supposé le savoir, l'eau travaille en notre faveur de façon sinon variée, du moins multiple, tout en nous rendant la vie de plus en plus facile, voire agréable. Pour autant nous devons tous veiller est ce que cette ressource, sans doute précieuse, ne soit utilisée excessivement ou bien abusivement. Mais son inégale répartition, la croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial dans l'alimentation en eau potable et oblige à chercher des autre ressource potable.

Donc le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne pour les différentes catégories des agglomérations, et pour se remédier à ce problème, l'Algérie a lancé plusieurs programmes de réalisation des grands projets : comme la construction des grands barrages réservoirs pour diverses utilisations, ainsi que des transferts d'eau potables. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet d'étude d'adduction en eau potable de la région de Sidi Yahia, pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que les ressources actuelles (forages) ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région. Et Comme Le réservoir du transfert des eaux du barrage de Koudiet Acerdoune situé dans cette région, nous proposons d'assurer ces besoins à partir de ce transfert. L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2040, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction.

Pour ce faire, ce mémoire de fin d'étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure. Passant par une présentation de la région d'étude, l'estimation des besoins en eau, variation de la consommation, étude des ouvrages de stockage, de l'adduction, la protection du réseau contre le coup de bélier, l'organisation des différents opérations aboutissant à la réalisation du projet.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant de commencer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce dernier.

L'objet de notre étude est la conception d'un réseau d'adduction en eau potable de la région de Sidi Yahia pour une meilleure satisfaction des besoins en eau potable de la région.

I-1- Situation géographique :

La région de Sidi Yahia c'est une zone montagneuse, situé dans la commune d'Ain-Bessem, relavant de la Wilaya de Bouira, Ain Bessem est la troisième Daïra du point de vue géographique et démographique de la Wilaya. Elle est située à l'ouest du chef-lieu de Wilaya Bouira, exactement à 17 km. Une zone agricole partagée géographiquement en deux régions distinctes, l'une à l'Ouest, s'étend de Ain-Hadjar jusqu'à Sidi Khalifa, l'autre à l'Est englobant les villes de Bir-Ghbalou, Raouaroua,. La commune d'Ain Bessem se trouve au centre des Communes intérieures de la Wilaya de Bouira, limitée dans ses frontières par les Communes de : Djebahia au Nord, Aïn El Hadjar au Nord-Est, Aïn Laloui à l'Est, El Hachimia au Sud-Est, Sour El Ghozlane au Sud, Raouraoua au Sud-Ouest, Bir Ghbalou et El-khabouzia à l'Ouest et Souk El Khemis au Nord-Est.



Figure I.1 : Présentation géographique de la zone d'étude (source : google map)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

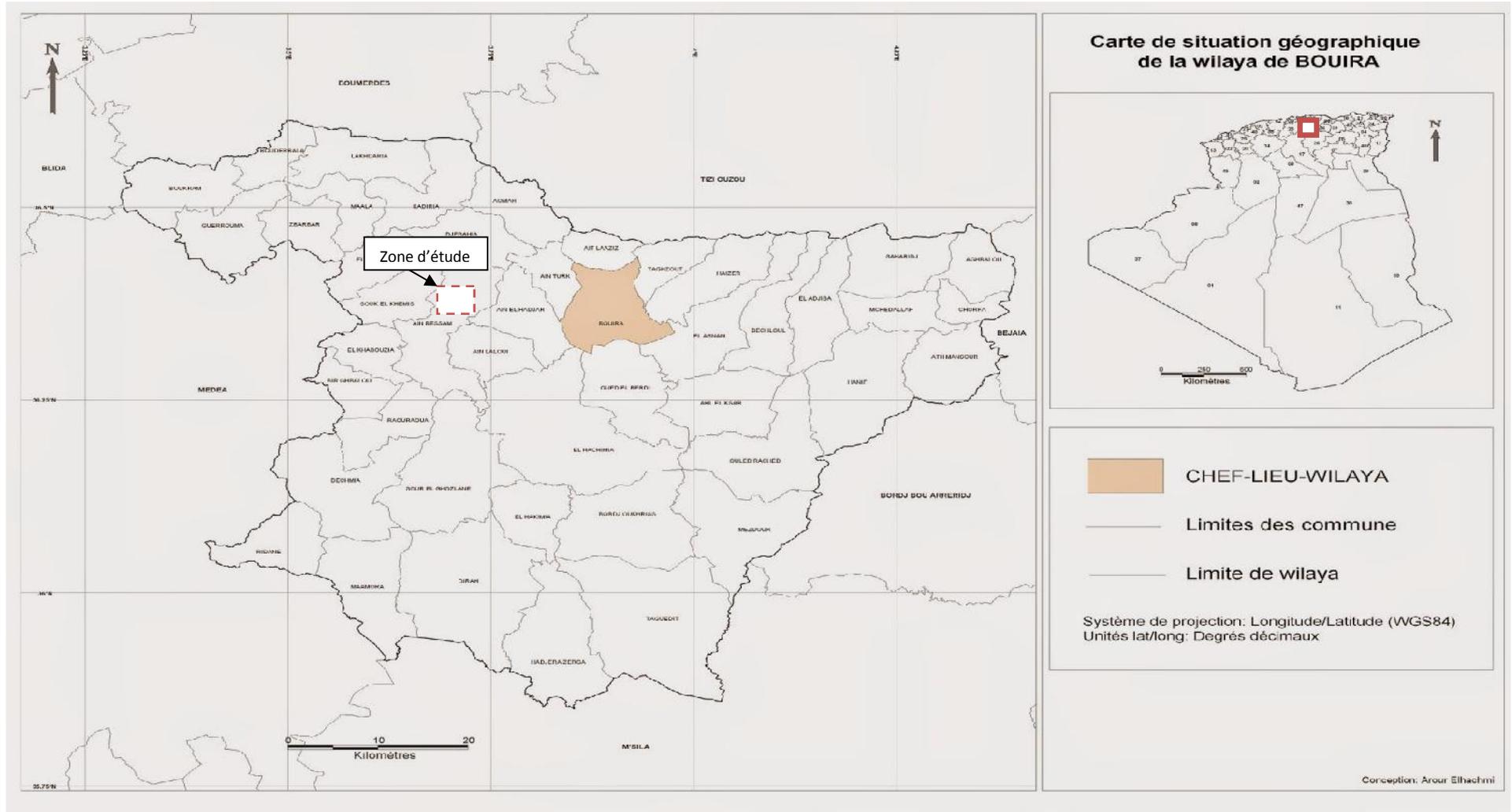


Figure I.2 : situation géographique de la wilaya de Bouira

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-2- Situation géologique :

Les sous sols de sud est de l'Est d'Ain Bessem est composée dans sa base de marnes et d'argiles calcaires qui dans leur plus grande partie recouvertes de formation quaternaire encroutement, gravier, matériaux argileux et sableux et des argiles.

Le Nord est caractérisé par la présence de nombreuses carrières de calcaire de Schiste et de gypse.

I-2-1- la sismicité :

Les règles 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 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte

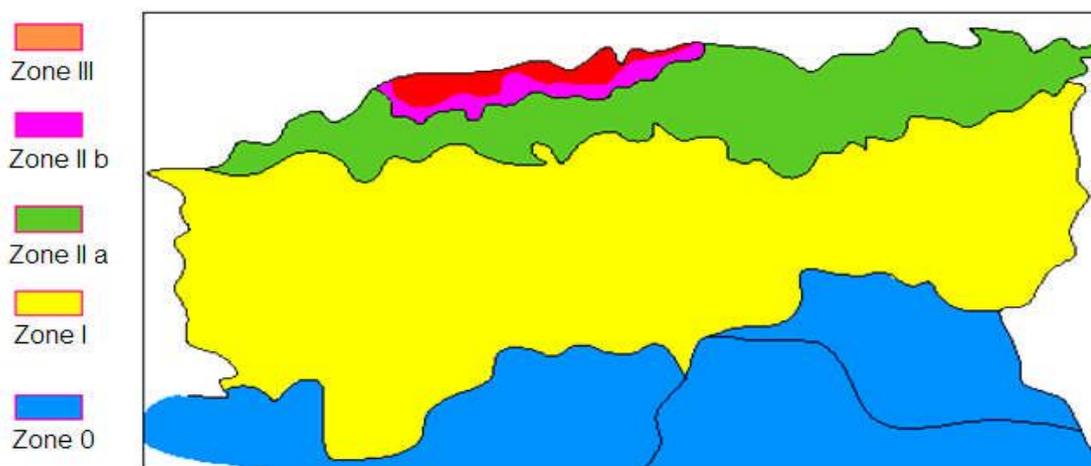


Figure I.3: zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en2003

La région de Bouira est classer dans la zone II selon les recommandations parasismiques d'Algérie, donc elle est caractérisée d'une moyenne séismicité.

I.3- Situation climatologique :

En Algérie, les données hydro-climatiques sont en général fournies par des organismes publics tels que : l'agence national des ressources hydrauliques (A.N.R.H) et l'office national de la météorologie (O.N.M).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

A- Le climat

L'étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité, les vents, les jours de sirocco et de gel.

Le climat est souvent tempéré de transition mais chaud en été, influencé par les vents Sirocco soufflant du Sahara. En hiver et au printemps, la région reste sous l'effet d'un climat méditerranéen. Les précipitations sont réparties tout au long de l'année, souvent sous forme de neige en hiver. Les quatre saisons sont presque marquées, avec une différence d'environ 32.8 °C entre la température moyenne des mois les plus chauds (juin, juillet et août) et 18.4° C les mois les plus froids (décembre, janvier et février). Les vents du Sud et les vents de l'Est font effet de barrière climatique et provoquent des différences significatives de température et de quantité de pluie. L'influence du climat méditerranéen est plus marquée au printemps et en automne, où les étés sont plus chauds et les hivers sont souvent très froids. La température moyenne diffère en fonction de l'altitude du lieu où souvent on constate la neige dans les monts d'EL-Khemiss.

B- La pluviométrie

1- La pluviométrie moyenne annuelle :

Les précipitations moyennes annuelles qui sont évaluées selon la moyenne pondérée dans notre station sont d'environ 360.8 mm, (Source la station Météorologique d'Ain Bessem).

2- La pluviométrie moyenne mensuelle :

On admet que la pluviométrie moyenne mensuelle sur le site d'étude est identique à celle observée à Ain Bessem

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P
P _{moy}	20.4	28.7	35.4	46.1	30.6	38.3	43.2	42.9	36.1	11.7	10.7	2	360.8
P%	6	8	10	12	11	11	12	12	10	3	3	2	100

Source : ONM Ain Bessem(2014)

C- La température :

La commune d'Ain bessem est caractérisée par un hiver pluvieux et doux et un été chaud et sec.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

La distribution moyenne mensuelle de la température de l'année 2014 de l'air est représentée ci-après :

Tableau I.2 : les Températures mensuelles (C°).

Mois	Jan	fév	mar	avr	mai	jun	jui	aut	sep	oct	nov	déc	T.M
Tmin°C	0.9	-1.2	0.8	5.5	5.1	8	14.8	17	14	7.3	5.1	-0.4	6.4
Tmoy°C	10.7	10.4	11.2	16.9	19.3	23.5	27.5	28.5	25.2	20.3	15.3	8.8	18.2
Tmax°C	20.5	22	21.6	28.3	33.5	39	40.2	40	36.5	33.3	25.5	18	29.9

Source : ONM Ain bessem(2014).

L'analyse du tableau des températures moyennes mensuelles montre que :

- La valeur min de la température moyenne dans le mois décembre (8.8°C).
- La valeur max de la température moyenne dans le mois août (28.5°C).
- La valeur moyenne de la température (18.2 °C).

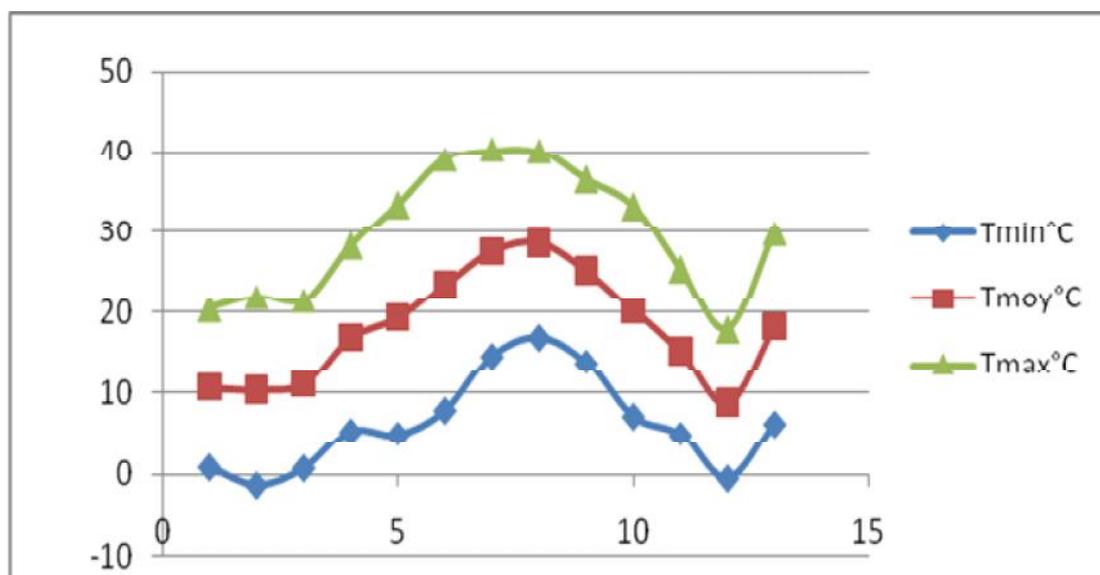


Figure I.4 : Graphique de la température moyenne mensuelle.

D- Le vent :

Le vent est un paramètre qui est caractérisé par sa direction et sa vitesse :

- Le vent souffle le plus souvent dans les directions Sud-Ouest et Ouest en été.
- Les vents des du Nord et du Nord-Est sont les plus fréquents le reste de l'année.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Le tableau suivant représente les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse de vent(m/s).

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s) de l'année 2014.

Mois	jan	févr.	mars	Avri	mai	juin	juil.	Aout	sept	oct.	nove	déc	Moy
V (m/s)	4.4	4.8	4.4	3.7	3.3	3.6	3.4	3.4	3.4	3.1	4.7	4.1	3.9

Source : ONM Ain bessem(2014)

L'analyse de ce tableau montre que la vitesse de vent est variée de 3.1m/s à 4.8m/s durant tous les mois de l'année.

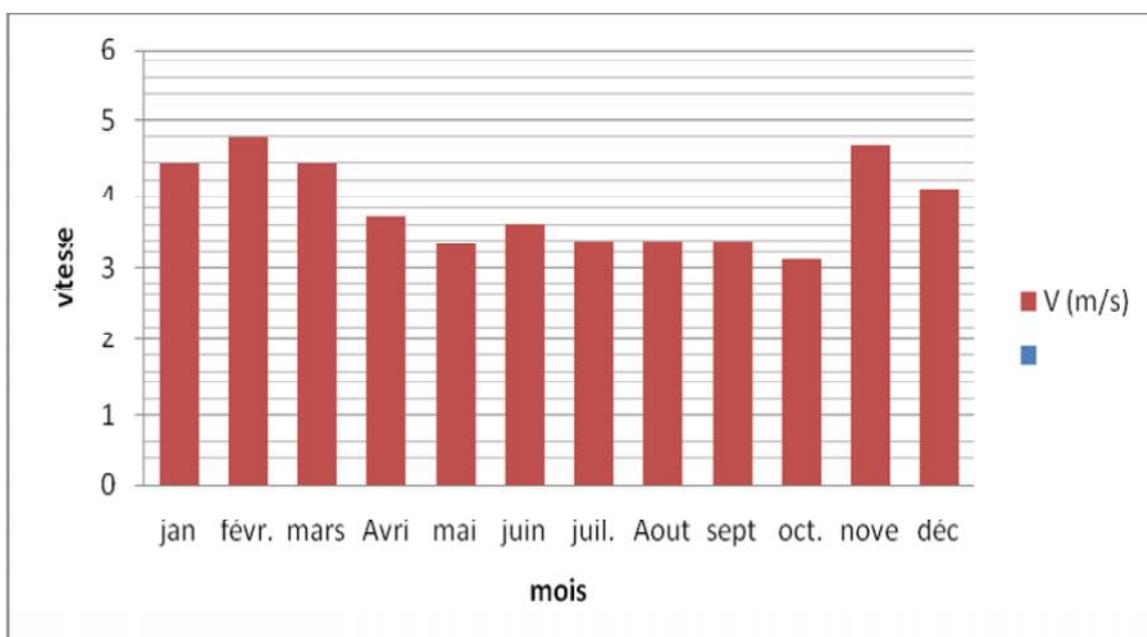


Figure I.5: Graphique de vitesse de vent moyenne.

- **Le sirocco :**

C'est un vent chaud et sec qui souffle du Sahara vers le littoral.

Les diverses valeurs observées sur les postes intéressants de la zone d'étude sont présentées par le tableau ci-dessous :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.4 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de sirocco de l'année 2014

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Ann
N°de Jours	0	0	0	0	0	4	7	5	0	0	0	0	16

Source : ONM Ain bessem(2014)

Le siroco souffle en été pendant une période qui peut atteindre vingtaine de jours et plus souvent en juillet, et la vitesse de vent varie entre 2.2 à 3.3 m/s.

I.4- situation démographique :

I.4.1- la population :

La région de sidi yahia comporte une agglomération en voie de développement de vocation rurale à une vocation urbaine.

I.5 - Situation hydraulique actuelle :

A- Situation actuelle de l'AEP :

Les agglomérations de sidi yahia sont séparées sur plusieurs villages (Sidi Yahia, Mouata, Ain-Chellala, Cheboubia, Khennfa et Rouabia). Cette région qui situe a la commune de Ain Bessem compte une population de 7333 habitants en 2008 d'après DHW de la wilaya de Bouira .

La majorité de ces villages sont dotés de réseau d'AEP et d'ouvrage de stockage excepté Mouata, Khennafa et Rrouabia.

B- Les ressources en eau :

La région de Sidi Yahia est alimentée actuellement à partir de 3 forages donnant un débit d'exploitation d'environ 8 l/s.

La région tire ses ressources principalement des eaux souterraines .Pour combler le manque actuel en eau de la ville, il est prévu le renforcement à partir des eaux de surfaces provenant du barrage de Koudiet Acerdoune.

Donc la région sera alimenter a partir de réservoir R1000 qui est en cour de réalisation implanter a Draa Lahdjer et qui permet d'alimenter la région a partir de transfère du barrage Koudiet Acerdoune.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.6 - Présentation du barrage de Koudiet Acerdoune :

Le barrage est implanté sur l'Oued Isser dans la commune de Maala, daïra de Lakhdaria dans la wilaya de Bouira dont les coordonnées LAMBERT sont :

$$X=580.10\text{Km} \quad Y=3540.70 \text{ Km} \quad Z=217\text{m}$$

Les caractéristiques principales du barrage sont données dans le tableau I.3 :

Tableau I.5 : caractéristiques principales de barrage

Caractéristiques	Unité	Valeur
surface du bassin versant	KM ²	2790
capacité de la retenue	Hm ³	640
volume annuel régularisé	Hm ³	178
apport annuel moyen	Hm ³	220
hauteur au-dessus des fondations	m	121
longueur de crête	m	475
largeur de crête	m	08

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité car ces données nous serviront de base pour notre étude.

Chapitre II

Calcul des besoins en eau

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population, cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population pour les différents horizons, donc cette estimation exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

II.1. Estimation de la population future :

La population en futur doit être calculé parce que le réseau doivent être satisfaire pour une long durée c'est pour cette raison on utilise la formyle suivante :

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

P_n : population à l'horizon de calcul

P_0 : population à l'année de recensement

τ : taux d'accroissement démographique

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul

Evaluation de la population future :

D'après la DHW de la wilaya de Bouira, le taux d'accroissement est de 2,1%. Et d'après le dernier recensement effectué en 2008, la population est de 7203habitant.

La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2040 c'est-à-dire 25 ans :

$$P_n = P_0 * (1 + \tau)^n$$

$$P_0 = 7203 \text{ habitant}$$

$$\tau = 2.1\%$$

Tableau N°II-1 : estimation de nombre de population.

Région	Sidi yahia	Khnnafa et rouabaia	mouata	Ain chellala	total
Nombre de population	2891	562	1710	2040	7203

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

A- La région de Sidi Yahia :

Tableau N°II-2 : Estimation de nombre de population de région de Sidi Yahia.

Année	2008	2015	2040
Nombre de population	2891	3344	5622

B- La région de Khennafa et Rouabaia :

Tableau N°II-3 : Estimation de nombre de population de la région Khennafa et Rouabaia.

Année	2008	2015	2040
Nombre de population	562	649.84	1092.57

C- La région de Ain Chellala :

Tableau N°II-4 : Estimation de nombre de population de la région ain chellala.

Année	2008	2015	2040
Nombre de population	2040	2359	3965

D- La région de Mouta :

Tableau N°II-5 : estimation de nombre de population de la région de mouata.

Année	2008	2015	2040
Nombre de population	1710	1977.76	3325.2

II.2. Estimation des besoins en eau potable :

II.2.1 .Les besoins domestiques :

II.2 .1.1. L'évaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j}=(Q_i.N_i)/1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II-2})$$

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .
- Q_i : dotation journalière en $l/j/hab$.
- N_i : nombre de consommateurs.

Tableau N°II-6 : Estimation de la consommation domestique des différentes régions.

Région		Population	Dotation	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Sidi Yahia	2015	3344	150	501.6
	2040	5622		843.3
Khennafa et Rouabaia	2015	649.84		97.48
	2040	1092.57		163.88
Ain Chellala	2015	2359		353.85
	2040	3965		594.75
Mouata	2015	1977.76		296.66
	2040	3325.2		498.78

II .2.2 .Besoins publics

Les besoins publics sont estimés par majoration de 5% sur les besoin domestiques selon le DHW de la wilaya de Brouira.

Tableau N°II-7 : Estimation des besoins publics .

Région	$Q_{moy,j}(m^3/j)(2040)$	Besoin publics(m^3/j)	Total(m^3/j)	
Sidi Yahia	843.3	42.17	885.47	1409.19
Mouata	498.78	24.94	523.72	
Khennafa et Rouabaia	163.88	8.19	172.07	
Ain Chellala	594.75	29.74	624.49	
Total	2100.6	105.04	2205.64	

II.2.3 .Récapitulatif des différentes consommations journalières :

Les besoins totaux en eaux sont donnés par le tableau suivant :

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Tableau N°II-8 : Estimation de la consommation total .

Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins Publics (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
2100.6	105.04	2205.64

II.3. Etude des variations des débits :

Estimation des pertes :

La perte d'eau est un volume d'eau perdue.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit : Considérer un taux de perte de 20%.

Les pertes = 20%. Demande totale (m³/j).

Besoin total = 1.2 * Q_{moy j} = 1.2 * 2205.64 = 2646.77 m³/j.

II.3.1 . Variations de consommation maximale et minimale journalière :

a) Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{max.j}) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

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

Avec : $K_{\max,j} = (1.1 - 1.3)$ On prend $K_{\max,j} = 1,3$

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

$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy,j}} = 1.3 * 2646.77 = 3440.80 \text{ (m}^3\text{/j)}$

b- Consommation minimale journalière :

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

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min}}{Q_{\text{moyj}}} \quad \text{(II.4)} \quad \text{Avec : } K_{\min,j} = (0.7 - 0.9)$$

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} = 0.7 * 2646.77 = 1852.74 \text{ (m}^3/\text{j)}.$$

II.4. Calcul de déficit de consommation :

L'agglomération connaît un débit faible en eau. Pour satisfaire les besoins en eau à pris jusqu'à l'horizon d'étude de (2040) le déficit avec lequel on dimensionnera le réseau d'adduction, le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Tableau N°II-9 : Tableau des déficits à combler à l'an 2040 .

Régions	Besoins en eau à l'an 2040 (m ³ /j)		Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
/	Q _{maxj}	3440.80	691.20	2749.6
	Q _{minj}	1852.74	691.20	1161.51

II.4.1. Variation de la consommation horaire :

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre, toutefois la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière, Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées 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.4.1.1. Le débit minimum horaire :

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération.

Un coefficient α min tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Un coefficient β min étroitement lié à l'accroissement de la population.

Donc :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * (Q_{\min,j}/24) \quad \text{(II-5)}$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad \text{(II-6)}$$

K_{min,h} : coefficient d'irrégularité horaire minimale

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

α min : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0,4 et 0,6 (nous prenons α min = 0,4).

β min : coefficient donnée par un tableau est en fonction de la taille d'agglomération

Tableau N°II-10 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	1000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

On prend : $\alpha_{\min} = 0,4$ et $\beta_{\min} = 0,5$

Donc :

$$K_{\min,h} = 0,4 \times 0,5 = 0,2 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,2$$

Alors le débit minimum horaire :

$$Q_{\min h} = 0,2 \times (1161.54/24) = 9.68 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 2.69 \text{ l/s}$$

II.4.1.2. Le débit maximum horaire :

Détermination de la consommation maximale horaire :

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

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

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

α max : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons α max = 1,4).

β max : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

Tableau N°II-11 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

On prend $\beta_{\max} = 1,2$ et $\alpha_{\max} = 1,4$

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Alors : $K_{max,h}=1,2 \times 1,4=1,68$

Donc : $Q_{max h}=1,68 \times (2749.6/24)=192.47 \text{ m}^3/\text{h}$ c'est-à-dire $Q_{max h}=53.46 \text{ l/s}$

II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N°II-12 :

Tableau N°II-12 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

heures h	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

La population de ces localités se trouve entre 10001 à 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Tableau II.13: Variations du débit horaire

Heurs	Variation de la consommation en %		Cumulé	
	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1.5	41.24	1.5	41.24
1-2	1.5	41.24	3	82.49
2-3	1.5	41.24	4.5	123.73
3-4	1.5	41.24	6	164.98
4-5	2.5	68.74	8.5	233.72
5-6	3.5	96.24	12	329.95
6-7	4.5	123.73	16.5	453.68
7-8	5.5	151.23	22	604.91
8-9	6.25	171.85	28.25	776.76
9-10	6.25	171.85	34.50	948.61
10-11	6.25	171.85	40.75	1120.46
11-12	6.25	171.85	47	1292.31
12-13	5	137.48	52	1429.79
13-14	5	137.48	57	1567.27
14-15	5.5	151.23	62.5	1718.50
15-16	6	164.98	68.5	1883.48
16-17	6	164.98	74.5	2048.45
17-18	5.5	151.23	80	2199.68
18-19	5	137.48	85	2337.16
19-20	4.5	123.73	89.5	2460.89
20-21	4	109.98	93.5	2570.88
21-22	3	82.49	96.5	2653.36
22-23	2	54.99	98.5	2708.36
23-24	1.5	41.24	100,00	2749.60
TOTAL			100,00	2749.60

Donc : $Q_{\max h} = 171.85 \text{ m}^3/\text{h}$ c'est-à-dire $Q_{\max h} = 47.73 \text{ l/s}$

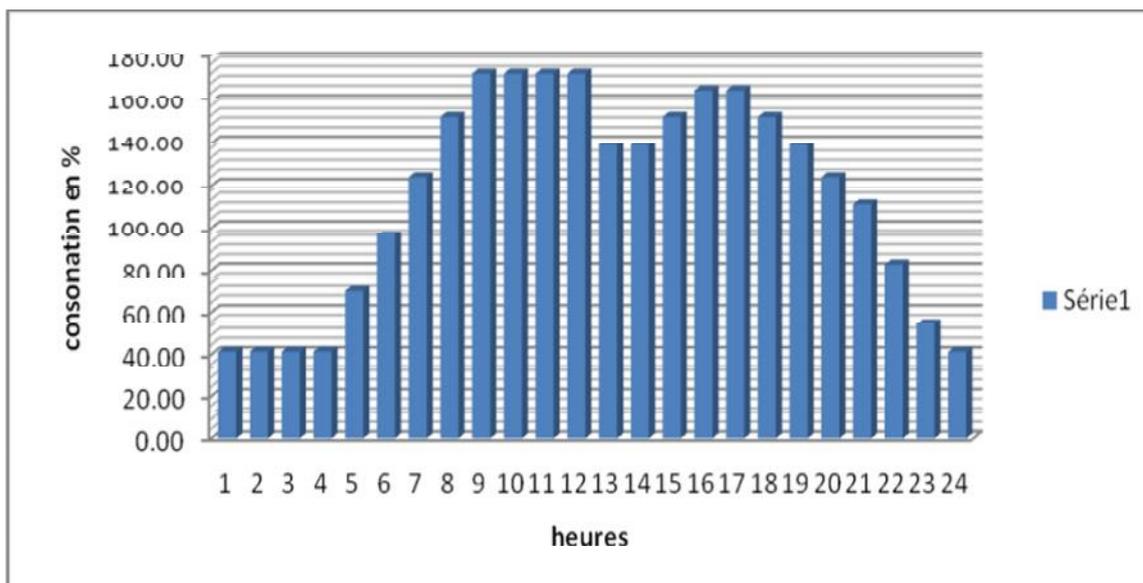


Figure II.1 : Histogramme de la consommation total.

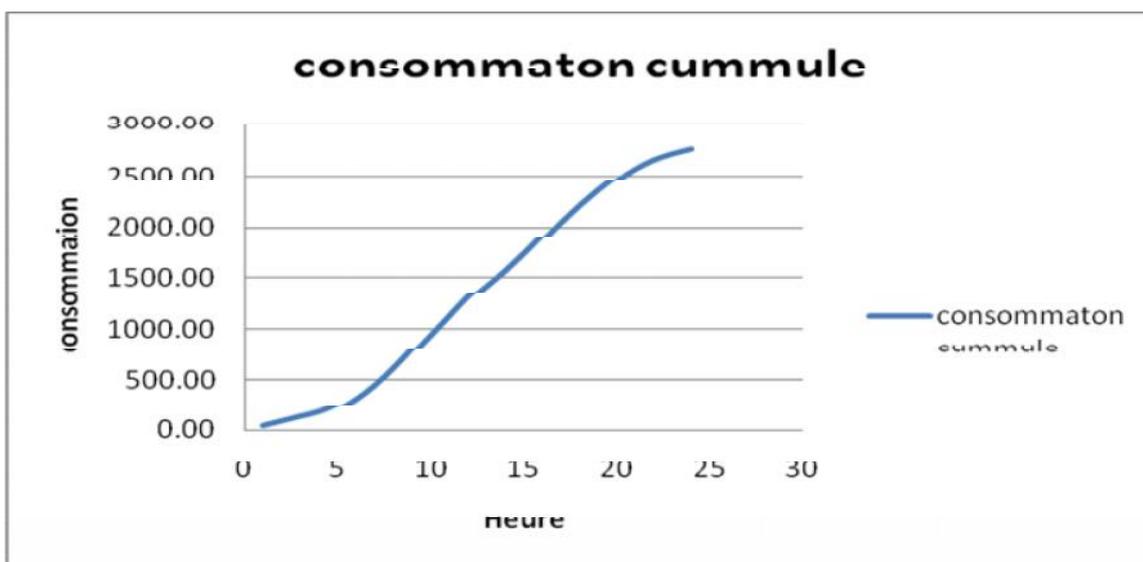


Figure : II.2 : la courbe intégrale de la consommation totale.

Conclusion

Les besoins en eau estimés à l'horizon du projet (2040) de 39.82 l/s et qu'ils sont très grands par rapport au débit d'exploitation de forages existants qui est de 8 l/s, par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité manquante, de 31.82 l/s.

Afin de transférer cette quantité d'eau vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage qui seront l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III

Etude des réservoirs

Introduction :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus, ils permettent d'emmagasiner un volume d'eau destinées à la lutte contre les incendies.

La région de Sidi Yahia a un ensemble des réservoirs existants et des réservoirs qui seront projetés dans notre projet pour augmenter la capacité de stockage afin de répondre à la demande horaire en eau de l'agglomération.

Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1- Généralités :

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

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

III.2- Emplacement du réservoir :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème à résoudre, car il doit tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui des agglomérations ce qui est vérifié pour nos fractions.
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les pressions et les charges admissibles pour tous les points du réseau de distribution.

III.3. Classification et choix de type de réservoir :

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

Le choix de type de réservoir se fait à savoir des avantages qu'ils présentent suivant:

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifiée et économique.
- Etanchéité plus facile à exécuter.
- Conservation de l'eau à une température constante.

Pour notre étude il s'agit des réservoirs sur terre circulaire alimentés gravitairement.

III.4. Réservoir tampon :

Le réservoir tampon doit recevoir l'eau venant par refoulement de la station de pompage avant d'être dirigée gravitairement vers le réservoir de tête de distribution.

III-5. Calcule de capacité de bache de stockage de station de pompage:

La capacité de bache de stockage de station de pompage est calculée par la formyle suivante :

$$V_{\text{bache1}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20} \quad \text{(III-1)}$$

V_{bache1} : volume de bache de stockage

$Q_{\text{max j}}$: Débit maximum journalier de la consommation.

T : temps de fermeture de vanne.

$$\text{Donc : } V_{\text{bache1}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20} = (2749.6/20) * (1/4) = 34.37 \text{ m}^3$$

Donc on choisit un volume de 50m³.

III.6. Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation :

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

l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

Deux méthodes peuvent être appliquées :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

1- La méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-2})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{III-3})$$

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

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

2- Méthode graphique :

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

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{III-4})$$

Donc le volume totale sera $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

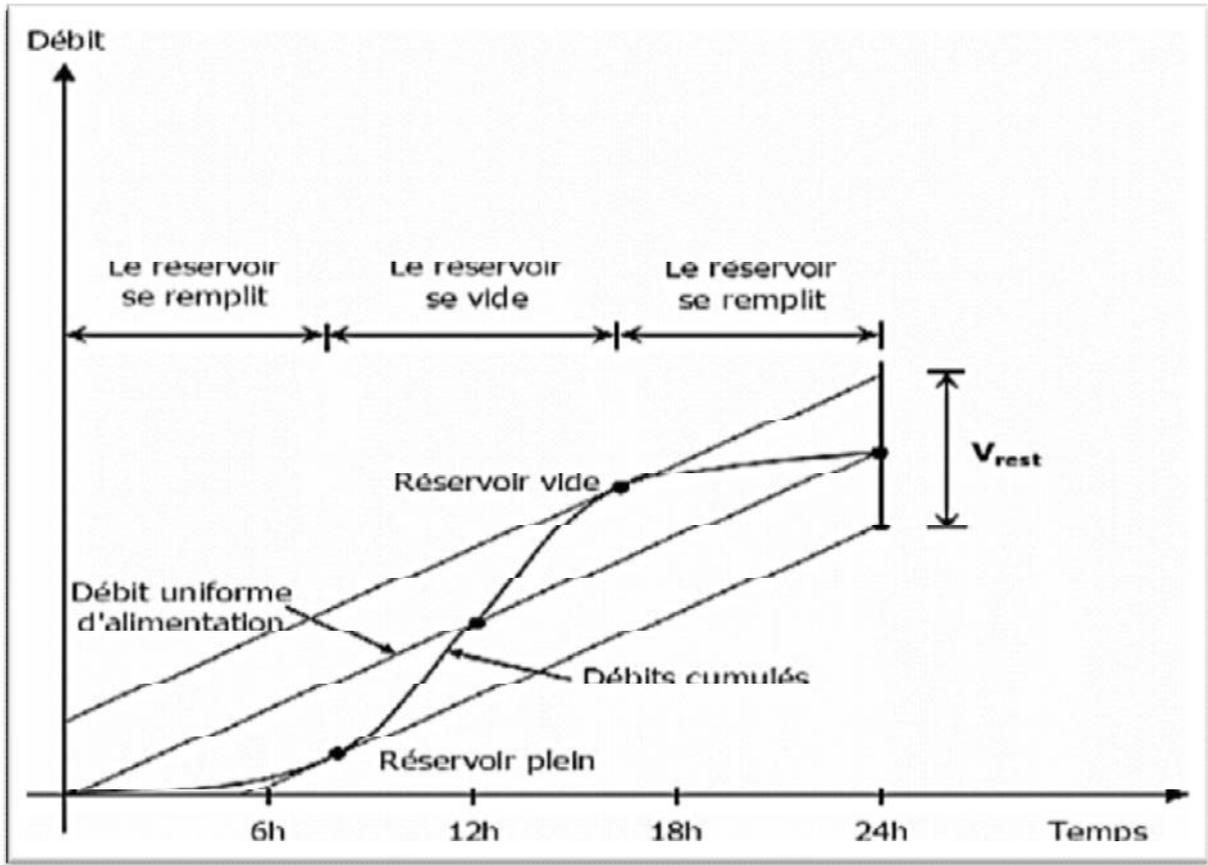


Figure III-1 Détermination du résidu maximum dans les réservoirs par laméthode graphique.

Pour notre projet on utilise la methode analytique.

a) Cas de l'alimentation par refoulement :

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{\max j}}{100} \text{ (m}^3 \text{)}$$

V_u : volume utile du réservoir.

$a_{\max}\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j).

$V_{inc}=120 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir serait donc : $V_t = V_u + V_{inc}$

Chapitre III : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau III.1: Détermination de la capacité du réservoir

heurs	consommation %	refoulement%	surplus %	déficit %	reste %
0_1	1.50	0	-	1.50	2
1_2	1.50	0	-	1.50	0.5
2_3	1.50	0	-	1.50	-1
3_4	1.50	0	-	1.50	-2.5
4_5	2.50	5	2.5	-	0
5_6	3.50	5	1.5	-	1.5
6_7	4.50	5	0.5	-	2
7_8	5.50	5	-	0.50	1.5
8_9	6.25	5	-	1.25	0.25
9_10	6.25	5	-	1.25	-1
10_11	6.25	5	-	1.25	-2.25
11_12	6.25	5	-	1.25	-3.5
12_13	5.00	5	-	-	-3.5
13-14	5.00	5	-	-	-3.5
14-15	5.50	5	-	0.50	-4
15-16	6.00	5	-	1.00	-5
16-17	6.00	5	-	1.00	-6
17-18	5.50	5	-	0.50	-6.5
18-19	5.00	5	-	-	-6.5
19-20	4.50	5	0.5	-	-6
20-21	4.00	5	1.0	-	-5
21-22	3.00	5	2.0	-	-3
22-23	2.00	5	3.0	-	0
23-24	1.50	5	3.5	-	3.5
Total	100	100	-	-	

Le coefficient : $\alpha\% = 6+4 = 10$

Alors le volume du réservoir sera : $V_u = \frac{10 \times Q_{\max j}}{100}$.

Donc : $V_u = \frac{10 \times 2749.6}{100} = 274.9$

Et le volume du réservoir : $V_t = V_u + V_{\text{inc}}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à **120 m³**

Donc : $V_t = 274.96 + 120 = \mathbf{394.96 \text{ m}^3}$

Le volume de réservoir sera normalisé **V = 500 m³**

b) Cas de l'alimentation gravitaire :

Dans ce cas on utilise une formule qui prend en considération la différence entre l'apport et la demande maximale horaire pendant l'heure de pointe.

On distingue deux cas :

Si l'apport $\geq K_p \cdot Q_{moy.h}$: le débit d'alimentation peut satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Si $Q_{moy.h} < Q_{apport} \leq K_p \cdot Q_{moy.h}$: le volume de réservoir déterminé par la formule suivante :

$$V = 12Q + 4 (K_p \cdot Q_{moy.h} - Q_a) \quad (III.5)$$

Avec :

$$K_p = K_{maxj} \cdot K_{maxh}$$

➤ Réservoir projeté à Moata :

$$K_{maxj} = 1.3$$

$$K_{maxh} = 1.68$$

$$K_p = 2.184$$

$$Q_a = (Q_{maxj}/24) = 47.78 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$Q_{moy.h} = 21.82 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$K_p \cdot Q_{moy.h} = 46.48 < Q_a$$

Donc le débit d'alimentation peut satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

➤ Réservoir projeté à Sidi Yahia :

$$K_{maxj} = 1.3$$

$$K_{maxh} = 1.68$$

$$K_p = 2.184$$

$$Q_{ap} = (Q_{maxj}/24) = 57.76 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$Q_{moy.h} = 36.89 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$K_p \cdot Q_{moy.h} = 80.57 \geq Q_a$$

$$V_u = 12Q_a + 4 (K_p \cdot Q_{moy.h} - Q_a) = 784.35 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{inc} \quad \text{Avec :} \quad V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_t = 904.35 \text{ m}^3$$

On a un réservoir existant de 100 m³

Donc on prend un volume $V_r = 800 \text{ m}^3$

➤ Khennafa et Rouabia :

$$Q_{moy.h} = 7.17 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{apport} = 11.18 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$K_p \cdot Q_{moy.h} = 15.66 \geq Q_a$$

$$V_u = 12Q_a + 4 (K_p \cdot Q_{moy.h} - Q_a) = 152.07 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{inc} \quad \text{Avec :} \quad V_{inc} = 120 \text{ m}^3.$$

$$V_t = 300 \text{ m}^3.$$

III.7. Dimensions du réservoir :

➤ **Le diamètre D de la cuve :**

le diamètre de la cuve est déterminé par la formule suivant :

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6$

A- Réservoir projeté R500 :

En prend $h = 4.5 \text{ m}$ et $v = V_t = 500 \text{ m}^3$

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 * 500}{\pi * 4.5}} = 11.89 \text{ m en prend } D = 12 \text{ m.}$$

$$D = 12 \text{ m.}$$

B- Réservoir projeté a Sidi Yahia :

En prend $h = 4.5 \text{ m}$ et $v = V_t = 800 \text{ m}^3$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 800}{\pi * 4.5}} = 30.19 \text{ m en prend } D = 15 \text{ m}$$

C- Réservoir projeter a Khennafa et Rouabia :

En prend $h = 4.5 \text{ m}$ et $v = V_t = 300 \text{ m}^3$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 300}{\pi * 4.5}} = 9.2 \text{ m en prend } D = 9.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc } H = 4.23$$

➤ **La section de la cuve :**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

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

On calcule la hauteur du réservoir par la formule :

$$H = h + R \quad \text{(III.7)}$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h : hauteur d'eau (m)

Chapitre III : ETUDE DES RESERVOIRS

R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m

Pour tout l'ensemble des réservoirs projetés la hauteur totale est :

$$H = h + R \quad \text{en prend } R = 0.5 \text{ m.}$$

$$H = 4 + 0.5 = 5 \text{ m.}$$

Tableau III.2 : Caractéristiques des ouvrages projeter

Réservoirs	Volume	D	S	h	R	H
	(m ³)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)
Bâche de la station (sp1)	50	5	20	2.5	0,5	3.00
Réservoir R500	500	12	113	4.5	0,5	5
Réservoir Sidi Yahia	800	15	176.62	4.5	0.5	5
Réservoir Khennafa et Rouabia	300	9.5	70.84	4.23	0.5	4.73

III.8. Les équipements de réservoir :

La cuve sera exécutée en béton armé.

La cuve doit être visitable et ventilée.

La ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.

a) L'arrivée de la Conduite d'adduction :

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

(Voir figure III.2)

b) Le départ de la Conduite de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite. (Voir figure III.2)

c) Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. (Voir figure III.2)

d) Conduite de vidange :

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

(Voir figure III.2)

e) Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (voir figure III.2). Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir.

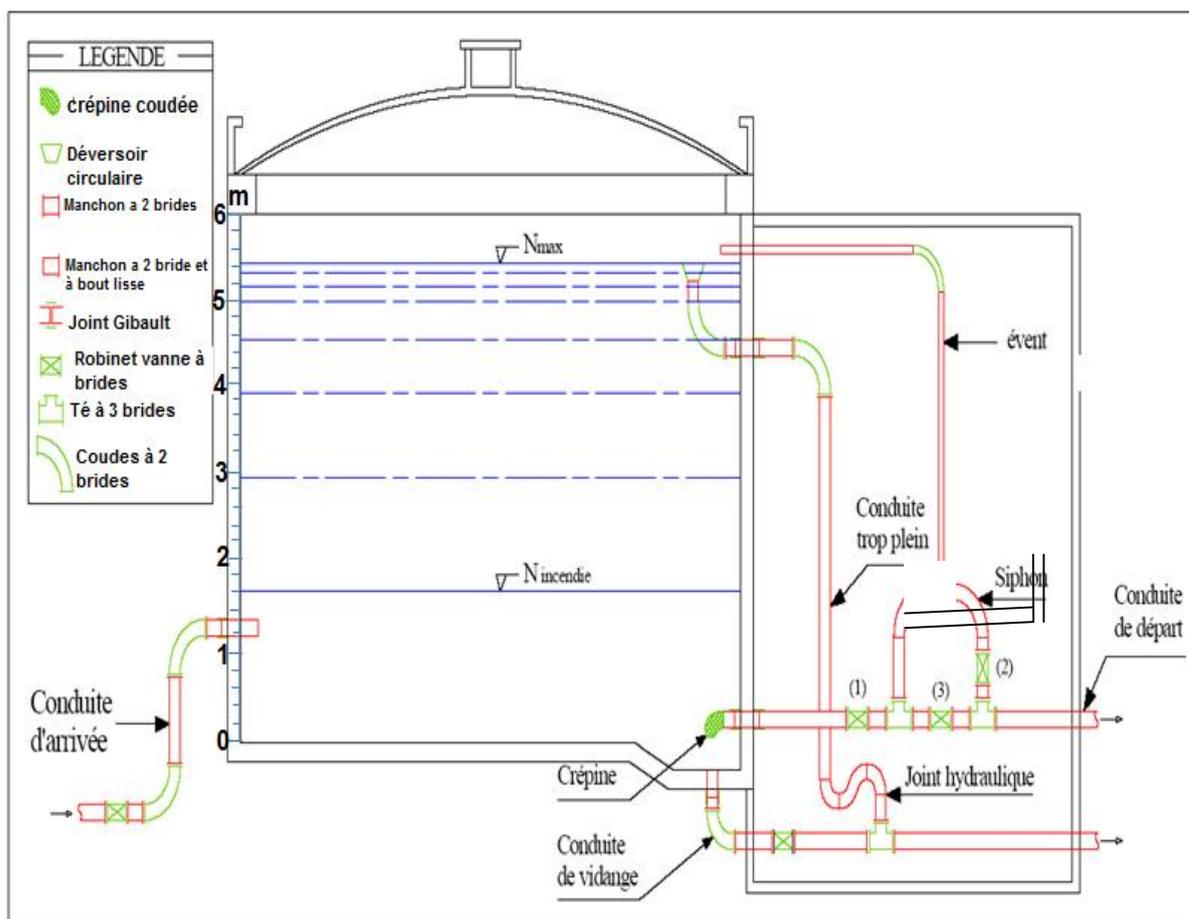


Figure III.2 : Équipement de réservoir

III.9. 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 siphon.

a. Système à deux prises :

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

III.10 : Entretien du réservoir :

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : La corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Examen des parois et réparations éventuelles.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu constater l'importance des différents réservoirs dans le schéma d'adduction, c'est des éléments indispensables du projet. La réalisation de notre projet de renforcement de l'AEP de la région de Sidi Yahia nécessite la projection de trois nouveaux réservoirs, avec les volumes suivants : 800m^3 , 500m^3 , 300m^3 , et une bache d'aspiration de 50m^3

Le réservoir R500 situé sur une cote de 880 m qui recevra l'eau refoulée par la station de pompage, et envoyer gravitairement vers les autres régions.

Chapitre IV

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, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

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

IV.1. Types d'adduction :

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire :

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

IV.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. 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.

IV.1.3. Adduction mixte :

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

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

IV.2. Choix du tracé :

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins: quantité d'eau à fournir, site de distribution. Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation)

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

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

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

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

IV.3. 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 sous pressions et surpressions.
 - ✓ 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 matière thermoplastique.
- les tuyaux en béton.

Dans le cadre de ce projet, nous avons optés pour des conduites en PEHD, ce choix se justifie par sa disponibilité (matière local).

La topographie n'est pas en reste dans ce choix car le tracé de la conduite traverse des pentes importantes par endroits.

La nature de terrain accidenté due a la présence des points hauts et bas qui subit des surpressions et des sous pression importants, et dans ce cadre le PEHD représente une grande résistance a des charges très élevés (PEHD PN16).

IV.4. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la Conduite, le choix de l'emplacement adéquat des réservoirs de stockage ainsi que la Stations de pompage.

IV.4.1. Proposition des variantes :

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que nous sommes Guidés dans ce choix par le but du projet, qui est l'alimentation de la région de Sidi Yahia et les régions voisines, et que nous devons choisir des variantes qui assurent l'alimentation des agglomérations avoisinantes, tout en gardant dans l'esprit l'aspect économique du projet. Pour notre projet, nous avons décidé dans un premier temps de prendre une seule station de Pompage.

Le réservoir de transfert d'eau de Koudiet Acerdoune R1000 situé à Draa el hadjar est à la cote de radier 798.00m

Le réservoir R100 existant à Sidi Yahia est à la cote de radier 852.00 m

On a pris en considération la zone de Ain Chellala donc le réservoir R500 projeté est à la cote de radier 880m pour qu'on peut alimenter la région de Ain Chellala gravitairement.

La longueur entre R500 et R100 existant est 4470m

On s'efforce toujours de réduire la conduite de refoulement. On doit donc faire des variantes, en faisant varier la cote de la station de reprise et dimensionner la conduite gravitaire ainsi que la partie refoulement.

Selon le relief on peut choisir deux itinéraires et à la suite on va avoir des sous variantes pour l'emplacement de la station de pompage.

Donc le choix de la variante, revient à choisir un tracé de l'adduction qui répond aux exigences techniques tout en étant le meilleur du point de vue économique.

On va prendre le diamètre normalisé par rapport à notre débit.

$$Q = 31.82 \text{ l/s} \rightarrow D_{ext} = 200 \text{ mm}$$

On trace la ligne statique à partir de la cote de terrain de réservoir de transfert.

On va dessiner la ligne piézométrique et son intersection avec le terrain ça va être la cote du plan d'eau de notre bache de station de pompage, puis on va étudier ces variantes en faisant varier la cote de la station de reprise et dimensionner la conduite gravitaire ainsi que la partie refoulement.

Le choix de la variante définitive sera défini après le calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et d'investissement des variantes.

Pour toutes les variantes on a une adduction mixte (gravitaire refoulement).

➤ **Variante N°1 :**

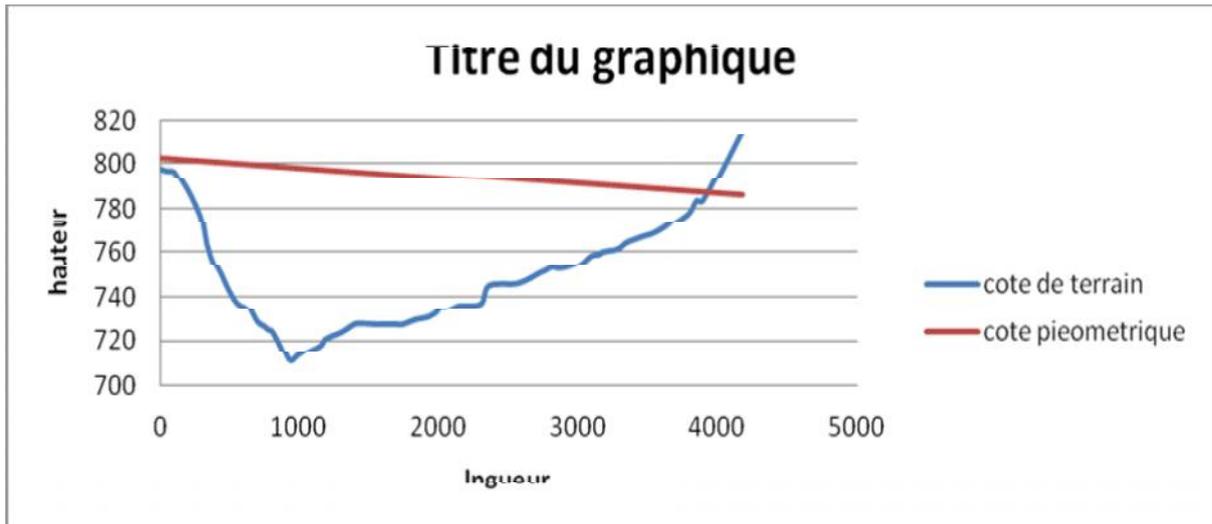


Figure IV-1 : emplacement de la station de pompage pour la variante1

On a la bache de stockage est situer sur une longueur de 4000m et de cote de plan d'eau 786m

Variante 2 :

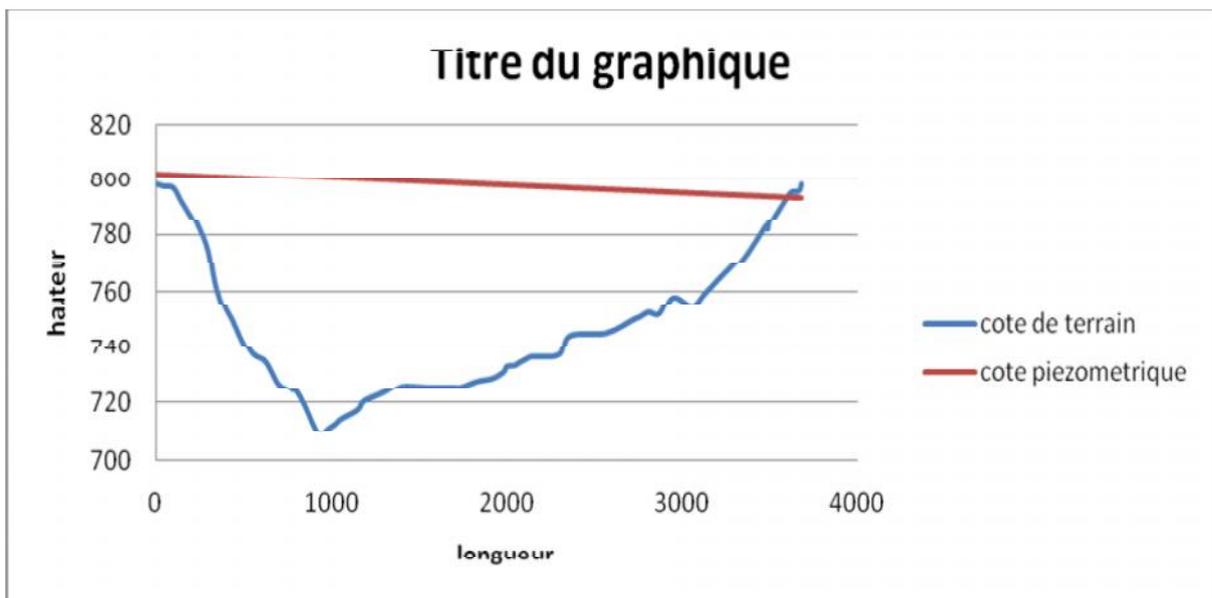


Figure IV-2: emplacement de la station de pompage pour la variante2

On a la bache de stockage est situer sur une longueur de 3360m et de cote de plan d'eau 793m

A partir de ces itinéraires on va varier la cote de la station de reprise pour avoir des sous variantes et dimensionner la conduite gravitaire ainsi que la partie refoulement.

Dans ces variantes, nous choisissons le système d'adduction par refoulement, une station de pompage sera projeté, cette station refoule l'eau vers le réservoir R500.

Chaque variante est caractériser par :

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

- L'emplacement de la station de pompage
 - La longueur de refoulement
 - La longueur de conduite gravitaire
- Ces caractéristiques sont regroupées sur le tableau suivant :

Tableau IV.1. Caractéristiques des variantes proposées.

Sous variante	Longueur gravitaire	Cote de plan d'eau SR	L refoulement
V1	4000	786	2246
SV1-1	3635	771	2611
SV1-2	3226	761	3040
SV1-3	3040	756	3206
V2	3360	793	2574.8
SV2-1	3165	783	2671.8
SV2-2	2821	760	3022.8

IV.5. Calcul hydraulique :

IV.5.1. Etude technico-économique de l'adduction :

IV.5.1.1. Détermination du diamètre avantageux d'une conduite 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 :

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de perte de charge.

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

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

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

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDITION

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

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \quad \text{(IV-3)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

les coefficients K', m et β varient Selon le type de matériau choisit, qui sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

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

Donc le diamètre calculé de la conduite gravitaire seras :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad \text{(IV-4)}$$

Dans notre cas, on prend : **K' = 0,001052** ; **$\beta = 2$** ; **m = 4.772** (matériaux : plastique).

➤ La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2.5 m/s.

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

$$Q = V * S \quad \Longrightarrow \quad Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi:}$$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{(IV-5)}$$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre nominal de la conduite (m).

➤ **Calcul des longueurs équivalentes de tronçon :**

$$L_{eq} = 1.1 * L_g$$

➤ **La charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_1 - C_2 \quad \text{(IV-6)}$$

IV.5.1.2. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire :

Pour la variante V1 on a D=200mm

Pour SV1-1 :

$$\Delta H_d = C_1 - C_2$$

Tq : C₁ : la cote du radier de réservoir R1000

C₂ : la cote du plan d'eau de la station de reprise SR.

Donc : $\Delta H = C_1 - C_2 = (802.5) - (771) = 31.5\text{m}$

$$\Delta H = 31.5\text{m}$$

On a la relation suivante :

$$\Delta H_t = \frac{K * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

$$L_{eq} = 1.1L = 1.1 * (3635) = 3998.5\text{m}$$

$$Q = 0.03182\text{m}^3/\text{s}$$

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

$$: D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}} =: \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 3998.5 * 0.03182^2}{31.5}} = 0.155m$$

Tableau IV.3. Les diamètres des tuyaux en PEHD.

D_{ext}	épaisseur	D_{int}
75	8.4	66.6
90	8.2	81.8
110	10	100
125	11.4	113.6
160	14.6	145.4
200	18.2	181.8
250	22.7	227.3
315	28.6	286.4

Donc on a: 145.4 < D < 181.8mm

On suppose que:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec : L1 + L2 = Leq ; D1 = 181.8mm et D2 = 145.4 mm

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001052 * (0,03182)^2 \left(\frac{L_1}{0,1818^{4.772}} + \frac{L_2}{0,1454^{4.772}} \right) = 31.5m \\ L_1 + L_2 = 3998.5m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 1548.81m; L_2 = 2449.69m$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{1548.81}{1,1} = 1408.01m \\ L_{r2} = \frac{2449.69}{1,1} = 2226.99m \end{cases}$$

Donc : le tronçon R1000-SR est composé de deux conduites de diamètre extérieure 200mm et 160mm avec des longueur 1408.01m et 2226.99m.

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

On utilise la même méthode pour les autres sous variantes, les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : les diamètres calculer pour chaque sous variantes.

Sous variante	D _{ext} (mm)	Longueur(m)	Vitesse (m/s)	La charge disponible
V1	200	4000	1.23	31.5
SV1-1	200	1408.01	1.23	31.5
	160	2226.99	1.92	
SV1-2	160	3226	1.01	41.5
SV1-3	160	2611.38	1.92	46.5
	125	428.62	3.14	
V2	200	3360	1.23	32.5
SV2-1	200	2266.78	1.23	19.5
	160	898.22	1.92	
SV2-2	160	2448.16	1.92	42.5
	125	372.84	3.14	

IV.5.1.3. Les frais d'investissement :

On calcule le frais d'investissement pour les deux tronçons Les résultats obtenus des frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.5

Tableau IV.5: Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Sous variante	D _{ext} (mm)	Longueur(m)	Prix (DA)	F _{inves} (DA)	F _{inves tot} (DA)
V1	200	4000	3546.97	1329404.36	1329404.36
SV1-1	200	1408.01	3546.97	467953.66	939272.157
	160	2226.99	2258.69	471318.50	
SV1-2	160	3226	2258.69	682748.23	682748.23
V2	200	3360	3546.97	1116699.66	1188487.49
SV2-1	200	2266.78	3546.97	753366.80	943465.41
	160	898.22	2258.69	190098.61	

Remarque : Pour les sous variante : SV1-3 et SV2-2 la vitesse n'est pas vérifier.

IV.5.1.4 Dimensionnement de la 2eme partie gravitaire :

Dans cette partie on a une seule itinéraire

Pour le dimensionnement :

On calcule
$$j = \frac{\Delta H}{\sum L_i} \quad (VI.7)$$

J : gradient de perte de charge.

ΔH : la charge disponible.

∑Li : la somme de longueur des tronçons.

$$\Delta H = C1 - C3$$

C1 : cote de plan d'eau de réservoir R500.

C3 : cote de plan d'eau de réservoir de Sidi Yahia.

on a : $J * L_i =$ charge disponible de tronçon i.

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D^m}$$

$$\text{Donc : } D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

ΔH_t : Perte de charge total (m).

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

D : Diamètre calculé de la conduite (m).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Tronçon 01 :

$$\text{Donc : } \Delta H = C1 - C3 = (880) - (851.5 + 4.5) = 24\text{m}$$

$$J = 28.5 / (2071.25 + 2358.18) = 0.00542$$

$$Q = 17.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L1 = 2071.25 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

$$J * L_1 = 0.00542 * 2071.25 = 11.22 \text{ m}$$

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 1.1 * 2071.25 * 0.01744^2}{11.22}}$$

$$D = 0.133 \text{ m}$$

Donc on prend **D_{int}=145.4mm (D_{ext}=160mm)**

$$V = (4 * Q) / (\pi * D^2) = (4 * 0.01744) / (3.14 * 0.133^2) = 1.05 \text{ m/s}$$

2^{ème} tronçon :

Calcul de la pression au point qui se situe à une longueur de L=2071.25m

$$P_r = C_p - C_t$$

P_r : c'est la pression

C_p : cote piézométrique

$$C_p = C_{pr} - \Delta H_t \tag{IV-8}$$

C_t : cote terrain

C_{pr} : cote de radier

ΔH_t : perte de charge de totale :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D^m}$$

$$\Delta H_t = (0.001052 * 1.1 * 2071.25 * 0.01744^2) / (0.133^4.772) = 7.23$$

$$C_p = 880 - 7.23 = 872.77 \text{ m}$$

$$C_t = 825.66 \text{ m}$$

$$P_r = 872.77 - 825.66 = 47.11 \text{ m}$$

$$L_2 = 2358.18 \text{ m}$$

$$Q = 7.98 \text{ l/s} = 0.008 \text{ m}^3/\text{s}$$

La charge disponible: $\Delta H = C_2 - C_3 = (825.66 + 47.11) - (851.5 + 4.5) = 16.77 \text{ m}$

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 1.1 * 2358.18 * 0.008^2}{16.77}} = 0.0903 \text{ m}$$

D=90mm donc on prend D_{ext}=90mm et on calcule la cote de radier de réservoir.

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

$D_{int}=0.0818$ et $\Delta H=24.5m$ donc $C_{pe}=C_p - \Delta H=872.77-24.5=848.27$

Donc : $C_r=848.27-4.5=843.77m$

La vitesse est vérifiée pour $D_{ext}=90mm$

$$V=1.52m/s$$

IV.6. Conduite en refoulement :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable.

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{IV-9})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{IV-10})$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Remarque :

La formule de Bresse n'est valable que pour les petites distances ($L < 1 \text{ Km}$).

➤ La hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{IV-11})$$

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.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{IV-12})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad \text{(Formule de Darcy-Weisbakh)} \quad \text{(IV-13)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

Q : Débit à refouler (m³/s).

L : longueur géométrique de la conduite (m).

Le coefficient de frottement :

Le coefficient de frottement λ dépendre de la rugosité interne de la paroi de la conduite et du régime d'écoulement,

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad \text{(Formule Colebrook)} \quad \text{(IV-15)}$$

ε : Rugosité absolue de la conduite.

R_e : Nombre de Reynolds.

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{(IV-16)}$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

➤ Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad \text{(IV-17)}$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe (watt)

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

Q : Débit à refouler (m³/s).

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

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

ρ : Masse volumique de l'eau.

➤ **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.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{IV-18})$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh).

P : puissance de pompage (Kw).

t : temps de pompage par jour (h).

➤ **Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad (\text{IV-19})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh))

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ (e =4,67DA).

➤ **Amortissement annuel :**

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV-20})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

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

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 25 ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0.0937.$$

IV.6.1. Dimensionnement de la partie refoulement :

Variante V1 :

a) Le refoulement : SP – R500 :

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP) est calculé comme suit :

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

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

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

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) . $Q_{max,j} = 2749.24 m^3/j$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

A.N: $Q_{exp} = 38.18 l/s$

Le diamètre de la conduite est donnée par la relation de Bonin tel que :

A.N : $D = \sqrt{0.03818} \Rightarrow D = 0,195m$ donc $D_{int} = 227.3 mm. (D_{ext}=250mm)$

- La longueur de conduite est 2246 m.
- La hauteur géométrique est de 96 m.

Le diamètre calculé doit vérifier la vitesse d'écoulement, $0.5 < V < 2m/s$.

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

Tableau IV.6. Calcul de la HMT du tronçon SP – R500.

Diamètre ext (mm)	Longueur (m)	Débits (l/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
110	2246	31.82	0.01218	195.12	214.63	96	310.63
125	2246	31.82	0.01189	103.65	114.01	96	210.02
160	2246	31.82	0.01135	30.49	33.54	96	129.54
200	2246	31.82	0.01091	10.08	11.09	96	107.09
250	2246	31.82	0.01048	3.34	3.67	96	99.67
315	2246	31.82	0.01007	1.06	1.17	96	97.17
400	2246	31.82	0.00967	0.32	0.36	96	96.35

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

Tableau IV.7. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP – R500.

Diamètre (mm)	Prix de ml(DA)	L(m)	Famort (DA)
110	1067.44	2246	224642.96
125	1381.98	2246	290837.97
160	2258.69	2246	475341.762
200	3546.97	2246	746460.546
250	5487.77	2246	1154902.29
315	8700.12	2246	1830941.99
400	14054.04	2246	2957675.53

Tableau IV.8. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP – R500.

Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploit (DA)
110	141.885149	1035761.59	4837006.61
125	95.929206	700283.204	3270322.56
160	59.1708664	431947.325	2017194.01
200	48.9153479	357082.039	1667573.12
250	45.5261702	332341.043	1552032.67
315	44.3838625	324002.196	1513090.25
400	44.0133642	321297.558	1500459.6

Tableau IV.9. Bilan du tronçon SP – R500.

D (mm)	Famort (DA)	Fexploit (DA)	Bilan (DA)
110	224642.96	4837006.61	5061649.57
125	290837.97	3270322.56	3561160.53
160	475341.762	2017194.01	2492535.77
200	746460.546	1667573.12	2414033.67
250	1154902.29	1552032.67	2706934.96
315	1830941.99	1513090.25	3344032.24
400	2957675.53	1500459.6	4458135.13

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

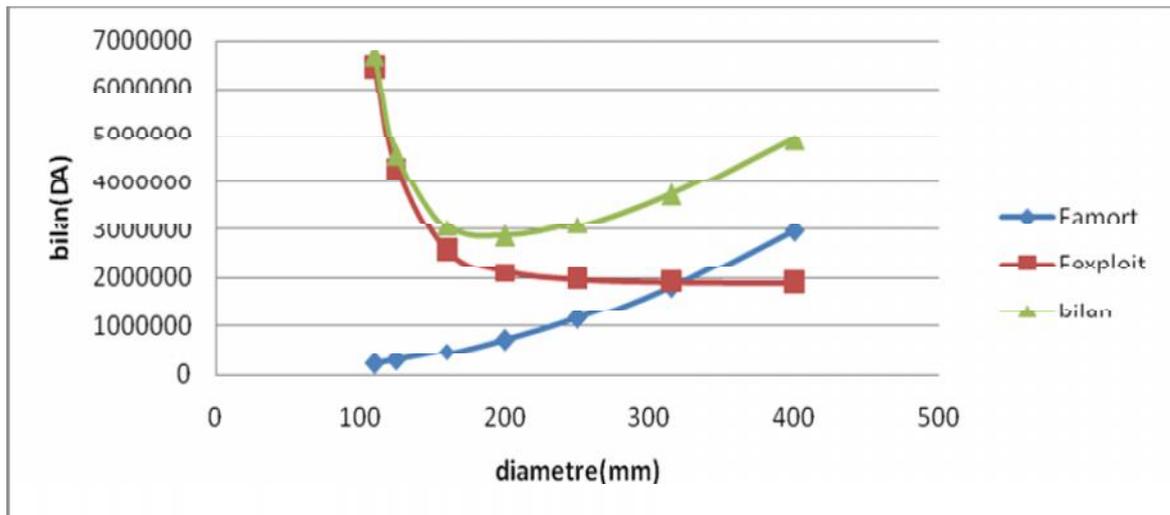


Figure IV.3. : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP- R500).

Résultat :

Le diamètre économique donné par l'étude technico-économique est : $D_{ext} = 200$ mm.

Avec une vitesse de découlement admissible de : $V = 1.47$ m/s.

On refait le même travail pour les autres variantes, les résultats trouvés sont dans les tableaux suivants :

Tableau IV.10 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation pour toutes les variantes.

Variante	D(mm)	Longueur(m)	$F_{exploit}$ (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
V1	200	2246	746460.546	1667573.12	2414033.67
SV1-1	200	2611	746460.55	1929212.8	2675673.32
SV1-2	200	3040	746460.55	2132218.8	2878679.34
V2	200	2574.8	746460.55	1583855.9	2330316.4
SV2-1	200	2671.8	746460.55	1747029.9	2493490.42

IV.7. Comparaison entre les variantes :

La comparaison entre le coût des variantes figure dans le tableau IV.11

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

Tableau IV.11 : comparaison entre le coût des deux variantes.

variante	Sous variante	Bilan(exp+amor)	investissement	Bilan total
Variante n01	V1	2414033.67	1329404.36	374343803
	SV1-1	2675673.32	939272.16	3614945.48
	SV1-2	2878679.34	682748.23	3561427.57
Variante n02	V2	2330316.4	1188487.49	3518803.89
	SV2-1	2493490.42	943465.41	3436955.83

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de la **V-2**. En revanche cette variante reste toujours le meilleur du point de vue technico-économique.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous à permis de récapituler ce qui suit :
L'adduction sera composée d'une partie refoulement et deux partie gravitaire,. la partie refoulement est de 2574.8m de longueur et 200mm de diamètre, la première conduite gravitaire est composée d'une conduite de 3576m de longueur et 200mm de diamètre, et la deuxième conduite gravitaire est composer de deux conduite :

- 1^{ere} conduite de 2071.25m de longueur et 160mm de diamètre.
- 2^{eme} conduite de 2358.18m de longueur et 90mm de diamètre.

Chapitre V

Etude de pompage

Introduction :

En se basant sur les données naturelles, cette partie permet de faire le choix des équipements de la station de pompage, que ce soit les pompes, les moteurs, les équipements auxiliaires. Ainsi que le dimensionnement de la conduite d'aspiration et de refoulement.

V.1. Exigences principales soumises à la station de pompage :

Touts projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Détermination du nombre de stations après des calculs technico- économique.
- Utilisation des matériaux de conception rente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-types.
- Il faut éviter les zones inondables.

V.2. choix de l'emplacement de la station de pompage :

1. l'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
2. assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage.
3. les conditions d'exploitation de la station tiennent compte de la fluctuation du niveau d'eau dans la retenue.
4. Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique et des conditions géologiques.

V.3. Choix du type de pompe :

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères comme suit :

- 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.

Dans la présente étude on opte pour les pompes qui sont fabriquées en série.

V.4. Choix du nombre de pompes :

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base du plusieurs critères, qui sont :

- Nombre des pompes minimales.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale .

- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

V.5. Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe ne permet de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

On distingue deux types de couplages :

- couplage en parallèle.
- couplage en série.

Couplage en parallèle :

Le couplage en parallèle est utilisé lorsque le débit fourni par une seule pompe est insuffisant, donc on utilise pour augmenter le débit refoulé par les pompes.

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Couplage en série :

Le couplage en série est utilisé lorsque la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, donc on utilise pour augmenter la hauteur d'élévation des pompes.

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes.

V.6. Classification des pompes centrifuges :

Les pompes sont classées suivant deux manières :

- a) De point de vue constriction :
 - les pompes à axe horizontal, vertical, oblique
 - les pompes à simple effet, à double effet
- b) De point de vue fonctionnement :
 - Pompe radiale.
 - Pompe axiale.
 - Pompe semi-axiale.

Chapitre V : Etude de pompage

V.7. Dimensionnement de la station de pompage :

V.7.1. Type et nombres des pompes :

A l'aide d'un logiciel on a pu choisir et déterminer le type et le nombre des pompes répondre aux exigences techniques et économiques de notre refoulement.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1

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

N	Debit Appelée (m ³ /h)	HMT Appelée (m)	Type de la pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	137.46	101.71	PM 80/ 3A	71.5	102	2960	3	48.7	6.35
2	68.73	101.71	PM 100/ 6A	75.8	123	1470	6	51.4	1.95
3	45.82	101.71	PM 100 /7C	72.8	111	1470	7	57.3	1.89
4	34.36	101.71	HMU 50-1/3A	70.4	123	1470	8	58	1.46
5	27.49	101.71	PM 65/11B	66.7	105	1460	11	50	1.24
6	22.91	101.71	HMU 40-2/5E	68.1	115	2950	5	54.55	1.98

A partir du V.1 on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue : rendement et la puissance absorbée, (NPSH)_r.

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompe de 3 y compris une pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques.

V.7.2. Courbes caractéristiques des pompes :

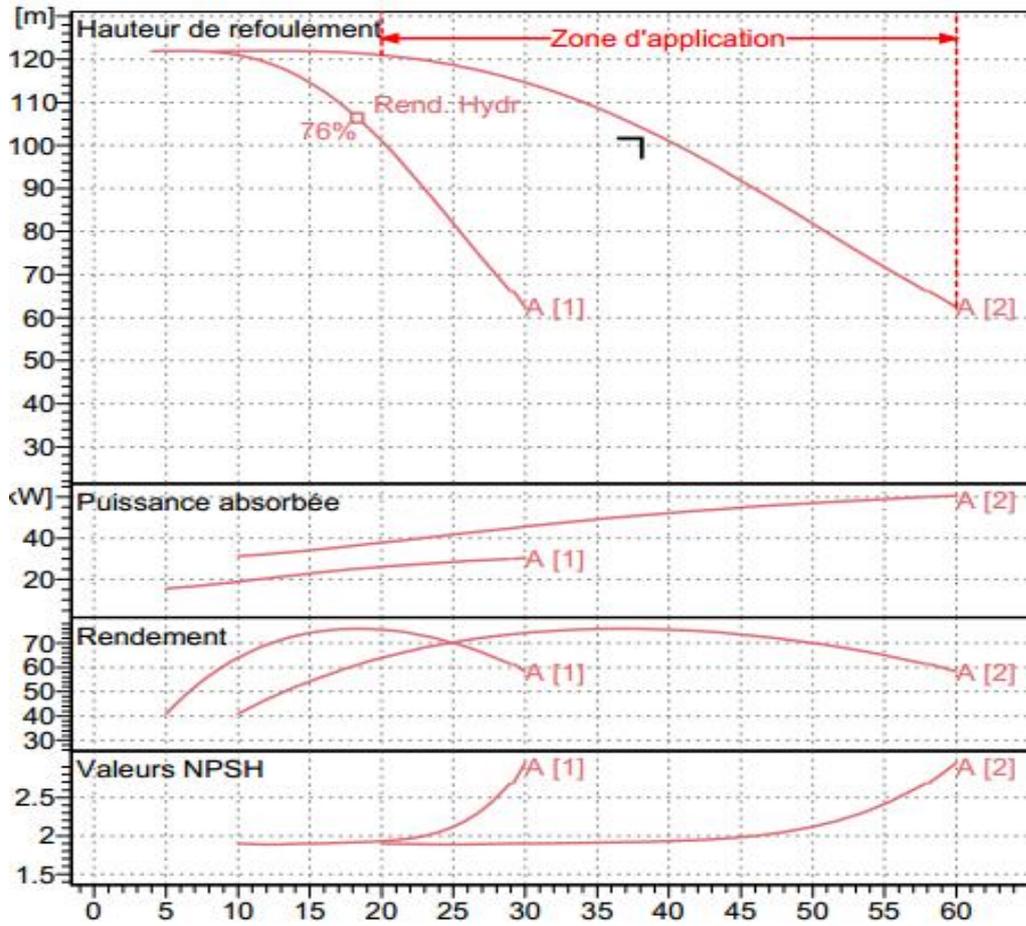
Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$* [H-Q] \quad * [P_{abs} - Q] \quad * [\eta_p - Q] \quad * [(NPSH)_r - Q]$$

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η_p - Q]

et [(NPSH)_r - Q] Sont réalisé a l'aide de logiciel utilise précédemment

Les courbes caractéristiques sont Représentées dans la figure .V.1



Figures .V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe

V.7.3. Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans les bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone de non cavitation, et le débit qui le correspondant située dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

V.7.4. Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-1)$$

Chapitre V : Etude de pompage

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m)

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

Dec : diamètre économique de la conduite de refoulement (m).

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

Les résultats du calcul pour la conduite sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- R500).

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	89	2574.8	200	0.01091	0	0	89
2	4	8	89	2574.8	200	0.01091	0.51	0.5583681	89.56
3	6	12	89	2574.8	200	0.01091	1.14	1.2563282	90.26
4	8	16	89	2574.8	200	0.01091	2.03	2.2334724	91.23
5	12	24	89	2574.8	200	0.01091	4.57	5.025313	94.03
6	16	32	89	2574.8	200	0.01091	8.12	8.9338897	97.93
7	20	40	89	2574.8	200	0.01091	12.69	13.959203	102.96
8	24	48	89	2574.8	200	0.01091	18.27	20.101252	109.10

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

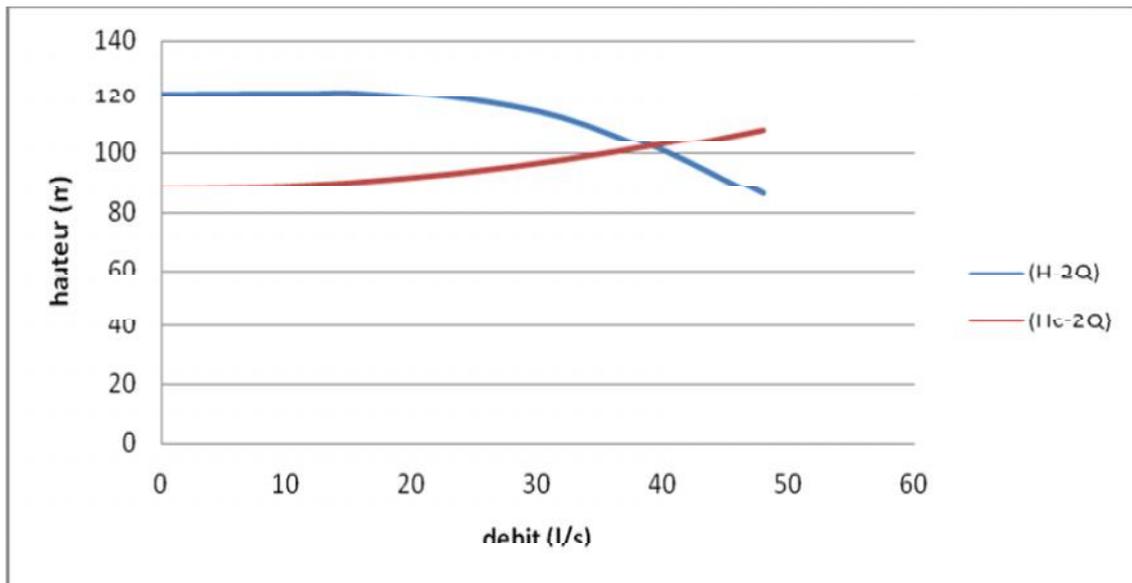


Figure V.2: Point de fonctionnement des pompes de la SP.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_A = 40 \text{ l/s} > Q_{app} = 38.12 \text{ l/s} \\ H_A = 103 \text{ m} > H_{app} = 101.7 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

V.8.1. Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on peut utiliser les modes de réglage suivants :

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

Chapitre V : Etude de pompage

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'_c et la hauteur appelée.

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

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

c) Le Rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (\text{V-6})$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (\text{V-7})$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage.

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage.

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

***Rendement de rognage :**

$$R = (1-m) * 100 \quad (\text{V-8})$$

R : rendement de rognage (%).

m : coefficient de rognage.

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (\text{V-9})$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

d) 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V-10})$$

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 (m³/h).

Changement du type de la pompe : si cela est possible.

V.8. 2. Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- a) **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- b) **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, les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage

V.8.3. Adaptation du Refoulement station de pompage réservoir R500 :

a) **Vannage:**

$$H' = 105 \text{ m.}$$

$$h_v = 105 - 101.72 \Rightarrow h_v = 3.28 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 75.8\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 75.8 * \frac{101.72}{101.72 + 3.28} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 73.43 \%$$

Chapitre V : Etude de pompage

Moyennant la formule IV-16 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle.

$$Q = \frac{137.45}{2} \Rightarrow Q = 68.72 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 68.72 * 105}{0.7343 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{26.77 \text{ Kw}} .$$

b) Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{38.12}{40} * 20 \Rightarrow t' = \mathbf{19 \text{ h } 3 \text{ min } 36 \text{ s}}$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 144 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : **75.7 %** .

Moyennant la formule IV-16 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle.

$$Q = \frac{144}{2} \Rightarrow Q = 72 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 72 * 103}{0,741 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{27.27 \text{ Kw}}$$

c) Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{101.72}{137.23} * Q \Rightarrow H = 0.741 * Q$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 100 * \sqrt{\frac{137.23}{139.32}} \Rightarrow \mathbf{d = 98.50 \text{ mm}} .$

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{137.23}{139.32}} \Rightarrow m = 0,98$

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,98) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 2\% < 15\%}$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

Le rendement après rognage est : **73.7%** :

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 68.61 * 105}{0,737 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{26.64 \text{ Kw}} .$

Conclusion :

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbe minimale.

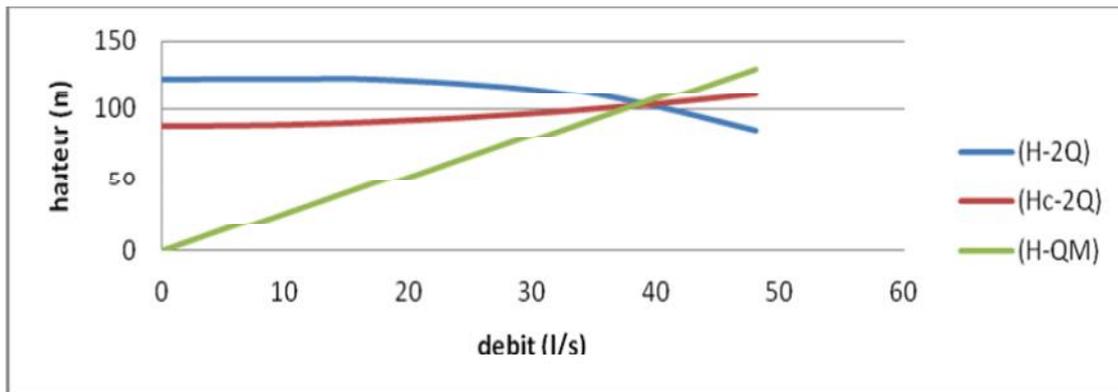


Figure V.3 : Mode de réglage de la SP

V.9. Etude de cavitation :

Est un terme employé pour décrire le phénomène qui se produit dans une pompe quand le NPSH est insuffisamment disponible. La pression du liquide est réduite à une valeur égale ou inférieure à sa pression de vapeur là où les petites bulles ou poches de vapeur commencent à se former.

Le bruit d'accompagnement est le moyen le plus facile pour identifier la cavitation. La vibration et les dommages mécaniques tels que la défaillance de roulement peuvent également se produire en raison du fonctionnement dans la cavitation.

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

$$(\text{NPSH})_r < (\text{NPSH})_d$$

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

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

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r \quad \text{(V-11)}$$

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

On prend : $r = 0,4 \text{ m}$.

V.9.1. Nombre et dimensionnes de collecteurs d'aspiration :

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

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

$$D_a = (1,2-1,5) d_a \quad \text{(V-12)}$$

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration, 100 mm .

Chapitre V : Etude de pompage

$Da=1,5*125 = 187.5\text{mm}$. Le diamètre normalisé est égale à 200mm.

Vérification de la vitesse :

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

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 < Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0,019}{\pi * 0,2^2} = 0,61 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement n'est pas vérifiée.

On prend $V_{asp}=1$ et cherchons le diamètre :

$$Da = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{asp}}} = \sqrt{\frac{4*0,019}{3,14*1}} = 155\text{mm}.$$

V.9.2. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

Dans notre cas, on va projeter des installations en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est donnée par la relation suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - (h_a^{ad} + \Delta h_{asp} + \frac{V_a^2}{2 * g}) = NPSH_{r+r}$$

$$h_a^{adm} = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - NPSH_{r-r} - \Delta h_{asp} - \frac{V_a^2}{2 * g} \quad \text{(V-13)}$$

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

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

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

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

Chapitre V : Etude de pompage

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

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

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

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\bar{w}}$	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 30°.

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

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15)\% * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{V-14})$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule suivant :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \lambda L Q^5}{g \pi D^5} \quad (\text{V-15})$$

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 20 m.

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da=155mm.

Q : débit refoulé (m3/s) $Q_a = \frac{Q_{app}}{n}$ (V-16)

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (\text{V-17})$$

Avec :

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: V_c = 1m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (\text{V-18})$$

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

V.9.3. Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} + r \quad (V-19)$$

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

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

- **Refoulement Station du pompage réservoir R500 :**

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.95$ m.

La pression atmosphérique $\frac{P_{at}}{\bar{w}} = 9.38$ m

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 30$ °C : $T_v = 0,43$ mce

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$

DN1 = 125 mm (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 0.155$ m

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 137.23}{3,14 * 1 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,220$$
 m

On pose $D_c = 250$ mm $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 137.23}{3,14 * 0.25^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 0.77$ m/s

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001256 * \left(\frac{20 * \left(\frac{137.23}{3600}\right)^2}{0.25^{5,3}} + 4 \frac{1,5 * \left(\frac{68.62}{3600}\right)^2}{0.155^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,11$$
 m

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,11 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,121$ m

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_a^{adm} = \frac{P_{at}}{\bar{w}} - \frac{P_v}{\bar{w}} - NPSH_{r-r} - \Delta h_{asp} - \frac{V_a^2}{2 * g}$$

$$h_a^{adm} = 9.37 - 0.43 - 1.95 - 0.121 - \frac{1^2}{2 * 9.81} - 0.3 = 6.52$$
 m

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

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 9.39 - 0.43 - 0.121 - 0.051 - 6.52 = 2.268$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 790.5 \text{ m.}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 790.5 + 6.52 + 0,3 = 797.32 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 797.32 \text{ m.}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 797.32 m. pour éviter la cavitation.

V.10. Choix du moteur électrique :

V.10.1. 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 en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

a) Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad \text{(V-20)}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn).

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).

$$N_m = N_p \pm 200 = 2960 \pm 200 = 3160 \text{ tr/min.}$$

b) Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad \text{(V-21)}$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt).

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$.

Q_{app} : débit refoulé par une pompe.

Chapitre V : Etude de pompage

HMT : hauteur manométrique totale minimale.

η_p : rendement de la pompe.

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$.

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 94 \%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe.

Tableau V-5: Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 - 1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

V.10.2. Application du refoulement SR – Réservoir R500 :

Puissance du moteur :

- Le rendement après réglage est : 73.7 %.
- La hauteur manométrique totale est : 101.72 m.
- Le débit d'une pompe est : 0.019 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 26.64 Kw $\Rightarrow K = 1,2$
- La puissance du moteur est.

$$AN : P_m = \frac{9810 * 0.019 * 101.72 * 1,2}{0,737 * 0,93 * 0,94} \Rightarrow P_m = 35.31 Kw.$$

V.11. Encombrement des pompes choisies

L'encombrement des pompes choisies sont représenté dans la figure V.4 et le tableau V.6 :

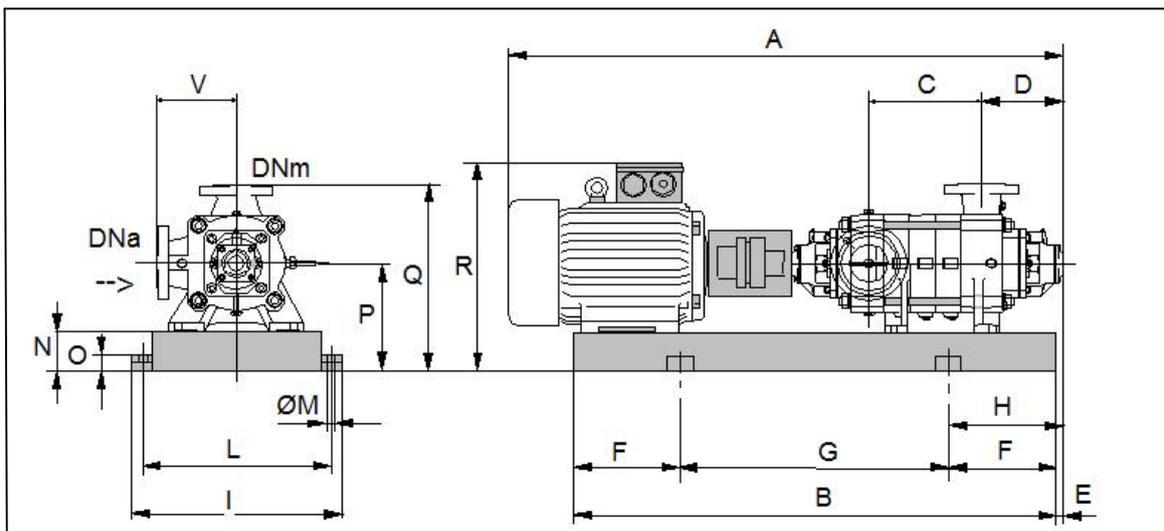


Figure V.4: Encombrement des pompes choisies

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.6 : les dimensions des pompes choisies.

Dimensions			
A=1840	DNm=DN 100	I=600	P=345
B=1555	E=210	L=550	Q=615
C=470	F=250	M=20	=595
D=293	G=1055	N=120	V=270
DNa=DN125	H=460	O=345	

V.12. Choix et dimensions du bâtiment :

Les critères de choix sont représentés dans le tableau V.7

Tableau V.7 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi-enterrée.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Axial : Horizontal Vertical.
had (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

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

V.12.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage :

a. Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V-22})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r (\text{V-9})$$

H_p : hauteur de la pompe,

$$H_p = 0.595 \text{ m}$$

H_s : hauteur du socle $= (0.3 - 0.05) \text{ m}$, $H_s = 0.3 \text{ m}$

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

$$\text{A.N : } H_5 = 0.595 + 0.3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.395 \text{ m}$$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2 \text{ m}$.

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3 \text{ m}$.

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$.

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5 \text{ m}$.

$$\text{A.N : } H_b = 1.395 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.195 \text{ m}$$

on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 6 \text{ m}$.

b. Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (\text{V-22})$$

n : nombre de pompes, $n = 3$ (tenant compte les deux pompes de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$\text{A.N : } L = 1.840 \text{ m.}$$

$$L = 3 \times 1.840 \Rightarrow L = 5.52 \text{ m.}$$

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

On prend : $L_{int} = 1.5 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2.5 \text{ m}$.

Chapitre V : Etude de pompage

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5\text{m}$.

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

l_4 : longueur des accessoires de refoulement.

$$l_3 + l_4 = l_{tr} + l_{asp} + l_c + l_{div}(V-11).$$

Où :

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

$$\text{A.N : } l_{tr} = 2 \times 250 \Rightarrow l_{tr} = 0.5 \text{ m.}$$

l_{asp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{asp} = 2 \times 155$.

$$\text{A.N : } l_{asp} = 2 \times 155 \Rightarrow l_{tr} = 0.31 \text{ m.}$$

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a)=3.5*0.055=0.1925\text{m}$.

l_d : longueur du divergent, $l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r)=3.5*0.125=0.438\text{m}$.

$$\text{A.N: } l_3 + l_4 = 1.4405\text{m}$$

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$\text{A.N : } L_b = 5.195 + 3 + 2.5 + 0.5 + 1.4405 \Rightarrow L_b = 12.64 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de 15 m.

C. Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$L_b = L_1 + L_2 + L_{bur} + L_r + L_P \quad (\text{V-23})$$

L_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1=0.5\text{m}$

L_2 =distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l_2=1.2\text{m}$.

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

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

L_P : largeur de la pompe et le moteur

On prend : $L_p = 0.6\text{m}$;

$$\text{A.N: } l_b = 7.3\text{m.}$$

La station de pompage aura une largeur de 8 m.

d. Dimensions des portes :

Porte principale : 3×3.

Porte du personnel : 2,5×1,6.

e. Dimensionnement des fenêtres :

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

$$\sum SF = 0,15 \times 15 \times 8 \Rightarrow \sum SF = 18 \text{ m}^2$$

f. Le nombre de fenêtres :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V-24})$$

n : nombre de fenêtres.

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1,2 * 2.2).

$$\text{A.N : } n = \frac{27}{1,2 * 2,2} \Rightarrow n = 7 \text{ fenêtres.}$$

V.13. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

V.13.1. Équipements en amont de la pompe :

A- Conduite d'aspiration :

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

B- joints :

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

C- Joint de démontage :

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

D- Convergent d'aspiration :

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

E- Vanne papillon :

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

F- Les ventouses :

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

V.13.2. Équipements en aval de la pompe :

A- Divergent :

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

B- Clapet de non retour :

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

C- Joint de démontage :

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

D- Vanne de régulation :

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

E- Vanne papillon :

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

F- Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

G- Le by-pass :

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

H- Soupape de décharge :

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

Conclusion :

Pour notre projet, nous avons une stations de pompage de deux (02) pompes de type PM100/ 6A, Ce sont des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal.

Pour notre cas nous avons une installation en aspiration, et le plan d'eau reste toujours au dessous de l'axe de la pompe. On a vérifié la condition pour que cette dernière n'ait aucun risque de cavitation.

Chapitre VI

Pose et protection des canalisations

Introduction :

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

Les canalisations destinées au transport de Léau sous pression se composent de tuyaux droits cylindriques et des éléments de raccordement appelés pièces spéciales (coudes, brides, réductions), ces conduites nécessite une protection contre la phénomène de coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

VI.1- Pose de canalisation :

VI.1.1- Principe de pose de canalisations :

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration selon les étapes suivantes :

VI.1.2- Réalisation des fouilles :

A- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m a 0.5m d'espace de chaque côté de celle-ci et au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissent plus important.

Elle est donnée par la formule :

$$B=D+2\times e$$

$$\text{Si DN} \leq 400 : \quad B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{m})$$

$$\text{Si DN} >400 : \quad B = D + (2 \times 0,50) \quad (\text{m})$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

B- La profondeur de la tranchée :

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

VI.1.3- Le lit de sable :

Le fond de la tranchée est garni d'un lit du sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer une couche fin au dessous du tuyau.

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Ce lit est constitué de :

- gravier, dans les terres ordinaires.
- la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux.

Pour des terrains peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond, le vide doit être rempli de sable.

-Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

VI.2- Préparation et mise en place de la canalisation :

- Avant la mise en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc.
- Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente.
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales

VI.2.1- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée dont sa largeur doit être suffisante d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté, elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place, la profondeur normale de la tranchée est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, cette hauteur se justifie par la nécessité de garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs et de la mettre à l'abri du gel.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé.

VII.2.2- Pose de canalisation dans terrain peu consistant :

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

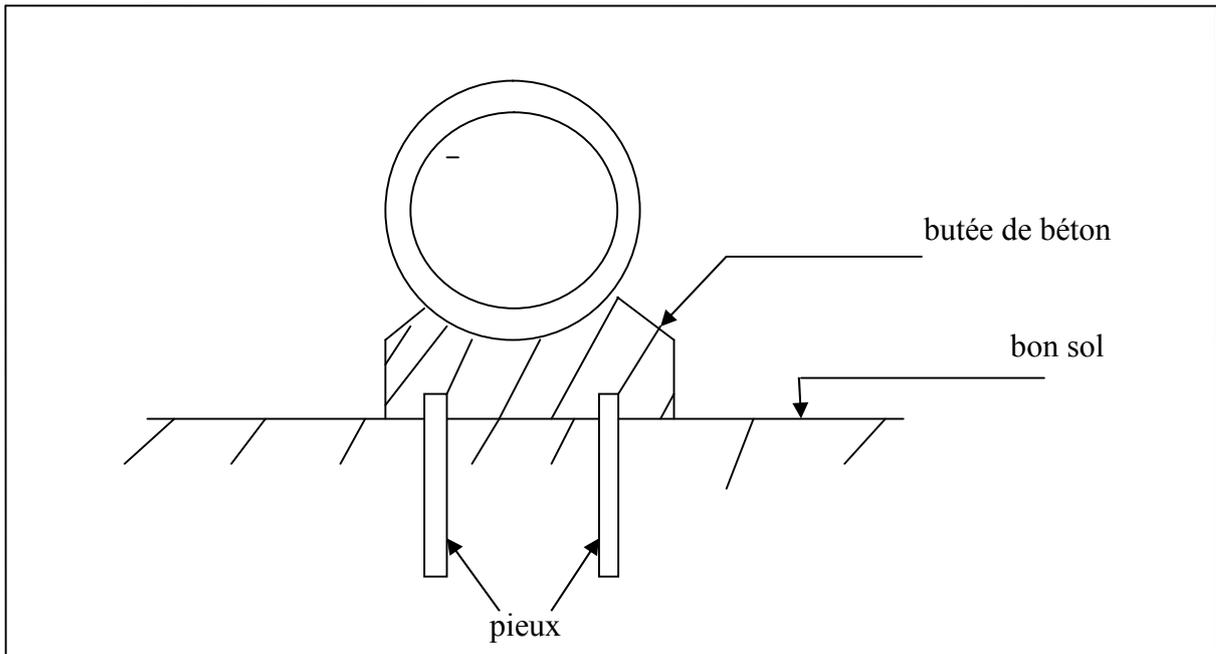


Figure 01 : Pose de conduite dans un terrain peu consistant

VI.3- Epreuve des joints :

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

- La pression à exercer est en général en fonction de type d'écoulement :
- $PET = 1.8 P_s$ pour les conduites en refoulement.
- $PET = 1.5$ pour les conduites en gravitaire.
- PET : pression d'essai en tranchée.
- P_s : pression de service.
- La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars.

VI.4- Pose et remblai :

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

VI.4.1- Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement qui doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

VI.5- Traversée de route :

En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, les conduites seront posées dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), pour protéger la canalisation contre les chocs et les vibrations.

VI.6- Traversée d'une rivière :

Lors de la traversée d'une rivière la conduite peut suivre le pont route. Si dans le cas le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

VI.7- Butée et amarrage :

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction, ces massifs qui sont construits en béton (parfois armés) s'oppose à la déboîtement par leurs poids.

IV.8.- Le coup de bélier :

Dans les systèmes hydrauliques en charge, les variations de pression causées par des changements de régime plus ou moins rapides par exemple si la pompe s'arrête, l'eau va laisser le vide et à la suite en va avoir la compression des conduites, c'est la franche d'onde (coup de bélier) qui déplace dans la conduite avec une vitesse de l'ordre de 1000m/s.

IV.8.1- Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

IV. 8.2 - Causes du coup de bélier :

- Arrêt d'une pompe alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- Démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

VI-8.3- Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants :

A- Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées avec la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir déboitement des joints et fissuration dans les conduites

B- Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative :

- l'implosion de la conduite.
- l'aspiration des joints.
- l'aplatissements des conduites.

C- Fatigues des conduites :

Provoquer à cause de passage successif d'une surpression à une dépression et l'inversement.

VI.8.4- Moyens de protection contre le coup de bélier :

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 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.8.5- Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

a- Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

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

b- Phase 02 :

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

c- Phase03 :

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

d- Phase 04 :

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

VI.8.6- Calcul de la célérité d'ondes :

Les ondes de dépression et de surpression, générées par le coup de bélier sont caractérisées par une vitesse de propagation (célérité), donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{VI.1})$$

Où : D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau N° VI.1 : Valeurs du coefficient K :

Maériau	K
Acier	0,5
Fonte	1
Béton	5
Amiante ciment	4
PVC	33

IV.8.7. Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

- **Cas de la fermeture brusque :**

$$T < \frac{2L}{C}$$

La valeur numérique du coup de bélier

$$B = \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-2})$$

Où:

V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

- **Cas de la fermeture lente :**

$T > \frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donné par la formule de MICHAUD (La formule de MECHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit)

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-3})$$

L : la longueur de la conduite (m).

VI-8.8- Les risques dus aux coups de bélier :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-4})$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-5})$$

VI.8.9- Méthodes de calcul du réservoir d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue plusieurs méthodes :

- Méthode de VIBERT.
- Méthode de BERGERON.
- Méthode de PEUCH et MEUNIER.

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.

Elle basée sur le calcul de la charge maximale absolue Z_{\max} et l'utilisation de l'abaque de viber suivant les étapes suivante ;

- Calcule de la célérité C.
- Calcule de la charge statique absolue $Z_0 = H_g + 10$ (m)
 H_g : la hauteur géométrique.
- Calcule de la charge maximale absolue : $Z_{\max} = H_{\max} + 10$ (m)

Calcule de : $\left\{ \begin{array}{l} Z_{\max} \\ Z_0 \\ \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right.$ puis on utilise l'abaque de viber et calculer : $\left\{ \begin{array}{l} Z_{\min} \\ Z_0 \\ \frac{U_0}{L \cdot S} \end{array} \right.$

A la fin on calcule U_0 et U_{\max} en ajoutant un volume de 100L comme volume de sécurité.

Méthode de PEUCH et MEUNIER :

Cette méthode donne de bons résultats pour les moyennes et grandes adductions et repose sur la superposition de la courbe du profil en long sur les courbes de B existantes et fait intervenir trois (03) nombres adimensionnels qui sont :

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

K : qui caractérise les pertes de charge.

A : qui caractérise la conduite de refoulement.

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

Tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad \text{(VI.6)}$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad \text{(VI.7)}$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H_0} \quad \text{(VI.8)}$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad \text{(VI.9)}$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H₀ : pression statique absolue = H_g+10 (m).

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \quad \text{(m)}. \quad \text{VI.10}$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

U₀ : volume d'air initial (m³).

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Une fois les valeurs de A et K calculées nous superposerons le profil en long de la conduite à la famille des courbes B, nous choisirons par la suite la courbe qui laissera un minimum de 3m de pression absolue de sécurité au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B ainsi obtenus permettra de calculer aisément le volume du réservoir d'air.

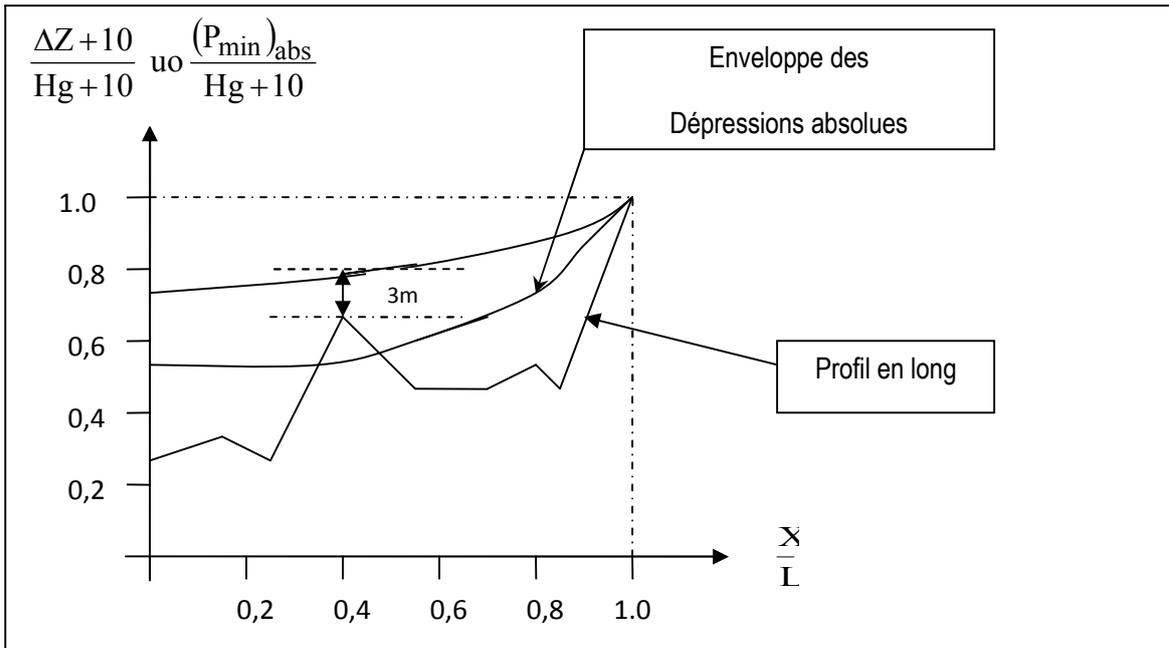


Figure VI.2: Profil en long d'une conduite.

Une fois le paramètre B calculé, il nous faudra trouver U_0 par la formule :

$$U_0 = \frac{V^2 \cdot L \cdot S}{H_{abs} \cdot B} \quad \text{VI.11}$$

Le plus grand volume d'air sera donc assimiler a la plus faible pression. Sur le graphique obtenu nous pouvons lire les coordonnées du point B donnant ainsi la valeur de $\frac{P_{min}}{H_0}$.

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

$$P_{min} U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2} \quad \text{VI.12}$$

Ce qui donne :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1/1,2} \quad \text{VI.13}$$

U_{max} étant le volume d'air en fin de détente

La capacité totale du réservoir d'air est de :

$$V_{max} = 1,2 \times U_{max} \quad \text{VI.14}$$

VI.9. Dimensionnement des réservoirs d'air

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

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

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

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

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad \text{(VI.15)}$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,46$ (PVC)

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

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

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

Réservoir d'air (refoulement) :

A- Calcul pour le Tronçon SR –R500 :

Tableau VI.2: caractéristiques de la conduite.

Q (m ³ /s)	DN (mm)	v_0 (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	lmt (m)
0,038	200	1.47	2574.8	18.2	89	101.72

Calcul de la célérité "c" :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 \cdot 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \cdot 10^9 \cdot 2 \cdot 0,1818 \cdot (1 - 0,46^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,46^2) \cdot 0,1818 \cdot 2 \cdot 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0062 \cdot (1 - 0,33)}}} = 1253,27 \text{ m / s}$$

Hg = 89 m

On a HMT = 101.72 m

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

$H_{\text{abs}} = 111.72 \text{ m}$

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

H_0 : pression minimal, $H_0 = H_g + 10 = 99\text{m}$

A.N K=0.13 A=1.90

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=1.9 et K=0,13 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 Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10} \text{ ou } \frac{(P_{\min})_{abs}}{H_g + 10}$$

Tableau VI.3 .Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	790.5	815	832	833.5	846.5	869.3	880
Longueur	0	411	802.23	1230.5	1548	2160	2574.8
$\frac{\Delta z + 10}{H_g + 10}$	0.10	0.247	0.419	0.434	0.566	0.796	1
x/L	0	0.160	0.312	0.478	0.601	0.839	1

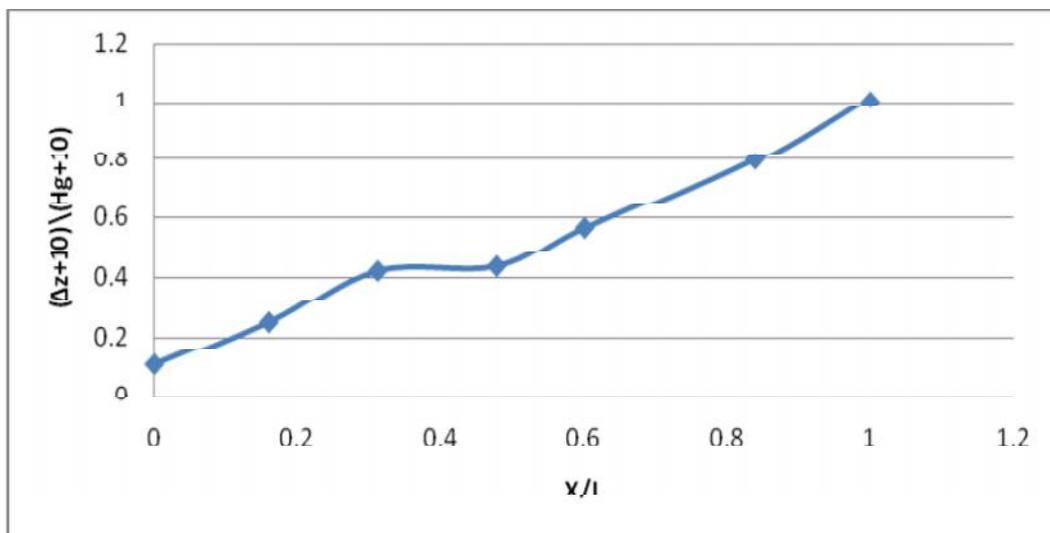


Figure VI.3 : Profil en long absolu (sp-R500)

Après la superposition avec des abaques en annexe (II) et, nous optons une valeur moyenne de B=0.6

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

$$U_0 = \frac{V^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{B}$$

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

A.N

$$U_0 = 0.220 \text{ m}^3$$

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

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,42 \implies P_{\min} = 41.58$$

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

$$P_{\min} \cdot U_{\max}^{1.2} = H_{\text{abs}} U_0^{1.2}$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{1/1.2}$$

$$U_{\max} = 0.453 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 % ; $V = 0.544 \text{ m}^3$

B- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement sauf qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

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

Calcul pour le tronçon : R1000-SR

Notre conduite gravitaire de longueur $L = 3576 \text{ m}$, elle a un diamètre $D = 200 \text{ mm}$. Cette conduite est reliée en amont par le réservoir de transfère R1000 et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

Application

Tableau VI.4 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V_0 (m/s)
Rtrans-sp	200	18.2	3576	1.26

- La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VI.14 pour les conduites enterrées :

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

e_m : Epaisseur de la conduite (m), $e_m=0.0069m$;

a : rayon intérieur de la conduite 0.200m

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 * 2 * 0,1818 * (1 - 0,46^2) * (1 - 0,33)}{(1 - 0,46^2) * 0,1818 * 2 * 10^8 + 10^{11} * 0,0182 * (1 - 0,33)}} = 1253,27 \text{ m / s}$$

Et donc : $b = \frac{CV}{g} = 160.97m$

$H_s = 7 + 160.97 = 167.97 \text{ m}$

$H_d = 7 - 160.97 = -153.97 \text{ m} < 10 \text{ mCe}$

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne: 1.14787

$$t_r = \frac{2.L}{C}$$

A.N $t_r = (2 * 3576) / (1253.27) = 5.71 \text{ secondes}$

On calcul les valeurs de la surpression pour différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 * L * V}{g * t}$$

On vérifie la valeur de la surpression dont la longueur est de 3576 m et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 100s soit 1 minutes et 40 secondes, si elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier. On trouve :

- $b = 9.186 \text{ m.}$
- $H_s = 16.19m < 160 \text{ mCe}$
- $H = -2.19 > -10 \text{ mCe}$

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

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

Calcul pour la 2^{ème} partie gravitaire :

Application

Tableau VI.5 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V ₀ (m/s)
1	160	14.6	2071.25	1.05
2	90	8.2	2358.18	1.52

La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VI.14 pour les conduites enterrées :

1^{ère} conduites :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} = 1253.41 \text{ m/s}$$

Et donc : $b = \frac{C.V}{g} = 134.15 \text{ m}$

$H_s = 7.23 + 134.15 = 141.38 \text{ m}$

$H_d = 7.23 - 134.15 = -126.92 \text{ m} < 10 \text{ mCe}$

$t_f = \frac{2.L}{c} = 3.30 \text{ s}$

On calcul les valeurs de la surpression pour différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot t}$$

La durée de fermeture du robinet vanne de 100s soit 1 minutes et 40 secondes.

On trouve :

$L = 2071.25 \text{ m}$

- $b = 4.43 \text{ m}$.
- $H_s = 11.66 \text{ m} < 160 \text{ mCe}$

$H = 2.8 > -10 \text{ mCe}$

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

Chapitre VI : Pose et protection des canalisations

2^{ème} Conduite :

$$C = 1253.27 \text{ m/s}$$

$$\text{Et donc : } b = \frac{CV}{g} = 194.19 \text{ m}$$

$$H_s = 27.77 + 194.19 = 221.96 \text{ m}$$

$$H_d = 27.77 - 194.49 = -166.42 \text{ m} < 10 \text{ mCe}$$

$$T_r = \frac{2L}{c} = 3.76 \text{ s}$$

On calcule les valeurs de la surpression pour différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot t}$$

$$L = 2071.25 \text{ m}$$

$$T = 100 \text{ s soit 1 minute et 40 secondes.}$$

$$\text{On trouve : } b = 7.30 \text{ m.}$$

$$H_s = 27.77 + 7.30 = 35.07 \text{ m} < 160 \text{ mCe}$$

$$H_d = 20.47 > -10 \text{ mC}$$

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

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire. On prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP), Un réservoir d'air d'une capacité respectives.550litre Pour les conduites gravitaires on prévoit des robinets de vanne de temps de fermeture de 100s.

Chapitre VI

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VII.1. Différents travaux à entreprendre :

VII.1 .1. Travaux concernant les stations de pompage :

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

- **Décapage :**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10 a 15 cm.**

- **Exécution des fouilles :**

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

- **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.

- **Remblayage :**

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

- **Coulage du béton :**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

- **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.

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1 .2. Travaux concernant l'adduction :

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

- **Exécution des tranchées :**

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

- **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.

- **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.

- **Pose des conduites :**

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

- **Remblayage des tranchées :**

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

- **Nivellement et compactage :**

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

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire trois réservoirs. 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.

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.2. Calcul des volumes des travaux :

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

Tableau VII.1: récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					Secondaire	Principale
15	8	6	0,3	2,2×1,2	2,5×1,6	3×3

Poteaux : bxb = 30x30.

Poutres : bxb = 30x30.

1. Volumes :

a. Décapage :

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times (15+1) \times (8+1) = 21.6 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 21.6 \text{ m}^3}$$

b. Excavation (Fouilles) :

$$\text{Pour une fouille } V = 1,5 \times 15 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 12 fouilles ; } V_{exa} = 3,375 \times 12 = 40.5 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{exa} = 40.5 \text{ m}^3}$$

c. Béton de propreté :

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour les 12 fouilles } V_{bp} = 12 \times 0,225 = 2.7 \text{ m}^3.$$

$$\mathbf{V_{bp} = 2.7 \text{ m}^3}$$

d. Béton armé :

▪ Semelles :

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 12 \times 0,9 = 10.08 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_s = 10.08 \text{ m}^3}$$

▪ Demi – poteaux :

$$V = 0,3 \times 0,3 \times 1 = 0.09 \text{ m}^3$$

On a 12 demi – poteaux, donc :

Chapitre VII : Organisation de chantier

$$V_{dp} = 12 \times 0,09 \quad V_{dp} = 1,08m^3$$

$$\mathbf{V_{dp} = 1,08m^3}$$

- **Poutre inférieure :**

$$V_{pinf} = (0,3 \times 0,3 \times 15 \times 3) + (0,3 \times 0,3 \times 8 \times 5) - (0,3 \times 0,3 \times 0,3 \times 12) = 7,326m^3$$

$$\mathbf{V_{pinf} = 7,326m^3}$$

- **Chape inférieure :**

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V = 0,07 \times 15 \times 8 = 8,4m^3$$

$$\mathbf{V_{cinf} = 8,4m^3}$$

- **Poteaux :**

$V = 6 \times 0,3 \times 0,3 = 0,54 m^3$; donc pour 12 poteaux est :

$$V_p = 12 \times 0,54 = 6,48 m^3$$

$$\mathbf{V_p = 6,48m^3}$$

- **Poutres supérieures :**

$$\mathbf{V_{ps} = 7,326 m^3}$$

- **Chape supérieure :**

$$\mathbf{V_{cs} = 8,4 m^3}$$

e. Remblai :

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille :**

$V_0 = 3,375m^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225m^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,09m^3$ est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9 m^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,09) = 2,16m^3$$

Donc pour 12 semelles $V = 2,09 \times 12 = 25,92m^3$

$$\mathbf{V = 25,92m^3}$$

- **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{rc} = 0,9 \times 15 \times 8 = 108 m^3$$

$$\mathbf{V_{rc} = 108 m^3}$$

Chapitre VII : Organisation de chantier

- **Remblai compacte total :**

$$V_t = 25.92 + 108 = 133.92 \text{ m}^3.$$

$$V_t = 133.92 \text{ m}^3.$$

f. Maçonnerie :

- **Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques.

Briques (30x20x10) $S_i = 0,06 \text{ m}^2$.

Surface du mur $S = 2 \times 6 \times (15 + 8) = 276 \text{ m}^2$.

$N_b = 276 / 0,06 = 4600$ briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$N_b + 100 = 100 + 4600 = 4700$ briques.

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

$$S = 0,9 \times 2 \times (15 + 8) = 41.4 \text{ m}^2$$

$$N_b = 41.4 / 0,06 = 690 \text{ briques.}$$

$$N_b.\text{tot} = 4700 + 690 = 5390 \text{ briques}$$

Tableau VII.2: les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	21.6
2	Excavation	m^3	40.5
3	Remblai compacté	m^3	133.92
4	Béton de propreté	m^3	2.7
5	Béton armé	m^3	50.60
6	Maçonneries	Unité	5390

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

- **Déblais d'excavation :**

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

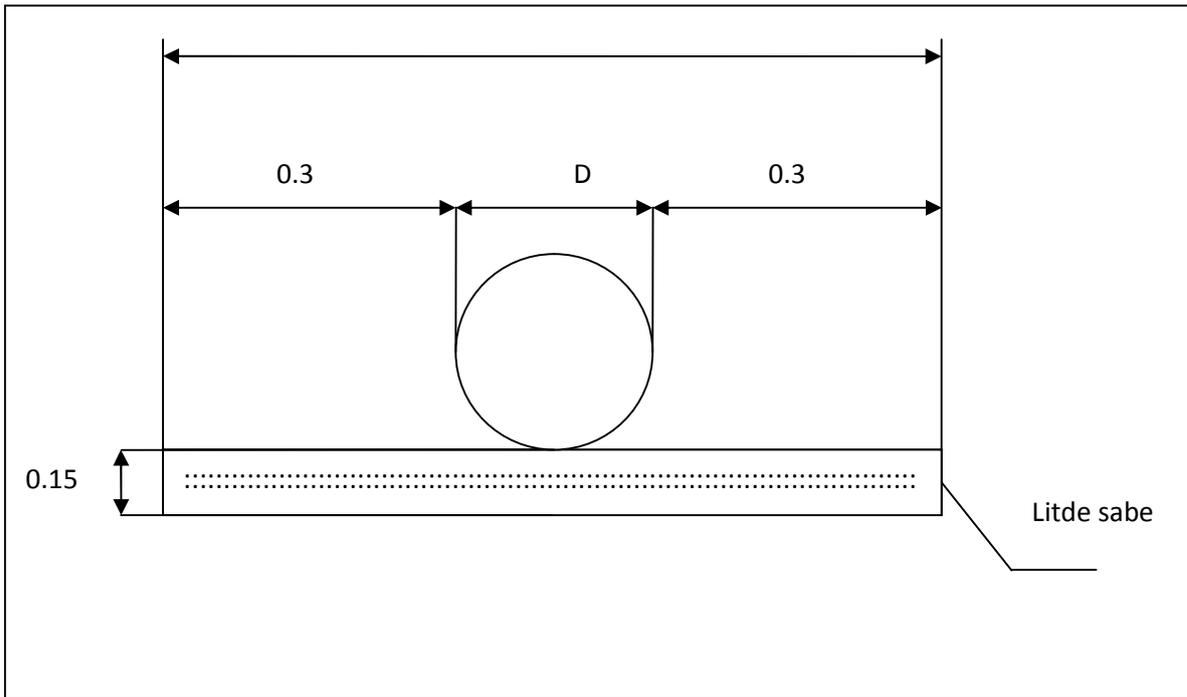


Figure VII.1: Coupe en travers de la tranchée de la conduite

- **Le volume du lit du sable :**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long de la tranchée qui est d'une longueur de $L = 10710.44$ m, dont il prend la même largeur du lit de tranchée $b = 3$ m.

D'où :

$$V_s = 0,15.(0,26*6150,8+0,22*2071,25+0,15*2358,18)$$

$$V_s = \mathbf{361.29 \text{ m}^3}$$

- **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.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{et} \quad V_c = S_c \times L$$

La conduite passe par plusieurs diamètres et donc on va faire un tableau qui exprime ces volumes des différents tronçons :

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.3 : Les volumes des conduites.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)
200	0.031	6150.8	190.67
160	0.02	2071.25	41.42
90	0.006	2358.18	14.99
			247.08

- **Remblais compacté :**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Cela dit on fixe la section à excaver donc le changement au niveau des changements des diamètres est seulement la hauteur des remblais :

La hauteur de tranchée est de 1.2.

$$V_{exc} = S_i \cdot L_i = 1.2 \cdot (0.26 \cdot 6150.8 + 0.22 \cdot 2071.25 + 0.15 \cdot 2358.18) = 2408.61 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_r = 2408.61 - (247.08 + 361.29) = 1800.24 \text{ m}^3$$

VI.2.3- Volume des travaux des réservoirs

pour avoir une estimation sur le coup et la durée de construction d'un tel ouvrage nous avons obtenu auprès de la subdivision de d'hydraulique d'Ain Bssem le devis quantitatif des réservoirs similaire.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.4: Volume des travaux des réservoirs

Désignation	Unité	Quantité
Excavation	m3	1537.58
Béton de propreté	m3	21.87
Bétonnage	m3	544.14
Coffrage	m2	1238.89
Ferraillage	kg	55480.28
Hourdis	u	1820
Etanchéité	m2	89.53

VII.3. 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 reviewtechnic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées :

La construction des réservoirs de l'adduction se feront en parallèle.

Chapitre VII : Organisation de chantier

- **Station de pompage :**

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le Tableau. VII.5

Tableau. VII.5 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
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), nettoyages	7

Chapitre VII : Organisation de chantier

- **Adduction :**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau. VII.6

Tableau VII.6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « tranche 1 »	20
P	Exécution des tranchées « tranche 2 »	30
Q	Exécution des tranchées « tranche 3 »	20
R	Exécution des tranchées « tranche 4 »	10
S	Pose du lit de sable« tranche 1 »	15
T	Pose du lit de sable« tranche 2 »	15
U	Pose du lit de sable« tranche3 »	15
V	Pose du lit de sable« tranche4 »	10
W	Pose de la canalisation « tranche 1 »	20
X	Pose de la canalisation « tranche 2 »	30
Y	Pose de la canalisation « tranche 3 »	20
Z	Pose de la canalisation « tranche 4 »	10
AB	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	10
AC	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	15
AD	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	10
AE	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	5

Chapitre VII : Organisation de chantier

- **Réservoirs :**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.7

Tableau VII.7 : Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	7
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

- **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 VII.8

Tableau VII.8 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

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

Chapitre VII : Organisation de chantier

- **Adduction :**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VII.9.

Tableau VII.9 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

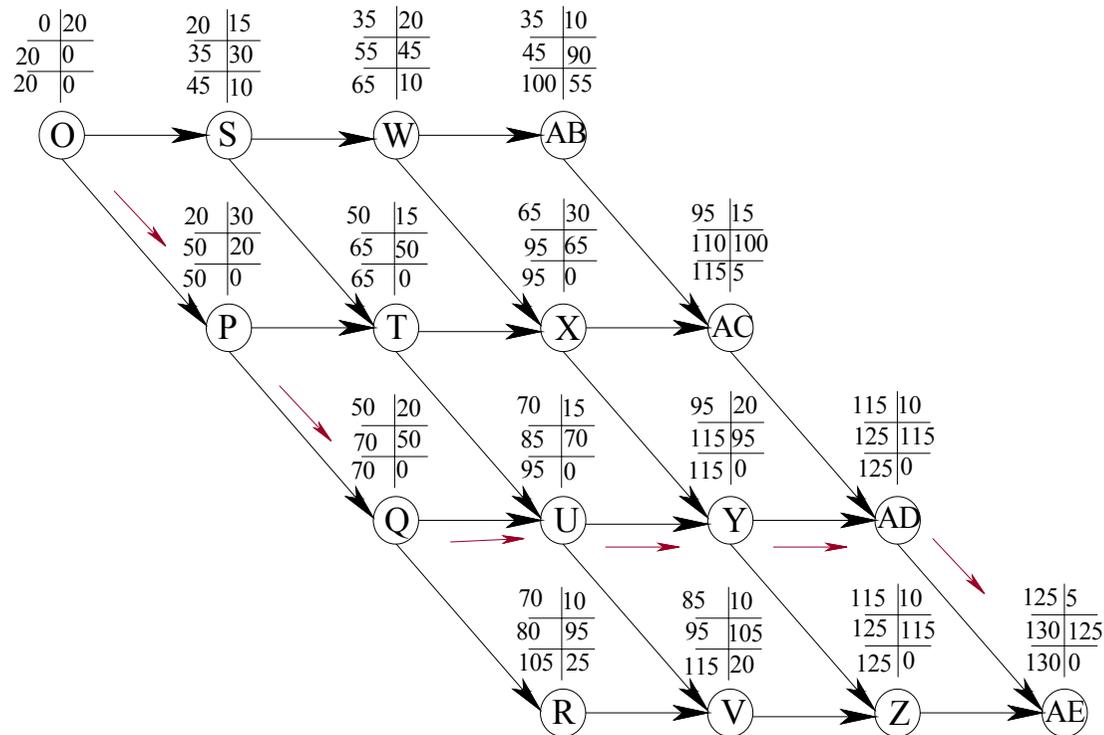
Opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

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

Les flèches rouge portées sur la figure VII.2 représentent le chemin critique du réseau.

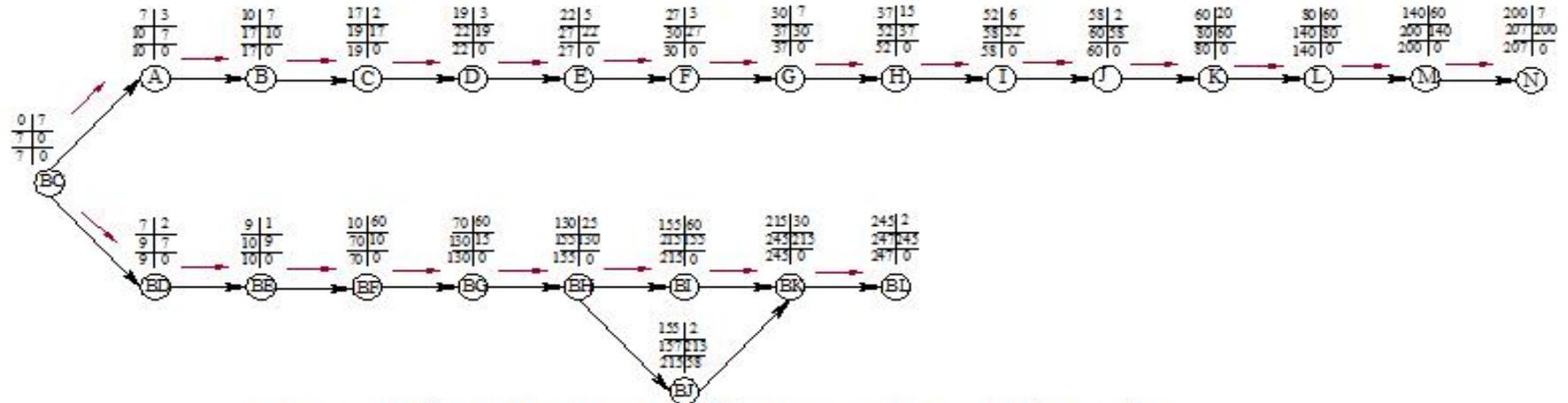
Conclusion :

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **247 jours**



le reseau à Noeuds de l'adduction

Figure VII.2 : Représentation graphique des réseaux à nœuds de l'adduction.



le reseau à Noeuds de la station de pompage et réservoirs

chemin critique

DCP	TR	<i>DCP : date de commencement au plus tot</i>
DFP	DCPP	<i>DFP : date de finition au plus tot</i>
DFPP	MT	<i>DCPP : date de commencement au plus tard</i>
		<i>DFPP : date de finition au plus tard</i>
		<i>MT : la marge totale</i>
		<i>TR : temps de réalisation</i>

opération (tache)

Figure. VII.3 : Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique de la station de pompage et réservoirs.

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.4- calcul des coûts des travaux :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

VII.4.1- Calcul du coût estimatif de l'adduction :

Les opérations pour la réalisation de la canalisation sont les suivantes :

- Travaux de découpage de la tranchée.
- Fourniture et pose du lit de sable.
- Pose des conduites.
- Travaux de remblaiement de la tranchée.

a- coûts de terrassement et pose de canalisation :

Les coûts des travaux des déblais et des remblais de la canalisation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10 : Devis estimatif (terrassement déblai - remblai)

Type des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais mécaniques de fouille en tranchée	M3	2408.61	300.0	722583.00
lit de sable 15cm	M3	361.29	1500	541935.00
Remblais mécanique de fouille en terre meuble 0,1m au dessus de la génératrice supérieur de la conduite (l'enrobage)	M3	200.72	300.00	60216.00
Remblais mécanique de fouille en terre provenant des déblais.	M3	1599.52	100.00	159952.00
cout total				1484686.00

b- coûts des canalisations :

Les devis de la canalisation sont précédemment calculés dans le chapitre IV.

Le tableau suivant donne les frais de la canalisation du projet :

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.11: Davis estimatif (canalisation)

type	Investissement
Conduite refoulement	2330316.40
conduite gravitaire	1762714.50
total	4093030.90

c- Coûts des pièces spéciaux

On a estimé que les frais des pièces spéciaux (joins, coude, vanne, venteuse, etc.) représentent 10% des frais d'investissement de la canalisation.

➤ Devis estimatif total

Le tableau ci-dessous résume les devis total de la canalisation de notre projet.

Tableau VII.12 : le couts total de l'adduction

Montant H.T	6135488.59
T.V.A 17%	1043033.06
Montant T.T.C	7178521.65

Le devis total de l'adduction est estimé à **7178521.65** DA.

VI.4.2- Coût des travaux de la station de pompage et des réservoirs :

Les couts des travaux de réalisation de la station de pompage et des réservoirs sont représentés dans les tableaux suivant :

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.13: Coût des travaux de la station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Décapage et excavation	m ³	62.1	300,00	18630.00
2	Gros béton	m ³	2.7	5 000,00	13500.00
3	Béton armé	m ³	50.60	20 000,00	1012000.00
4	Remblais compacté	m ³	133.92	400,00	53568.00
5	Maçonnerie	u	5390	40,00	215600.00
				Montant	1313298.00
				TVA 17%	223260.66
				Montant total TTC	1536558.66

Le coût des travaux de station de pompage est de : **1536558.66 DA.**

Tableau VII.14: Coût des travaux d'un réservoir.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Excavation	m3	1537.58	300	461274.00
Béton de propreté	m3	21.87	4500	98415.00
bétonnage	m3	544.14	10000	5441400.00
coffrage	m2	1238.89	1000	1238890.00
ferraillage	kg	55480.28	65	3606218.2
hourdis	u	1820	25	45500.00
étanchéité	m2	89.53	1000	89530.00
Total HT				10519953.2
TVA 17%				1788392.04
Montant total TTC				12308345.2

(Subdivision d'hydraulique in Bessem)

Remarque :

Le coût des réservoirs sera donc de **12308345.20 DA.**

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.15: Bilan des coûts

Coût des travaux de la station de pompage.	1536558.66	DA
Coût des réservoirs	12308345.20	DA
Coût de l'adduction.	7178521.65	DA
Coût de l'ensemble du projet.	21023425.51	DA

Conclusion :

Pour tenir compte des divers et imprévus, on majorant le cout de 5%.

Le coût global est donc de **21023425.51 DA**.

VII.5. Les 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.

VII.5.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains.

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.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique.

VII.5.2. Le dozer :

Utiliser dans tout les terrassements qui doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux.

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.

VII.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 VII.4 : Chargeur

VII.5.4. Compacteur:

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites



Figure. VII.5:Compacteur Mono

Conclusion :

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

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 que nous avons estimé réalisable dans un délai de 247 jours avec un coût de **21023425.51 DA.**

Conclusion générale

Conclusion générale :

Notre travail a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'adduction en alimentation en eau potable.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 14005 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 2749,6 m³/j des eaux du barrage de Koudiet Acerdoune.

Cette adduction doit se composer de :

- Une station de pompage installée en aspiration refoule un débit de 38.18 l/s, à une HMT de 101,71m et composée de deux pompes fonctionnent en parallèle avec une pompe de secoure.
- La construction d'un château d'eau de capacité 500m³ a une cote de radier de 880m.
- Une conduite Ø200 pour refouler un débit de 38.18 l/s de la station de pompage projetée vers le réservoir R500.
- Deux conduites en série Ø160, Ø90 en gravitaire, pour un débit de 17.44 l/s et 7.98l/s du réservoir R500 vers le château projeté a Sidi Yahia.
- Une troisième conduite Ø200 en gravitaire, pour un débit de 31.82 l/s du réservoir de transfère R1000 vers la station de pompage.

Concernant le phénomène transitoire, on a opté un réservoir d'anti-bélier d'une capacité 554 litre pour protéger les conduites et les pompes contre ce phénomène. Même aussi on a prévu des robinets de vanne pour protéger les conduites gravitaire contre ce phénomène.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[**A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux
Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;

F.VALIRON«Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome
I, 2003, 335pages.

M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris.

M.AIT AHCENE, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à
partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) », (Mémoire
de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)

Logiciel

CAPRARI

Annexes

Annexe II.1 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitant *1000	<1,0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Annexe II.2 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitant*1000	<1,0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.03	1

ANNEXE IV.1 : Pressions de service admissibles des composants PE 100 en fonction de la température et de la durée d'exploitation après le catalogue de CHIALI.

Température °C	Durée de vie Année	SDR				
		17	13,6	11	9	7,4
		PRESSION (PN)				
		10	12,5	16	20	25
10	5	12,6	15,7	20,2	25,2	31,5
	10	12,4	15,5	19,8	24,8	31,0
	25	12,1	15,1	19,3	24,2	30,2
	50	11,9	14,8	19,0	23,8	29,7
	100	11,6	14,6	18,7	23,3	29,2
20	5	10,6	13,2	16,9	21,2	26,5
	10	10,4	13,0	16,6	20,8	26,0
	25	10,1	12,7	16,2	20,3	25,4
	50	10,0	12,5	16,0	20,0	25,0
	100	9,8	12,2	15,7	19,6	24,5
30	5	9,0	11,2	14,4	18,0	22,5
	10	8,8	11,0	14,1	17,7	22,1
	25	8,6	10,8	13,8	17,2	21,6
	50	8,4	10,6	13,5	16,9	21,2
40	5	7,7	9,6	12,3	15,4	19,3
	10	7,6	9,5	12,1	15,2	19,0
	25	7,4	9,2	11,8	14,8	18,5
	50	7,2	9,1	11,6	14,5	18,2
50	5	6,7	8,3	10,7	13,4	16,7
	10	6,5	8,1	10,4	13,0	16,2
	15	5,9	7,4	9,5	11,8	14,8
60	5	4,8	6,0	7,7	9,7	21,1
70	2	4,9	6,2	7,8	9,8	12,5

Annexe IV.2 : prix du mètre linéaire des conduites en PEHD(PN16) d'après le catalogue de CHIALI.

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16							
Référence	Désignation	Diam	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39,47	46,18
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62,79	73,46
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98,67	115,44
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152,49	178,41
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236,21	276,37
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376,74	440,79
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529,23	619,20
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614,90	719,43
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912,34	1 067,44
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181,18	1 381,98
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930,50	2 258,69
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031,60	3 546,97
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690,40	5 487,77
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436,00	8 700,12
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012,00	14 054,04
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881,50	20 921,36
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	28 392,00	33 218,64

Annexe VI.1 : Abaque de PEUCH et MEUNIER

