

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'aduction de la commune de Bourached à partir du barrage Ouled Mellouk (w. Ain defla).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-15

APA Citation (توثيق APA):

Medbouh, Hichem (2015). Etude d'aduction de la commune de Bourached à partir du barrage Ouled Mellouk (w. Ain defla)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

ETUDE D'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE
BOURACHED A PARTIR DU BARRAGE OULED
MELLOUK (W.AIN DEFLA)

Présenté par :

M^r : MEDBOUH Hichem

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} AMMOUR Fadila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} CHENITI Naouel	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} KAHLERRAS Malika	M.A.A	Promotrice

Septembre 2015

Remerciement

Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour accomplir ce travail.

Comme je tiens à remercier M^{me} KAHLEERRAS d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'elle a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.

Je remercie tout particulièrement mes parents et mes frères, et mes seours pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma vie

.

Je tiens également à adresser Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.

Merci.

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pause pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur.

Je dédie ce modeste mémoire comme témoignage de mon amour et signe de reconnaissance à :

D'abord à ma très chère mère ZINEB à qui je dois remercier beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien, sans les quels j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui.

À mon très cher et adorable père AHMED qui n'a épargné aucun effort pour m'instruire et me guider tout au long mon cursus.

A mes frères : *ABD ELOUAHAB, AISSAM, MOHAMED, DJABER.*

À mes sœurs : *BARIZA, SALIMA, ZAHIA, IMEN.*

À toute les familles, MEDBOUH ET REMITA.

A tout mes amis sans exception et surtout : *RADOUANE, NADIR , CHAOUACH, FRINDI , OUSSAMA, SIFE , HAMZA , GANTIZI, REDA. BEDRO, AHSEN, ABDELMALEK, DJABER, BRAHIM, NASSIM, MOHIB, ILYASS, CHOAI B, PICASSOU ET TOU MES AMIS.*

ملخص

في إطار مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب من خلال سد أولاد ملوك لمختلف مدن ولاية عين الدفلى ومنها مدينة بوراشد ، يسمح لنا موضوع المذكرة بدراسة كيفية نقل المياه إلى هذه المدينة.

بعد التعريف بمنطقة الدراسة وتقدير احتياجات المياه في الوقت الحالي و إلى غاية المدى البعيد(2046)، وبناء على هذا شرعنا في حساب أبعاد أنابيب نقل المياه مع اختيار المسار تقنيا واقتصاديا. وكذلك دراسة مختلف المنشآت المكونة لهذا النظام من خزانات وسيطة و محطة الضخ، و ذلك بدراستها وحساب سعاتها و أبعادها مع مختلف معداتها.

بعد ذلك درسنا المنهجية المثلى لحماية الأنابيب من المطرقة المائية والتأكسد، وأتممنا عملنا بتبيان طرق انجاز المشروع ومختلف العتاد والوسائل اللازمة له.

Résumé

Dans le cadre du projet d'AEP à partir du barrage d'OULED MELLOUK pour les différentes villes de la wilaya d'AIN DEFLA, et parmi elles la ville de BOURACHED, le sujet du mémoire nous permet d'étudier le mode d'adduction des eaux vers cette ville.

Après avoir présenté notre région d'étude et estime les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude 2046, et a la base de la précédente étape nous avons effectué le dimensionnement des conduites d'adduction, avec le choix du tracé obtenu après une étude technico-économique, puis nous avons étudiée les différents ouvrages constituant le système d'adduction y compris les réservoirs intermédiaires et la station de pompage, leur capacités, dimensions, et les différents équipements.

Nous avons établie la méthodologie de bonne protection contre le coup de bélier et la corrosion des conduites. Nous terminerons notre travail par les méthodes de mise en œuvre, les moyens et les équipements pour l'exécution de projet.

Abstracts

Within the frame work of the project of AEP from the stopping of OULED MELLOUK for the various cities of AIN DEFLA department, and among them the town of Bourached, the subject of this thesis allow us to study a mode of adduction of water towards this city. After presenting our study area and estimating the requirements of water for the agglomeration at 2040 horizon, depending on the previous stage we measure the pipes of adduction, with the choice of the layout from technical-economic perspective, and also the various works constituting adduction system i.e. the intermediate tanks and pumping station, we study their capacities, dimensions, and the various necessary equipments. We will establish the methodology of good protection against the water hammer and corrosion of the conduits. We will complete our work by implementation methods, means and equipment for the project achievement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I	
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	
INTRODUCTION	2
I-1. Situation géographique.....	2
I-2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	3
I-3. SITUATION GEOLOGIQUE.....	3
I-3-1.GEOLOGIE.....	3
I-3-2.SICMICITE.....	4
I-4. SITUATION CLIMATIQUE.....	4
I-4-1. Climat.....	4
I-4-2. Temperature	4
I-4-3. pluviometrie	5
I-4-4. Le vent... ..	5
I-4-5 . L'évaporation DE BARRAGE OULED MELLOUK.....	6
I-5. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE	6
I-5.1.hydrogéologie.....	6
I-6. SITUATION DEMOGRAPHIQUE.....	7
I-7. Les ressources en eau de la région	8
I-7-1. Les ressources en eau superficielle de la région	8
I.7.2-Les forages existants dans la région d'étude.....	8
CONCLUSION.....	10
CHAPITRE II	
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	
INTRODUCTION	11
II-1. EVOLUTION DE LA POPULATION AUX DIFFERENTS HORIZONS D'ETUDE.....	11
II-2. EVOLUTION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE.....	12
II-2-1.Besoins domestiques.....	13
II-2-2.Besoins scolaires.....	13
II-2-3.Besoins administratifs.....	13
II-2-4.Besoins publiques.....	14
II-2-5.Récapitulatif des déférentes consommations journalières.....	15
II-3.DETERMINATION DES CONSOMMATIONS MAXIMALES ET MINIMALES JOURNALIERE..	15
II-3-1.Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	16

II-3-2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)	16
II-4. VARIATIONS DES DEBITS HORAIRES.....	16
CONCLUSION.....	20

CHAPITRE III

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'ADDUCTION

INTRODUCTION	21
III-1. TYPES D'ADDUCTION	21
III-1-1. Adduction gravitaire.....	21
III -1-2. Adduction par refoulement.....	21
III -1-3. Adduction mixte.....	21
III -2. TYPES D'ÉCOULEMENT DANS LES CONDUITES D'ADDUCTION	21
III -2-1. Écoulement à surface libre	21
III -2-2. Écoulement en charge	21
III -3. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX.....	22
III -3-1. Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice).....	22
III -3-2. Les conduites en béton précontraint à âme en tôle.....	22
III -3-3. Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	22
III -3-4. La fonte ductile.....	23
III-3-4-1. La fonte ductile comme matériau de tuyau.....	23
III-3-4-2. Tuyaux en fonte ductile.....	24
III-3-4-3. Résistance mécanique.....	24
III-3-4-4. Pression intérieure.....	25
III-3-4-5. Résistance aux contraintes.....	25
III-3-4-6. Déviation des assemblages auto-étanches.....	25
III -3-5. Choix des matériaux de canalisation.....	25
III -4. ETUDE DE L'ADDUCTION	26
III -4-1. Etude des variantes.....	26
III -4-1-1. Proposition de la variantes	26
III -4-1-2. Choix de la variante du tracé d'adduction	28
III -4-2. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisie	28
III -4-2-1. Méthode de calcul pour le cas de refoulement	28
III -4-2-1-A. Calcul des pertes de charge	29
III -4-2-1-B. Calcul de la hauteur manométrique totale	30
III -4-2-1-C. Frais d'exploitation total	31
III -4-2-1-1. Etude de l'adduction par refoulement pour la variante choisi.....	33

III -4-2-1-1A. Refoulement : S.de traitement – st de reprise.....	33
III -4-2-1-1B.Refoulement : Station de reprise- Reservoir BOURACHED.	35
III -5. EQUIPEMENTS	37
III -5-1. Les ventouses	38
III -5-2. Les vannes	38
III -5-2-1. Robinet vanne	38
III -5-2-2. Robinet papillon.....	38
III -5-3. Les ouvrages spéciaux	38
III -5-4. Les joints des conduites en frites béton.....	39
III -5-5. Stabilisateur de pression aval (réducteur).....	39
CONCLUSION.....	40

CHAPITRE IV

ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION	41
IV-1. DEFINITION D’UN RESERVOIR.....	41
IV-2. FONCTIONNEMENT D’UN RESERVOIR.....	41
IV-3 CLASSIFICATION DES RESERVOIRS.....	41
IV-4. EMLACEMENT DES RESERVOIRS.....	42
IV-5.EQUIPEMENT DU RESERVOIR	42
IV.5.1. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	42
IV-5-1.1.Conduite D’arrivee ou d’adduction.....	42
IV-5-1.2.Conduite de depart ou de distribution.....	43
IV-5-1.3. Conduite de trop plein.....	43
IV-5-1.4. Conduite de vidange.....	43
IV-5-1.5.Conduite by pass.....	43
IV-5-1.6.Matérialisation de la réserve d’incendie.....	43
IV.5.2. Equipements de nettoyage.....	44
IV.6. ENTRETIEN DES RESERVOIRS.....	44
IV.7. HYGIENE ET SECURITE.....	44
IV-8. CAPACITES DES RESERVOIRS.....	45
IV-8-1. Méthode analytique.....	46
IV-8-2. Méthode graphique	46
IV-8-3. Estimation de la capacite total des reservoirs	47
IV-9. Forme des reservoirs	48
IV-10. Dimenssionement du bache de reprise de la station de pompage	48
CONCLUSION.....	49

CHAPITRE V DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

INTRODUCTION :	50
V-1. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE :	50
V-2. SITUATION DES OUVRAGES :	50
V-3. CHOIX D'EQUIPEMENT HYDROMECHANIQUE ET ENERGETIQUE :	50
V-4. CHOIX DU TYPE DE POMPE :	50
V-5. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES	51
V-6. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES	51
V-7. COUPLAGE DES POMPES :	52
V-7-1. Couplage en parallèle :	53
V-7-2. Couplage en série :	53
V-8. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES :	53
V-8-1. Courbe caractéristique résultante des conduites :	53
V-8-2. Pertes de charge linéaires	53
V-8-3. Pertes de charge singulières :	53
V-8-4. Pertes de charge totales :	54
V-8-5. Refoulement S.P – RESERVOIR DE BOURACHED	54
V-9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	55
V-9-1. Débit disponible > Débit appelé	55
V-9-1-1. Mode de réglage par vannage:	55
V-9-1-2. Mode de réglage par rognage	55
V-9-1-3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	56
V-9-1-4. Diminution de temps de pompage	56
V-9-1-5. Changement du type de la pompe	56
V-9-2. Débit disponible < Débit appelé	56
V-9-3. Application des modes de réglage	55
V-9-3-1. Mode de réglage par la diminution de la vitesse de rotation	57
V-9-3-2. Mode de réglage par vannage	58
V-9-3-3. Mode de réglage par la diminution de temps de pompage	59
V-10. ETUDE DE LA CAVITATION :	59
V-10-1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible	60
V-10-2. Calage de la pompe	61
V-10-3. Station de pompage vers le réservoir de BOURACHED:	61
V-11. ENCOMBREMENT DE LA POMPE:	62

V-12. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE :	63
V-12-1. Critères de choix du moteur électrique :	63
V-12-2. Vitesse de rotation du moteur :.....	63
V-12-3. Puissance fournie par le moteur	63
V-13. GENIE CIVIL DE LA STATION DE POMPAGE :	64
V-13-1. Bâtiment de la station de pompage :	65
V-13-2. CALCUL GENIE CIVIL :	66
V-13-2-1. EPAISSEUR DES MURS DU BATIMENT :.....	66
V-13-2-2. LA HAUTEUR DU BATIMENT :	66
V-13-2-3. LA LANGUEUR DU BATIMENT.....	66
V-13-2-4. LA LARGEUR DU BATIMENT :.....	67
V-13-2-5. DIMENSIONS DES PORTES	67
V-13-2-6. DIMENSIONNEMENT DES FENETRES	67
V-13-2-7. DIMENSIONNEMENT DES MARCHES D'ESCALIER :.....	67
CONCLUSION :.....	68

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

INTRODUCTION :	69
VI-1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER :.....	69
VI-1-1. Définition :	69
VI-1-2. Origines des coups de bélier :	69
VI-1-3. Amplitude des coups de bélier :.....	69
VI-1-4. Risques dus aux coups de bélier :	70
VI-1-5. Risques pour un refoulement :	71
VI-1-6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	71
VI-1-7. Les observations sur les différents éléments des dispositifs de protection :.....	72
VI-1-7-1. Observations sur les ballons :	72
VI-1-7-2. Observations sur les clapets d'entrée d'air :.....	72
VI-1-8. Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier :.....	73
VI-1-8-1. Règles 1 : Pression minimale admissible :	73
VI-1-8-2. Règles 2 : Maintenance :	73
VI-1-8-3. Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection :	73
VI-1-8-4. Règles 4 : Recommandations diverses :	73
VI-1-9. Calcul des réservoirs d'air :	74

VI-1-9-1. Dimensionnement de réservoir d'air :.....	74
VI-1-9-2. Caractéristiques finales du réservoir d'air :.....	77
VI-1-9-3. Détails du réservoir d'air.....	77
VI-1-9-4. Installation du réservoir d'air :	77
VI-1-9-5. Documents pour une étude de protection :.....	77
Conclusion :	78
VI-2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION :	78
VI-2-1. Généralités :	78
VI-2-2. Protection cathodique :.....	78
VI-2-2-1. Principe de la corrosion électrochimique :	78
VI-2-2-2. Protection par anodes sacrificielles :	79
VI-2-2-3. Systèmes de protection par courant impose :	80
VI-2-2-4. Intérêt des revêtements associés à la protection cathodique :	80
VI-2-3. Les revêtements organiques :.....	80
VI-2-3-1 Les peintures et vernis :.....	81
VI-2-3-2. Les bitumes :.....	81
VI-2-3-3. Les revêtements polymériques :	81
Conclusion	82

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION :	83
VII-1. ORGANISATION DE CHANTIER :.....	83
VII-1-1. Différents travaux à entreprendre :.....	83
VII-1-1-1. Travaux concernant l'adduction :.....	83
VII-1-1-2. Travaux concernant les stations de pompage :.....	84
VII-1-1-3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés :	84
VII-1-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :.....	85
VII-1-2-1. Déblais d'excavation :.....	85
VII-1-3. Déblais d'excavation de la conduite d'adduction :.....	85
VII-1-4. Volume de lit de sable	85
VII-1-5. Volume de la conduite	86
VII-1-6. Remblais compacté.....	86
VII-1-7. Calcul du volume des travaux de la station de pompage.....	87
VII-1-8. Engins utilisés :.....	90

VII-1-8-1. La pelle et le chargeur ou la chargeuse :	90
VII-1-8-2. Les engins de transport des matériaux :	91
VII-2. SECURITE DE CHANTIER.....	91
VII-2-1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	91
VII-2-1-1. Facteurs humains.....	91
VII-2-1-2. Facteurs matériels.....	91
VII-2-2. Les conditions dangereuses.....	92
VII-2-3. Les actions dangereuses.....	92
VII-2-4. Mesure préventives pour éviter les causes des accidents.....	92
VII-2-4-1. Les partenaires de la prévention.....	92
VII-2-4-2. Prévention technique.....	93
VII-2-4-3. Prévention médicale (Les missions du médecin du travail).....	94
VII-2-4-4. Prévention pour les conducteurs d'engin.....	94
Conclusion	95
CONCLUSION GENERALE.....	96

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : Profil géologique global :.....	4
Tableau I-2 : Température moyenne.....	5
Tableau I-3 : Pluies moyennes mensuelles.....	5
Tableau I-4 : Vitesse moyenne du vent en m/s.....	6
Tableau I-5 : Nombres des jours de sirocco.....	6
Tableau I-6 :l'évaporation de BARRAGE OULED MELLOUK.....	6
Tableau I-7 : La population de la région d'étude en 2014.....	7
Tableau I-8 : Caractéristique de BARRAGE OULED MELLOUK.....	8
Tableau I-9 : Les forages existants dans la région d'étude.....	9

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN EN EAU

Tableau II.1 : Evolution de la population de BOURACHED en différents horizons.....	11
Tableau II.2 : Débits journalier	13
Tableau II.3 : Besoins scolaires	13
Tableau II.4 : Besoins administratifs	14
Tableau II.5 : Besoins publiques :	14
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	15
Tableau II.7 : La consommation min et max journalière de la ville.....	16
Tableau II.8 :Répartition horaire du débit maximum journalier	17
Tableau II.9 Variation de débit horaire dans la ville de BOURACHED	17

CHAPITRE III : ETUDE ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

Tableau III.1 : Valeurs du coefficient k de la formule de Caleb.....	30
Tableau III.2 : Calcul de la HMT du tronçon Station de traitement-Station de reprise.	33
Tableau III.3 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon St de traitement-St de reprise...33	
Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon St de traitement-St de reprise.	34
Tableau III.5 : Bilan du tronçon St de traitement-St de reprise.....	34
Tableau III.6 : Calcul de la HMT du tronçon Station de reprise - Réservoir BOURACHED..	36
Tableau III.7 :Calcul des frais d'amortissement du tronçon de St de reprise -R BOURACHED.....	36
Tableau III.8 :Calcul des frais d'exploitation du tronçon Station de reprise -R BOURACHED.....	36
Tableau III.9 : Bilan du tronçon Station de reprise - Réservoir BOURACHED.	37

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV.1: Evaluation du volume du réservoir de BOURACHED. 47

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE **Tableau V.1 :**

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. 51

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite (S.P –R.BOURACHED). 54

Tableau V.3 : Variation de R en fonction de Ns. 56

Tableau V.4 : Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage. 59

Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température. 60

Tableau V.6 : Dimensions des organes de la pompe PM150/4C d'après.CAPRARI. 63

Tableau V.7 : Coefficient de correction en fonction de la puissance..... 63

Tableau V.8: Différentes distances d'électropompe sur socle..... 64

Tableau V.9: Choix du type du bâtiment..... 65

Tableau V.10 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station..... 67

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement. 75

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement. 75

Tableau VI.3: Calcul de volume de réservoir d'air. 76

Tableau VI.4: Les dimensions de réservoir d'air. 76

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII.1: Calcul du volume des déblais (tronçon St R- R BOURACHED)..... 85

Tableau VII.2: Calcul du volume des déblais (tronçon tronçon S.traitement - S.reprise)..... 85

Tableau VII.3: Calcul du volume du lit de sable. 86

Tableau VII.4: Calcul du volume de la conduite. 86

Tableau VII.5: Volumes des volumes de remblais de l'adduction. 87

Tableau VII.6: Volumes des travaux de l'adduction. 87

Tableau VII.7: frais total des travaux de l'adduction. 87

Tableau VII.8: récapitulation des dimensions du bâtiment de la station. 87

Tableau VII.9: les travaux de la station de pompage. 90

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.01: Presentation de la wilaya de Ain Defla et leu commune.	02
---	----

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN EN EAU

Figure II.01 : Evolution de la population de la ville de <i>BOURACHED</i>	12
Figure II.02 : Repartition des debits horaires de la ville de <i>BOURACHED</i>	19
Figure II.03 : Courbe integrale de la consommation horaire de la ville de <i>BOURACHED</i>	20

CHAPITRE III : ETUDE ET CONCEPTION DE L'ADDITION

Figure III.01 : La composition de fonte ductile et grise.	24
Figure III.02 : Schéma explicatif de la variante.....	27
Figure III.03: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (st de trait – St de reprise)	35
Figure III.04: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (St de reprise - R BOURACHED)..	37

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure IV.01: Schéma d'un réservoir.....	45
---	----

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Figure V.01: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM150/5C- CAPRARI.....	52
Figure V.02 : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.	54
Figure V.03: Point de fonctionnement des pompes de la station après la diminution de la vitesse de rotation.	58
Figure V.04 : Encombrement de la pompe (.CAPRARI.)	62
Figure V.05: Electropompe socle.....	64

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

Figure VI.01: Réservoir hydropneumatique.	71
Figure VI.02: Soupape de décharge type LEZIER.	72
Figure VI.03: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.	77
Figure VI.04: Schéma d'installation du réservoir d'air.	77
Figure VI.05: Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles.	79
Figure VI.06: Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.	79
Figure VI.07: Principe de la protection cathodique à courant imposé.	80

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VII.01: La pelle hydraulique et le chargeur.....	90
Figure VII.02: Les engins de transport.	91

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : profil en long d'adduction de la conduite de refoulement (ST DE reprise-RES BOURACHED).

Planche N° 2 : Profils en long de l'adduction de refoulement (ST DE Traitement – ST DE Reprise).

Planche N° 3 : couloir station de traitement réservoir BOURACHED.

Planche N° 4 : Plan de la station de pompage.

Planche N° 5 : les accessoires du réseau d'adduction.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est la source de toute vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente environs de 75% de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

En Algérie, le problème de la satisfaction des besoins en eaux demeure primordial. L'évaluation des ressources en eaux soit souterraines soit de surfaces tant quantitative que qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'AEP, de l'agriculture et de l'industrie. Dans ce sens, en particulier dans les régions montagneuses, la zone de Ain defla est caractérisée par un fort potentiel humain, des activités économique et agricole relativement importantes.

Au cours de la dernière décennie, le niveau piézométrique de la nappe phréatique semble avoir régulièrement diminué, conséquence de la surexploitation des eaux souterraine ce qui entraîne la diminution notable de l'état quantitatif et qualitatif des captages de la région de Ain-Defla et aggravé par les événements tectoniques qu'a connu la région. Cet état de fait pose de graves problèmes écologiques dans les zones urbaines (consommation) et agricoles (irrigation). L'eau dont la salinité est élevée, peut devenir impropre à la consommation.

Cette situation a incité les autorités à étudier l'utilisation des eaux du barrage **ouled mellouk** pour L'AEP et l'irrigation de la zone tout en laissant la nappe se remontera régulièrement.

Ce projet qui concerne les agglomérations de la communes de BOURACHED, dont la population totale de couloir, BOURACHED, concernées par l'étude est estimée à près de 32541 habitants en 2014 et 63278 habitants en 2046.

A travers 7 chapitres qui sont tous d'une importance majeure dans ce mémoire, on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau du barrage vers les réservoirs d'alimentation soit existants soit projetés le long du tracé de l'adduction.

Introduction :

On entame ce chapitre par une synthèse générale de toutes les informations et les données concernant la situation de la zone d'étude ; de point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique, démographique et surtout hydrauliques, pour connaître les caractéristiques de lieu qui influencent sur la conception de ce projet d'adduction en eau potable de la commune de BOURACHED a partir du barrage de OULED MELLOUK.

I-1. Situation géographique :

La commune de BOURACHED est située à 14.2 Km environ de la cote nord de la

Wilaya de Ain Defla.Elle est limité par :

- _ La commune de Ain Defla au nord.
- _ La commune de zeddine au sud-ouest.
- _ La commune de Djelida à l'Est.
- _ La commune de Zeddine et Rouina en Nord-Ouest.

le barrage d'OULED MELLOUK se situe dans la commune de ROUINA sud-ouest de la Wilaya de AIN DEFLA suivant les coordonnées géographiques :

- Latitude : $36^{\circ} 11' 17,52''$

-Longitude : $1^{\circ} 50' 21,48''$

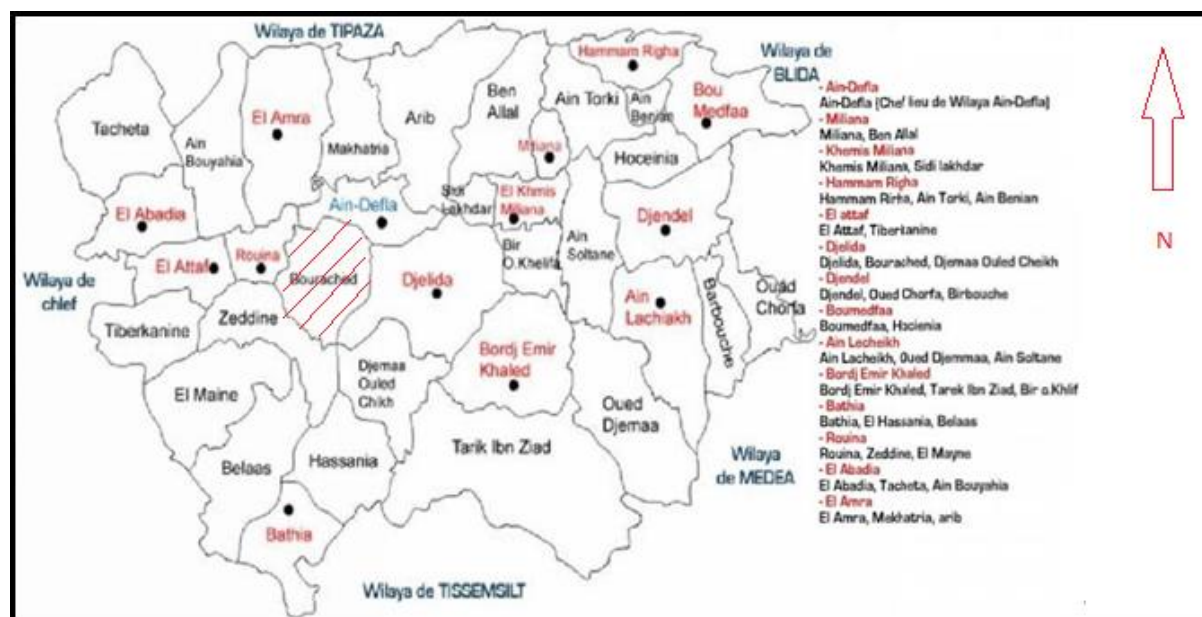


Figure. I.1 : Présentation de la wilaya de Ain defla et leur commune

I.2-Situation Topographique :

Notre site est pratiquement plat contrairement à la cote Nord ou la pente est raide. La ville de BOURACHED présente des reliefs uniformes, avec une pente variant de (0,3 à 5,5) dont les altitudes varient de 70 à 110 m ; et pour la zone d'étude on a une pente générale est orientée Est / Ouest avec une pente moyenne de l'ordre (0,01m/ m à 0,03m/m).

I.3-Situation Géologique

I-3-1.GEOLOGIE :

Les caractères géologiques des bassins versants des affluents rive droite et rive gauche de l'Oued Cheliff sont dissemblables car résultant d'une histoire géologique différente :

□ **Au sud :** les bassins versants sont situés dans le massif de l'Ouarsenis qui appartient au domaine des nappes Telliennes dont la mise en place date du Miocène supérieur la structure du massif n'a pas changé depuis cette période. Les terrains qui le constituent sont datés du Trias (secondaire). La partie haute des bassins versants est constituée par les formations du Crétacé : marne ; macro-calcaires surtout, et calcaire de l'OUARSENIS. Les nappes Telliennes se sont mises en place sur du train Gypseux qui affleure en quelques points sur quelques dizaines de Km².

Les bassins des Oueds affluents rive gauche sont constitués de matériaux tendres sensibles à l'érosion et produisant des matériaux fins facilement mis en suspension. La présence de traits gypseux est un élément favorable à la salure des eaux.

□ **Au nord :** Au contraire, les monts DAHRA primitifs et l'OUARSENIS au cours de transgression venues du golfe d'ORAN ; la sédimentation est active dans le bassin à cause de la subsidence ; Ces dépôts se sont fortement plissés après le Miocène et la tectonique n'a pas cessé. Elle se manifeste encore de nos jours par une surélévation des monts DAHRA et une subsidence des bassins constituant la plaine du Cheliff. Les formations du Miocène supérieur comportent des marnes gypseuses même du gypse massif, ce type de formation affleure surtout dans les bassins des oueds à l'Ouest et dans le bassin de l'oued OUAHRANE.

Comme dans les bassins du sud, ceux des oueds affluents rive droite sont constitués de matériaux tendres sensibles à l'érosion car les grès font que le charriage est plus important dans les oueds du Nord que du sud.

La aussi la présence de Marnes gypseuses et de gypse du Miocène supérieur est un élément favorable à la salure des eaux.

Tableau I-1 : Profil géologique global :

Age	Epaisseur (m)	lithologie
Quaternaire	70	Sable et gravier
Marne jaune	610	Argile, marne, gravier
Astien	556	Sable, grés
plais ancien	552	marne

Source :DRE AIN DEFLA

I. 3.2-SISMICITE :

L'analyse sismique englobe dans notre cas l'Atlas Tellien et ses environs. D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas Tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin, BOURACHED et notre zone d'étude sont implantées dans l'une des régions où la sismicité est importante.

I.4- Situation climatique :**I.4.1- climat :**

Le climat de la région de BOURACHED est un climat semi-aride caractérisé par un hiver très froid et un été très chaud. Le ruissellement des eaux de pluies joue un rôle capital dans les schémas futurs d'urbanisation par leur effet sur l'érosion et transport des alluvions et sédiments ainsi que sur les risques d'inondations qu'elles peuvent produire.

I .4.2-La température :

Le climat dans la région est caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers relativement froids ; La température moyenne annuelle est de 18,8°C, avec une température minimum de -2,6 °C en hiver et une température maximum de 46.6°C en été.

Tableau N° L2 : Température moyenne, minimale et maximale de BOURACHED (période 2000 à 2011)

MOIS	Sep	Oc	Nov	Dé	Jan	Fév	Ma	Av	Ma	Jui	Jul	Ao	MOY
Tmoy (°C)	26,5	19,9	13,9	10,6	10,5	10,8	14,3	18,1	21,2	27,0	21,2	29,8	18 ,6
Tmin (°C)	14,2	4,6	4,0	-2,6	0,0	2,4	1,6	8,0	10,0	13,0	17,6	20,5	7,8

T_{max} (°C)	38	39,6	25,0	26,0	23,0	20,0	26,4	31,6	37,0	42	46,6	40,0	32,9
--------------------------------	----	------	------	------	------	------	------	------	------	----	------	------	------

(source ANRH)

I .4.3-La pluviométrie :

Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H), la hauteur pluviométrique annuelle de la commune de ROUINA se situe entre 300et 500 mm/an. Selon la station de ROUINA la répartition mensuelle des précipitations est donnée dans le tableau I-3 (2000/2011) code station : 011904

Nom station : ROUINA MAIRIE (X : 419.8Km ; Y : 327.3 Km ; Z : 190Km)
(Coordonnées UTM)

Tableau N°I.3: Pluies moyennes mensuelles à BOURACHED (période 2000 a 2011)

MOIS	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	ANNUEL
Pmoy (mm)	35	58,1	87,2	22,2	114,8	18	0,7	57,7	7,8	0	0	0	401,5

(source ANRH)

I .4.4-Le vent :

Le vent constitue un facteur écologique important à des titres divers.

- Agent de transport ;
- Facteur climatique ;
- Facteur mécanique.

Son action influe à la fois sur le sol (évaporation et érosion) et sur la plante(distribution), donc la connaissance de la direction des vents et leurs vitesses est importante.

Le vent est élément climatique qui est influencé par des conditions topographiques locales. Il crée son propre microclimat et change de direction et de vitesse facilement.

Tableau N° I.4: Les vitesses moyennes mensuelles du vent (2001-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou

V_{moy} (m/s)	3,0	3,1	3,1	3,8	3,4	3,5	3,3	3,3	3,2	3,3	3,4	3,3
--	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

(Source ANRH)

Une analyse des valeurs moyennes observées montre une stabilité des vitesses tout au long de l'année.

Il s'agit d'un vent du Sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l'élévation brutale des températures et la diminution de l'hydrométrie de l'air qu'il entraîne.

Tableau N° I.5 : Nombres des jours de sirocco. (2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Ma	JUI	JUL	Aou	TOTAL
Nombres des jours	1	0	0	0	0	0	0	1	1	2	3	4	12

(Source ANRH)

I.4.5-L'évaporation DE BARRAGE OULED MELLOUK :

L'évaporation est très importante en été peut atteindre les 300 mm.

Tableau N° I.6 : l'évaporation de BARRAGE OULED MELLOUK (période 2000 a 2011)

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Eva (mm)	74,7	56,4	45,4	30,1	21,8	25,9	54,7	61,1	64,5	80,0	138,4	288

(source ANRH)

I.5-Situation Hydrogéologique

I.5.1-Hydrogéologie :

Dépôts limoneux de la plaine du Chélif et des vallées latérales, avec nappes caillouteuses dans les cônes de déjection.

Donc les ressources en eau de cette région sont en grande partie mobilisées à partir des forages et sources des nappes aquifères sont comme suit :

- _ Les alluvions quaternaires.
- _ Les grès pliocène
- _ Les calcaires jurassiques .

1-La nappe aquifère des dépôts (alluvions) :

Les alluvions sont constituées de limon et d'argile, occupant la plupart de la surface de la plaine, sous laquelle se trouvent les formations grossières de galets et graviers.

2- La nappes des grès :

Ces formations apparaissent dans la pleine du moyen Chélif, en bordure du massif de TEMOULGA et l'ouest d'EL ABBADIA, elles sont constituées de grès et sable, ainsi elles affleurent dans la pleine du haut de Cheliff sous forme de grès et de conglomérats et d'argile gréseuses.

3-La nappe calcaire jurassique :

Aquifère Karstique à surface libre, a structure tabulaire ou plissée plus au moins compartimenté, sa capacité de régulations varie suivant la hauteur noyée de cette formation est connue en affleurement dans le massif de ZACCAR, ROUINA et TEMOULGA.

I.6-Situation démographique

Les données concernant la population sont extraites d'un recensement national de la population de 2008.

Tableau N° I.7 : La population de la région d'étude en 2014

Localités	2014
BOURACHED	32541

(Source DRE AIN DEFLA)

I.7-Les ressources en eau de la région :

Les ressources en eau de la région se répartie en deux catégories.

I.7.1- Les ressources en eau superficielle de la région :

elles se résument au :

-Barrage OULED MELLOUK implanté dans la commune de ROUINA et dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau N° 1.8.

Tableau N° I.8: Caractéristique de BARRAGE OULED MELLOUK

Barrage	Commune d'implantation	Type	Mise service	Capacité Hm ³	Volume régularisé Hm ³	OUED
OULED MELLOUK	ROUINA	Terre	2003	127	38	ROUINA

(Source DRE AIN DEFLA)

I.7.2-Les forages existants dans la région d'étude :

D'après l'inventaire de la DRE de AIN-DEFLA (sources de l'agence des bassins hydrographique mise à jour DRE de AIN DEFLA) le tableau ci-dessous présente les forages et sources actuellement en exploitation pour l'alimentation des agglomérations concernées.

Tableau N° I.9: Les forages existants dans la région d'étude

Agglomération	Nom forage	Lieu d'implantation	Volume Mobilisé Hm ³ /an	Agglomération desservie	Obs.
EL ATTAF	BEL ABES	EL ATTAF	0.946	Chef lieu	Non exploite
	HAY SALEM	EL ATTAF	0.378	Chef lieu	exploite
	LYCEE	EL ATTAF	0.525	Chef lieu	Non exploite
	SIDI BOUABIDA	SIDI BOUABIDA	1,953	Chef lieu	exploite
	ZMALA	ZMALA	0.157	ZMALA	exploite
	CITE BENYAHIA	CITE BENYAHIA	0.189	CITE BENYAHIA	exploite
BOURACHED	SIDI HAMOU	SIDI HAMOU	0.473	SIDI HAMOU	exploite
	OULED DZIRI	OULED DZIRI	0.095	OULED DZIRI	exploite
	OULED SI AHMED	OULED SI AHMED	0.189	OULED SI AHMED	exploite
	LOUNADA	LOUNADA	0.095		exploité
ZEDDINE	OULED DJILLALI	OULED DJILLALI	0.252	ZEDDINE	exploite
ROUINA	SIDI HAMOU	SIDI HAMOU	0.788	SIDI HAMOU	exploite

(Source DRE AINDEFLA)

Un débit cumulé de 6,04 hm³/an soit 193.11 l/s.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction :

Pour le dimensionnement des différentes composantes du système d'alimentation en eau potable, on se base sur les besoins en eau potable de l'agglomération à étudier. Ces besoins sont liés à l'évolution du nombre d'habitants, au mode de vie de ces derniers et des équipements existantes.

II-1. Evolution de la population aux différents horizons d'étude :

D'après les données présentées dans le chapitre précédent, le nombre de la population concernée par l'étude était de 32541 habitants en 2014. Cette dernière évolue selon la relation formule des intérêts composés :

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

P : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (l'an 2046 pour notre cas)

P_0 : nombre d'habitants à l'année prise comme référence (2014 année de dernier recensement) t : taux d'accroissement, qui est égal à 2.1 % pour la commune BOURACHED (APC BOURACHED) .

n : nombre d'année entre l'année de référence et l'horizon d'étude (32 ans pour notre cas)

L'évolution de la population est donnée dans le tableau (II.1) ainsi que la population de deux communes qui sont alimentées avec la même adduction

Tableau II.1 : Evolution de la population de BOURACHED en différents horizons

communes	BOURACHED				
	2014	2015	2026	2036	2046
années					
population	32541	33224	41758	51404	63278

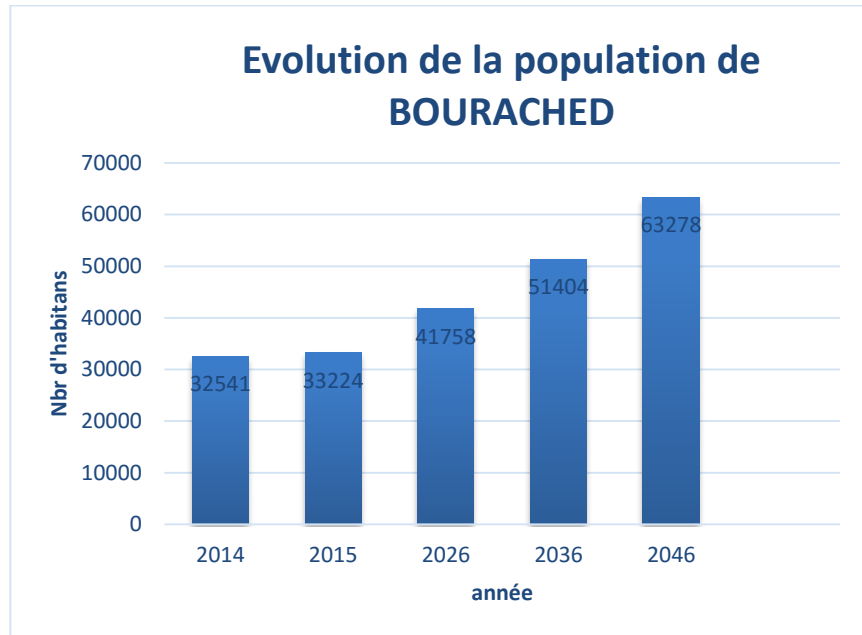


Figure II.1-Evolution de la population de la ville de *BOURACHED*.

D’après le tableau précédent, la population totale en 2046 pour la ville de BOURACHED est de **:63 278 habitants**

II-2. Evolution de la consommation moyenne journalière :

Selon la moyenne nationale et DRE de Ain defla, la dotation est arrêtée à la valeur de 150 l/j/hab. Et on note aussi que cette moyenne est supposée répondre à toute sorte de consommation. Ainsi, on peut calculer les besoins moyens journaliers à l’horizon d’étude (2046) par la relation suivante :

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

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

N: nombre d'habitants

Le tableau II.2et englobe le débit journalier pour la commune de BOURACHED :

Tableau II.2 : Débit journalier

La ville	Population en 2046(hab)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
BOURACHED	63278	150	9491.7

On distingue plusieurs types (usages) de demandes en eau :

II.2.1- Besoins domestiques:

Ceci concerne les usages au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour boire, cuisiner, laver, nettoyer et l'eau pour les systèmes sanitaires.

Ceci peut aussi inclure les usages productifs à petite échelle tels que les petits jardins

Individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile.

Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

II .2.2 .Besoins scolaires :

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau II.3 : Besoins scolaires

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q_{moyj} (m ³ /j)
BOURACHED	Ecoles primaires	4	3681	10	36.81
	CEM	4	2400	10	24
	Lycées	1	820	10	8.2
Totale					69.01

Source APC BOURACHED

II.2.3- Besoins Administratifs:

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant

Tableau II.4 : Besoins administratifs

localité	TYPE D'équipement	Nombre d'employer	Dotation (l /J /ouvr)	Q (m ³ /j)
BOURACHED	01 APC	20	20	0.4
	01 poste	30	20	0.6
	01 police	50	40	2
	01 Gendarmerie	50	40	2
Totale				5

Source APC BOURACHED

II.2.4-Besoins publiques**Tableau II.5 : Besoins publiques :**

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
BOURACHED	01Stade		900	06	3.6
	0 2 Mosquées	1000	/	5	5
	02 centres de santé	1000	/	15	15
	01 station de lavage	15	/	100	1.5
	02Douche	60	/	25	1.5
	02 Station d'essence	30	/	50	1.5
	Abattoir	15	/	100	1.5
	Parc APC	15	/	30	0.45
	Parc privé	10	/	30	0.3
Totale					30.35

Source APC BOURACHED

II.2.5 .Récapitulatif des différentes consommations journalières :

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

Tableau II.6: *Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières*

localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins publiques (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
BOURACHED	9491.7	69.1	5	30.35	9596.15

II-3.Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

La consommation annuelle en eau potable d'une agglomération présente des variations en fonction du temps. Pour un travail de dimensionnement hydraulique, les variations utilisées pour ce dernier sont les variations maximales et minimales, qui sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité, à savoir :

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

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

$$k_{max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \dots\dots\dots (II.3)$$

$$k_{min,j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \dots\dots\dots(II.4)$$

II-3-1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) :

Ce débit représente la plus grande consommation journalière durant l'année (généralement en été). Il est calculé comme suit :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (\text{II. 5})$$

Où:

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3

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

D'où :

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy } j}$$

II-3-2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

Contrairement au débit précédent, ce débit représente la plus petite quantité journalière consommée durant l'année. Il est calculé comme suit : $Q_{\min j}$

$$= K_{\min j} * Q_{\text{moy } j}$$

Le coefficient d'irrégularité $K_{\min j}$ varie entre 0,7 et 0,9

Pour les villes de faible importance, il est estimé à 0,9

Et pour notre cas:

$$Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy } j}$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II-7:

Tableau II.7 : La consommation min et max journalière de la ville

Les villes	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m^3/j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m^3/j)
BOURACHED	9596.15	0.9	8636.54	1.3	12475

II-4. Variation des débits horaires :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans la ville de BOURACHED en basant sur le tableau II.8, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour notre ville à l'horizon 2046, Le nombre d'habitants de cette ville est entre 50000 et 100000 habitants. La consommation journalière d'une agglomération présente des variations horaires (durant les 24h), qui sont par des coefficients d'irrégularité, à savoir ;

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

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

$$k_{\max h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$k_{\min h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

➤ Consommation moyenne horaire (horizon 2046):

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{Q_{\max j}}{24} \dots\dots\dots(II.6)$$

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{12475}{24} = 519.79 \text{ m}^3/h$$

Tableau II.8 : Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06

20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source polycopie de cours AEP(ENSH)

Le tableau II.9 récapitule les variations des débits horaires pour la ville de BOURACHED, et la détermination de la variation horaire de débit pour les autres localités ne sera d'aucune utilité pour notre étude.

- **Variation de débit horaire pour la ville de BOURACHED :**

le nombre d'habitant de la ville de BOURACHED est compris entre 50000 et 100000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.9. Variation de débit horaire dans la ville de BOURACHED

Heures (h)	Agglomération		Le débit cumulé(m ³ /j)	
	Q _{max} ,=12475(m ³ /j)		Q _{max} , j %	m ³ /h
	(%)	m ³ /h		
0_1	3	374.25	3	347.25
1_2	3,2	399.20	6,20	773.45
2_3	2,5	311.875	8,70	1085.325
3_4	2,6	324.35	11,30	1409.675
4_5	3,5	436.625	14,80	1846.30
5_6	4,1	511.475	18,90	2357.775
6_7	4,5	561.375	23,40	2919.15
7_8	4,9	611.275	28,30	3530.425
8_9	4,9	611.275	33,20	4141.70
9_10	5,6	698.6	38,80	4840.30
10_11	4,8	588.8	43,60	5439.10
11_12	4,7	586.325	48,30	6025.425
12_13	4,4	548.9	52,70	6574.325
13-14	4,1	511.475	56,80	7085.80
14-15	4,2	523.95	61,00	7609.75
15-16	4,4	548.9	65,40	8158.65
16-17	4,3	536.425	69,70	8695.075
17-18	4,1	511.475	73,80	9206.55

18-19	4,5	561.375	78,30	9767.925
19-20	4,5	561.375	82,80	10329.30
20-21	4,5	561.375	87,30	10890.675
21-22	4,8	588.8	92,10	11489.475
22-23	4,6	573.85	96,70	12063.325
23-24	3,3	411.675	100,00	12475
Total	100	12475		

le débit max horaire est : $Q_{\max,hor} = 698.60 \text{ m}^3/h$

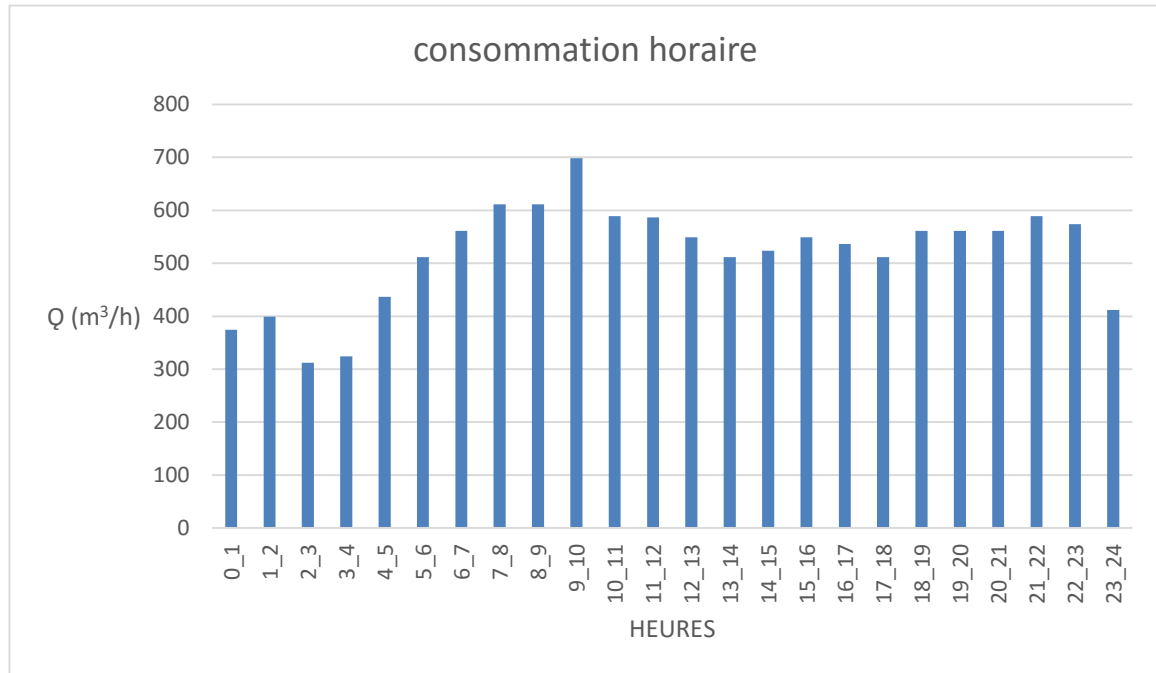


Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la ville de BOURACHED.

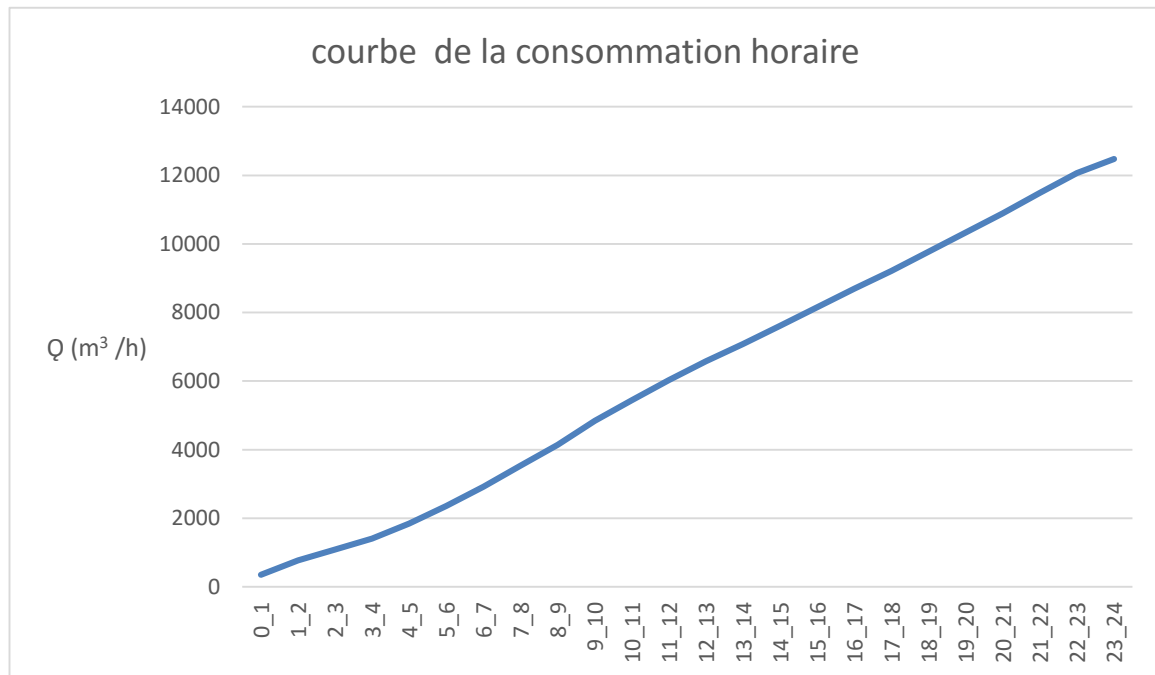


Figure II.3: Courbe de la consommation horaire de la ville de BOURACHED.

Conclusion :

D’après les calculs effectués dans ce chapitre, on conclut que :

Le débit max journalier de ville qui sont alimentées par l’adduction :

$$Q_{\max/j} = 12475 \text{ m}^3/j.$$

Afin de transférer cette quantité d'eau de la station de traitement vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable d’étudier le réservoir de la ville de BOURACHED, qui fera l’objet du chapitre étude des réservoirs.

INTRODUCTION :

Les deux points de production et de consommation sont généralement éloignés l'un de l'autre. Pour cela, on utilise des moyens du transport de l'eau, ce transport se fait par pompage, gravitaire ou mixte à l'aide d'une adduction. Le transfère d'eau à partir du barrage de OULED MELLOUK vers la ville de BOURCHED, nécessite le choix de meilleure variante d'adduction et la détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale, qui est le but de ce chapitre.

III-1. TYPES D'ADDUCTION :

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties [06] :

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

III-1-1. Adduction gravitaire :

Dans ce cas le transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III-1-2. Adduction par refoulement :

L'écoulement dans ce type est assuré par une pression engendrée par 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.

III-1-3. Adduction mixte :

Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte gravitaire-refoulement ou refoulement-gravitaire. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est important et le terrain très accidenté, ce qui suppose un profil accidenté.

III-2. TYPES D'ÉCOULEMENT DANS LES CONDUITES D'ADDUCTION :

On peut avoir deux types d'écoulement [07]:

III-2-1. Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

III-2-2. Ecoulement en charge :

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la

conduite et du débit instantané.

III-3. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX :

Dans les gros diamètres et les pressions supérieures à 10 bars, quatre types de matériaux sont utilisés : acier, béton, polyester renforcé en fibre de verre (PRV), et en fonte.

III-3-1. Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice) :

L'acier a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers. Dans les gammes d'acier de haute résistance, on peut avoir des épaisseurs et donc des poids plus faibles que pour des autres matériaux. Enfin, il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur de longues distances. En contrepartie, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs (besoin de surépaisseur sous charges ovalisantes) et aux risques de corrosion sous l'effet d'agents extérieurs. Sur ce dernier point une protection cathodique, qui consiste à faire parcourir la conduite par un courant électrique de très faible puissance, est indispensable et permet de s'affranchir de cet inconvénient.

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25..).

Il existe des fabricants en Algérie essentiellement pour le gaz (pression 80 bars) et le pétrole.

III-3-2. Les conduites en béton précontraint à âme en tôle :

Les conduites en béton dites « à âme en tôle » sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraint. La tôle d'acier joue à la fois le rôle d'étanchéité et d'armature, mais ce sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

On trouve donc un avantage ici par rapport à la fonte ou à l'acier qui est que les tuyaux peuvent être fabriqués pour la pression exacte à laquelle ils vont être utilisés.

De constitution robuste, c'est un tuyau qui résiste très bien aux agressions diverses (chocs, chimie des sols, des eaux...). Il est par contre difficile à mettre en œuvre et nécessite des délais importants de fabrication et transport, en effet les longueurs ne dépassent pas 6 ou 8 mètres selon les fabricants.

III-3-3. Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

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

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

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

III-3-4. La fonte ductile :

Dans la fonte grise, le carbone revêt une forme lamellaire.

Dans la fonte ductile, à la différence de la fonte grise, le carbone adopte une forme sphéroïdale. Cela prévient la formation de fissures. Il en résulte les caractéristiques mécaniques particulières suivantes du matériau [12]:

- Forme malléable.
- Souplesse.
- Expansibilité, extensibilité.
- Dureté particulière.
- Longue durée de vie.

III-3-4-1. La fonte ductile comme matériau de tuyau :

Des tuyaux en fonte grise sont utilisés depuis plusieurs ans déjà. Leur longue durée de vie est bien connue. Au cours du temps, de nombreux développements ont permis d'adapter la fonte en tant que matériau aux contraintes sans cesse croissantes pesant sur les réseaux de conduites, jusqu'à sa version actuelle, la fonte ductile. Ses bonnes caractéristiques mécaniques lui permettent de résister à de fortes contraintes sans subir de dommages (hauteur de recouvrement faible ou élevée, influences du trafic routier et autres risques de chantier).

Le terme «fonte» désigne une vaste gamme d'alliages de Fe-C-Si classés entre autres en fonction de l'état de leur graphite. La fonte grise ou fonte à graphite lamellaire était fragilisée par sa structure lamellaire, donc aisément fissurée.

L'ajout de magnésium dans la fonte liquide a pour effet de rendre le graphite non plus lamellaire,

comme pour la fonte grise, mais sphéroïdal – il se transforme alors en petites billes. Le matériau doit ses propriétés ductiles à cette forme sphéroïdale de son graphite, qui représente 3,3 à 4% de son poids.

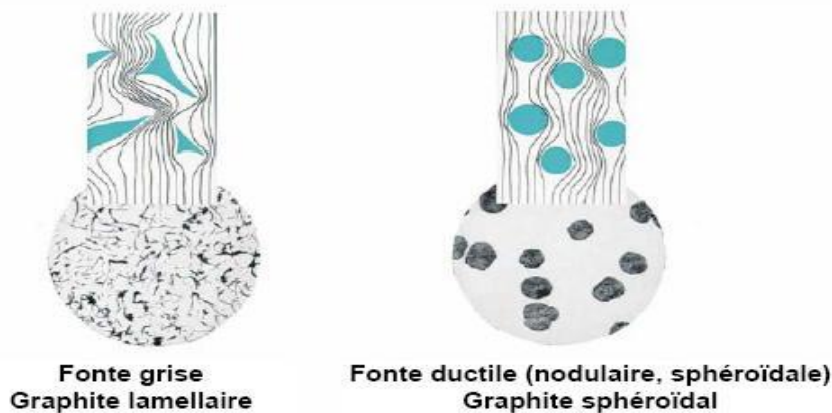


Figure III.01 : La composition de fonte ductile et grise.

- Dans la fonte ductile, le carbone revêt une forme sphéroïdale et prévient la formation de fissures.
- Dans l'ancienne fonte grise, le carbone revêt une forme lamellaire et rend le matériau cassant.

III-3-4-2. Tuyaux en fonte ductile :

Les tuyaux en fonte ductile présentent un comportement à mi-chemin entre celui des matériaux flexibles et celui des matériaux rigides. Ses caractéristiques mécaniques peuvent profiter des avantages des deux types. Contrairement à la fonte grise normale, la fonte ductile est un matériau malléable. Lorsqu'elle est soumise à des contraintes excessives ponctuelles, par des facteurs intérieurs ou extérieurs, elle se déforme au lieu de se rompre.

La norme NF EN 545 définit différents types de pressions admissibles :

- PFA, **pression de fonctionnement admissible**, est la pression interne en régime permanent. Cette pression varie en fonction du diamètre de la conduite et des pièces de raccordement utilisées, de 16 à 64 bar ;
- PMA, **pression maximale admissible**, est la pression supportable de façon sûre en service, y compris le coup de bélier;
- PEA, **pression d'épreuve admissible**, est la pression hydrostatique maximale supportable par un composant nouvellement mis en œuvre pendant un temps relativement court : $PEA = PMA + 5 \text{ bars}$ en général.

III-3-4-3. Résistance mécanique :

L'excellent comportement mécanique des conduites de tuyaux en fonte ductile, qui leur permet de résister à de fortes contraintes mécaniques (poids du terrain, trafic routier, affaissements ou petits mouvements de terrain, pointes de charge imprévues, etc.), s'explique par les trois caractéristiques suivantes:

a) La ductilité du matériau: la fonte peut s'étendre sur sa zone élastique et dispose d'une grande capacité d'absorption d'énergie.

b) La flexibilité des joints en élastomère permet à la conduite de suivre les petits mouvements de terrain sans concentrer les contraintes sur les tuyaux.

c) De hauts coefficients de sécurité sont la règle pour le calcul de l'épaisseur de paroi des tuyaux et des raccords. La pression de fonctionnement admissible (PFA) pour les conduites en fonte ductile dispose d'un coefficient de sécurité de 3 entre la pression de service admissible souhaitée et la pression d'éclatement calculée.

III-3-4-4. Pression intérieure :

Les tuyaux en fonte ductile conviennent à toutes les pressions utilisées dans l'adduction d'eau. Les pressions d'éclatement élevées qu'ils peuvent atteindre leur procurent d'excellentes réserves de sécurité.

III-3-4-5. Résistance aux contraintes :

Les contraintes extérieures proviennent essentiellement du matériel de remplissage recouvrant le tuyau (contrainte permanente) et des vibrations du trafic routier. Le travail en chantier va de pair avec des hauteurs de recouvrement faibles ou très élevées et un passage fréquent de véhicules motorisés.

III-3-4-6. Déviation des assemblages auto-étanches :

Il est possible de faire effectuer des virages à une telle conduite sans recourir à des raccords ou à des corrections de profil, ce qui facilite d'autant la pose et la compensation de mouvements de terrain.

III-3-5. Choix des matériaux de canalisation :

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

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

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol dans le quel ces dernières seront enterrées.

A cause que le terrain de notre région d'étude est agressif et accidenté, on opte pour l'utilisation de la fonte ductile, pour notre adduction principale, étant donné que celle-ci résiste parfaitement à la corrosion, l'écrasement (dus à passages des moyens de transport), et les déviations de tracé.

III-4. ETUDE DE L'ADDUCTION

III-4-1. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite de refoulement et gravitaire, ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage. D'après le levé topographique un seul tracé peut être retenu.

III-4-1-1. Proposition de la variante :

Avant de commencer de la proposition des variantes, nous signalons que le transfert des eaux se fait à partir d'une station de traitement, située en aval du barrage de OULED MELLOUK, cette station équipée par des stations de pompage qui assurent le refoulement vers les réservoirs.

- **Variante proposée :**

Dans cette variante, le transfert des eaux traitées fait par une conduite de refoulement d'une longueur de $L=7000\text{m}$, vers la station de reprise ayant une cote de $326,85\text{m(NGA)}$, le tracé de cette conduite traverse un terrain vague et d'agriculture et nécessite des travaux de création d'une piste linéaire de $L=7000\text{m}$.

- A partir de la station de reprise le refoulement vers le réservoir de BOURACHED qui situe à une cote de $471,67\text{m(NGA)}$, le transfert des eaux se fait par une conduite de refoulement d'une longueur de 3224m , le tracé de la conduite franchit un terrain dur et exploité pour l'agriculture qui nécessite la création d'une piste linéaire $L=3224\text{m}$.

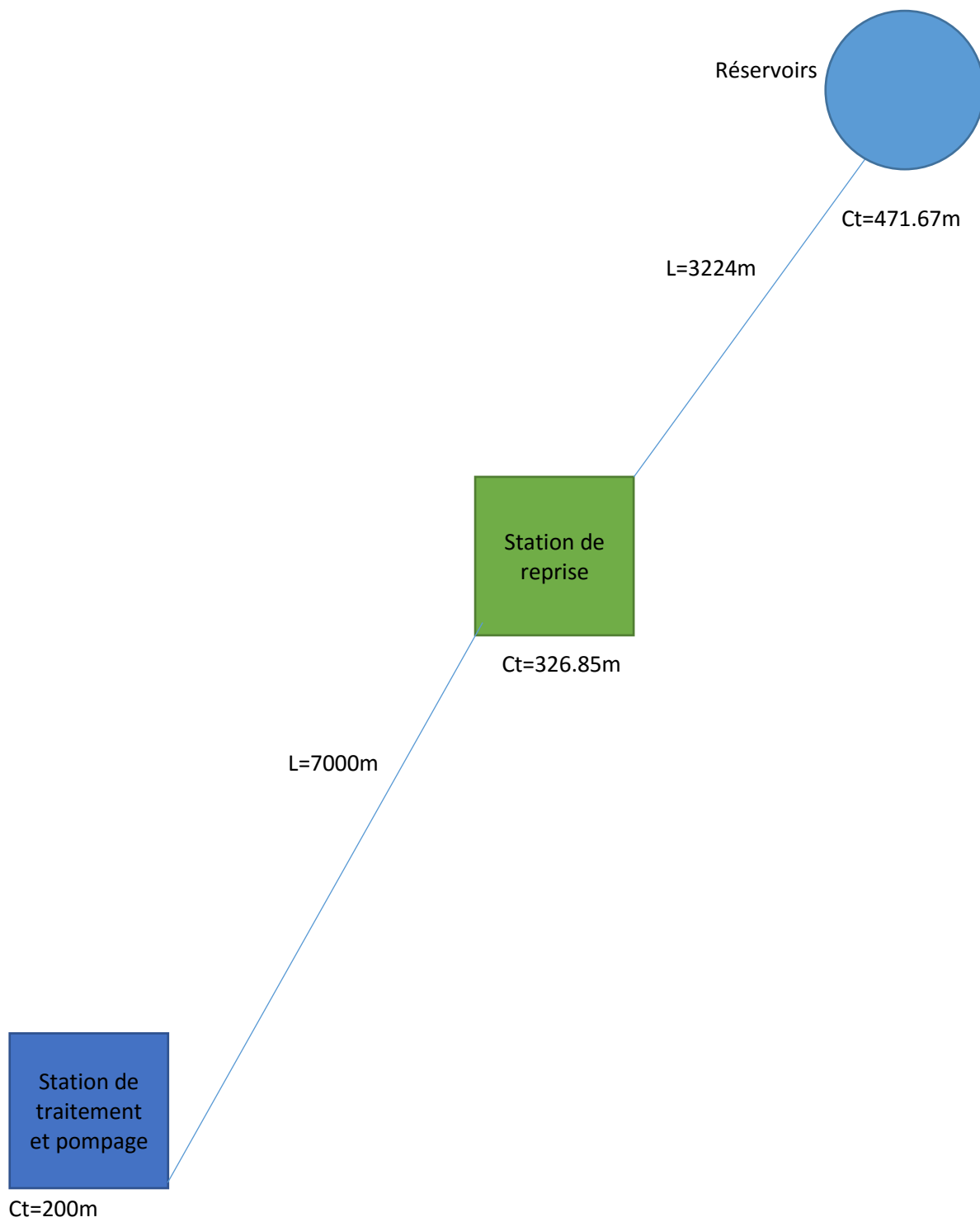


Figure III.02 : Schéma explicatif de la variante

III-4-1-2. Choix de la variante du tracé d'adduction :

De point de vu technico-économique je choisie la variante est la plus avantageuse.

III -4-2. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisie

III-4-2-1Methode de calcul pour le. Cas de refoulement :

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

1. Formule de BRESS

$$D_{\text{éco}} = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots(\text{III.1})$$

2. Formule de BONNIN

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

3. Formule de MUNIER

$$D_{\text{éco}} = (1 + 0,02n)\sqrt{Q} \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q: débit en m³/s.

4. Formule de VIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$$D_{\text{éco}} = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \text{ (pompage de 10h/24h)} \dots\dots\dots(\text{III.5})$$

$$D_{\text{éco}} = 1,547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ (pompage continue)} \dots\dots\dots(\text{III.6})$$

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

e: prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA ;

Remarque : Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation en fonte dans une installation de petite ou moyenne importance.

La formule de **BRESS** n'est valable que pour les petits projets (longueur des conduites ≤ 1 Km). Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la méthode de détermination du diamètre économique suivante : $D_{\text{éco}} = \sqrt{Q}$

5. La nouvelle approche pour la détermination de diamètre économique :

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

III -4-2-1-A. Calcul des pertes de charge

➤ Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

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

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H_{\text{lin}} = L \times I = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g};$$

Avec :

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

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

ΔH : Pertes de charge linéaires en (m).

I : gradient hydraulique en (m/m).

D : diamètre de la conduite de refoulement en (m)

λ : coefficient de frottement.

La détermination de ' λ ' a été déterminée par les calculs successifs de la valeur la plus communément donnée est celle de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Lg} \left(\frac{K}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right);$$

Avec : Re nombre de Reynolds = $\frac{V \times D}{\nu}$;

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi

ν : viscosité cinématique de l'eau.

D : diamètre de la conduite en m.

Tableau III.1 : Valeurs du coefficient k de la formule de Calebrook.

Nature des canalisations	K (10 ⁻⁴ m)
Fonte vieille.	20
Fonte neuve sans revêtement.	10
Fonte revêtue de ciment.	05
Fonte revêtue de ciment centrifuge.	2,5
Fonte revêtue de ciment lisse.	0,5
Béton coulé.	05
Béton centrifuge.	2,5
Béton précontraint.	0,5
Amiante-ciment.	0,25
Acier ou béton lisse	01

Et aussi, le coefficient ' λ ' est obtenu par la formule Nikuradzé suivantes :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \frac{K_s}{D} \right)^{-2} ;$$

Avec : K_s est La rugosité absolue de la conduite, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha \times T ;$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, pour notre cas est égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER-LAMONT (Annexe II) pour notre cas, on prend $\alpha = 0,04$ mm/an

T: temps de service, T=29 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 \times 29 = 2,0$ mm.

➤ Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite

(Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_{\text{sing}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}} ;$$

➤ Pertes de charge totales (ΔH_t)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{lin}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{lin}} \Rightarrow \Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{\text{lin}}$$

III -4-2-1-B. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow HMT = H_g + \Delta H_t ;$$

H_g : la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

ΔH_t : la perte de charge totale.

III -4-2-1-C. Frais d'exploitation total

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante:

$$\mathbf{F_{ex} = E \times e ;}$$

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

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

D'après la SONALGAZ (2013), le prix moyen du KWh est de 3,12 DA.

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

1. Energie consommée par la pompe

$$\mathbf{E = P \times t \times 365 ;}$$

L'énergie consommée en Kwh

t: c'est le nombre d'heures de pompage par jour ; dans notre cas t =20h.

P: puissance de la pompe en (kW)

2. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe en (Kw), définie comme suit:

$$\mathbf{P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{MT} \times Q}{\eta \times 1000} ;}$$

η : rendement de la pompe en (%) (n=82%).

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

g : la force de la pesanteur (9.81 m/s²).

H_{MT} : la hauteur manométrique totale de la pompe en (mce).

ρ : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).

III -4-2-1-D. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$\mathbf{F_{amor} = P_{rc} \times A ;}$$

P_{rc} : le prix de la conduite en [DA] ;

A : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{A = \left(\frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \right) \times 100 ;}$$

Avec :

i : le taux d'anuité annuel, i = 8 %.

n = 26 ans.

$$\mathbf{A = \frac{0.08}{(1 + 0.08)^{26} - 1} + 0.08 = 0.0925}$$

▪ **Vérification de la vitesse d'écoulement**

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères.

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s} ;$$

Avec que la vitesse est calculée comme suite :

$$V = \frac{Q}{S} ;$$

Avec :

Q : Le débit max horaire qui transite dans la conduite en (m³/s).

S : La section de la conduite en (m²).

La section est déterminée par la formule suivante en (m²):

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} ;$$

D : le diamètre de la conduite en (m).

▪ **Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS)**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$R \text{ (nombre de Reynolds)} = \frac{V \times D}{\nu} ;$$

Où :

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu=1,03 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C ;

D : diamètre de la conduite en m.

A. Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) créés dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

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

III.4.2.1.1 Etude de l'adduction par refoulement pour la variante choisie :

A. 1er Tronçon de refoulement :(Station de traitement-Station de reprise):

Ce tronçon relie la station de traitement des eaux avec la station de reprise, par une conduite de refoulement d'une longueur de $L=7000\text{m}$. Le diamètre économique est calculé selon la méthode basée sur la création de la courbe d'optimisation.

$H_g = \text{Côte du niveau minimale de la bache d'eau de station de reprise} - \text{Côte du niveau minimale de la bache d'eau}$

Côte du niveau minimale de la bache d'eau = Côte radier + 0,5 m ;

Côte du niveau eau minimale de la bache d'eau = $200.83 + 0,5 = 201.33 \text{ m}$; Côte du niveau minimale de la bache d'eau de station de reprise est égale à 327.35 m ;

$$H_g = 327.35 - 201.33 = 126.02 \text{ m}$$

➤ Calcul des frais d'exploitations, frais d'amortissement et le bilan total :

Tous Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

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

- $Q_{max,j} = 12475 \text{ m}^3/\text{j}$

- $t = 20 \text{ h}$

$$Q_{exp} = \frac{12475}{20 * 3600} = 0.173 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $L = 7000 \text{ m}$

- $H_g = 126.02 \text{ m}$

- $D_{ecBonnin} = 0.416 \text{ m}$

En utilison la formule de NUKURADSE pour calculer λ .

Tableau (III -2) : calcul de la HMT de la pompe

D (mm)	L (m)	Q (m3/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{in}(m)$	$\Delta H_T(m)$	HMT(m)
300	7000	0.173	2.447	734234.7	0.01552596	110.6022	121.6624	247.6824
350	7000	0.173	1.798	629344.1	0.01502546	49.52210	54.47431	180.4943
400	7000	0.173	1.376	550676	0.01461121	24.70004	27.17004	153.1900
450	7000	0.173	1.087	489489.8	0.01425988	13.37719	14.71491	140.7349
500	7000	0.173	0.881	440541	0.01395623	7.730891	8.503980	134.52398
550	7000	0.173	0.728	400491.9	0.01368982	4.708643	5.179507	131.1995
600	7000	0.173	0.611	367117.2	0.01345321	2.994892	3.294381	129.3144

Tableau (III -3) : calcul des frais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	Montant (DA)	FRAIS D'Amortissement(DA)
300	14781	7000	103467000	9570697.5
350	17820	7000	124740000	11538450
400	20425	7000	142975000	13225187.5
450	23546	7000	164822000	15246035
500	26632	7000	186424000	17244220
550	30008	7000	210056000	19430180
600	33383	7000	233681000	21615492.5

Tableau (III -4) : calcul des frais d'exploitation :

Diamètre (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
300	247.6824	512.621014	3742133.402	10822056.21
350	180.4943	373.563770	2727015.521	8508288.426
400	153.1900	317.052859	2314485.871	7221195.918
450	140.7349	291.274903	2126306.792	6634077.191
500	134.5239	278.420178	2032467.299	6341297.973
550	131.1995	271.539765	1982240.285	6184589.689
600	129.3144	267.638229	1953759.072	6095728.305

Tableau III.05: Bilan du tronçon St de traitement – station de reprise.

Diamètre (mm)	F_{amort} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
300	9570697.5	10822056.21	20392753.71
350	11538450	8508288.426	20046738.43
400	13225187.5	7221195.918	20446383.42
450	15246035	6634077.191	21880112.19
500	17244220	6341297.973	23585517.97
550	19430180	6184589.689	25614769.69
600	21615492.5	6095728.305	27711220.81

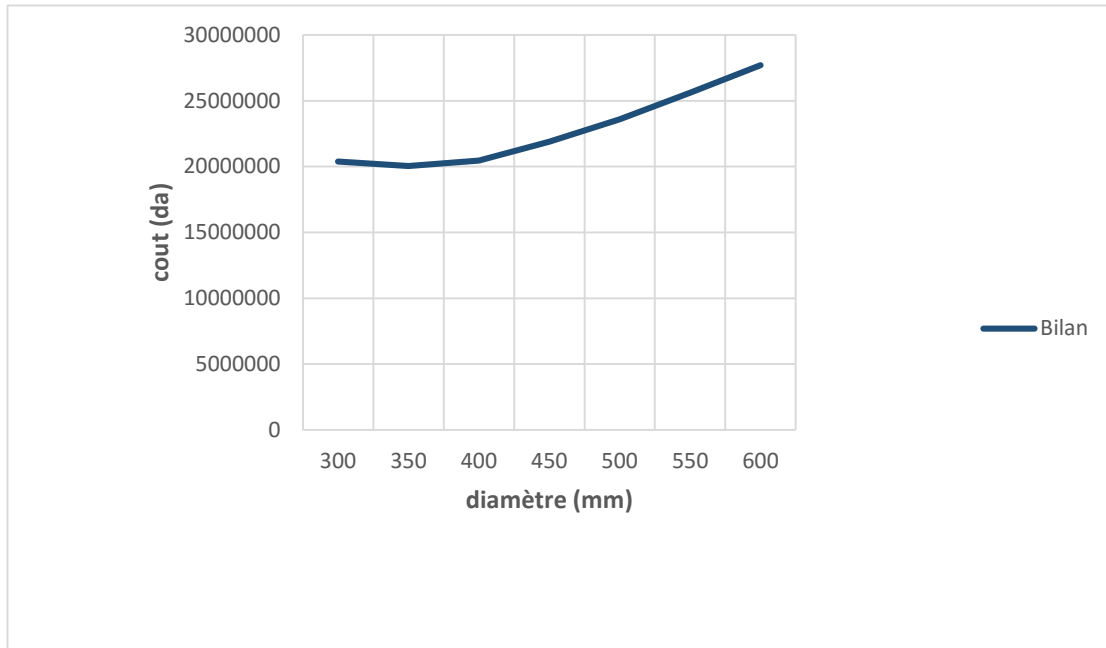


Figure (III-03): Bilan

Remarque : selon la combinaison des frais d’amortissement et d’exploitation en tenant compte la vitesse d’écoulement, le diamètre économique de la conduite de refoulement est 350mm, avec une vitesse de 1.798m/s et sur une longueur de 7000m.

B-Tronçon :(Station de reprise - Réservoir BOURACHED) :

Ce tronçon relie la station de pompage qui situe a une cote de $C_t = 326.85\text{m}$ avec le réservoir d’alimentation de la ville de BOURACHED, par une conduite de refoulement d’une longueur de $L=3224\text{m}$.

Le diamètre économique est calculé selon la méthode basée sur la création de la courbe d’optimisation.

$$H_g = \text{Côte du trop plein du réservoir} - \text{Côte du niveau minimale de la bache d'eau}$$

$$\text{Côte du niveau minimale de la bache d'eau} = \text{Côte radier} + 0.5 \text{ m} ;$$

$$\text{Côte du niveau eau minimale de la bache d'eau} = 326.85 + 0.5 = 327.35 \text{ m} ;$$

Côte du trop plein du réservoir est égale à 476.67 m ;

$$Q_{exp} = \frac{12475}{20 \times 3600} = 0.173 \text{ m}^3/\text{s}$$

- L = 3224 m

Hg = 476.67 – 327.35 = 149.32 m.

- D_{ecBonnin} = 0.416 m

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

Tableau (III -6) : calcul de la HMT de la pompe

D (mm)	L (m)	Q (m3/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{lin}(m)$	$\Delta H_T(m)$	HMT(m)
300	3224	0.173	2.447	734234.7	0.01552596	50.94020	56.03422	205.3542
350	3224	0.173	1.798	629344.1	0.01502546	22.80846	25.08931	174.4093
400	3224	0.173	1.376	550676	0.01461121	11.37613	12.51374	161.8337
450	3224	0.173	1.087	489489.8	0.01425988	6.161150	6.777265	156.0973
500	3224	0.173	0.881	440541	0.01395623	3.560628	3.916691	152.8806
550	3224	0.173	0.728	400491.9	0.01368982	2.168666	2.385533	151.7055
600	3224	0.173	0.611	367117.2	0.01345321	1.379362	1.517298	150.8373

Tableau (III -7) : calcul des frais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	Montant (DA)	FRAIS D'Amortissement(DA)
300	14781	3224	47653944	4407989.82
350	17820	3224	57451680	5314280.4
400	20425	3224	65850200	6091143.5
450	23546	3224	75912304	7021888.12
500	26632	3224	85861568	7942195.04
550	30008	3224	96745792	8948985.76
600	33383	3224	107626792	9955478.26

Tableau (III -8) : calcul des frais d'exploitation :

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
300	205.3542	425.015577	3102613.712	9680154.781
350	174.4093	360.969824	2635079.715	8221448.711
400	161.8337	334.942472	2445080.046	7628649.744
450	156.0973	323.070013	2358411.095	7358242.616
500	152.8806	316.412503	2309811.272	7206611.169
550	151.7055	313.980433	2292057.161	7151218.342
600	150.8373	312.183545	2278939.879	7110292.422

Tableau(III.9): Bilan du tronçon St de traitement – station de reprise.

Dia mètre	F_{amort} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan (DA)
300	4407989.82	9680154.781	14088144.60
350	5314280.4	8221448.711	13535729.11
400	6091143.5	7628649.744	13719793.24
450	7021888.12	7358242.616	14380130.74
500	7942195.04	7206611.169	15148806.21
550	8948985.76	7151218.342	16100504.10
600	9955478.26	7110292.422	17065770.68

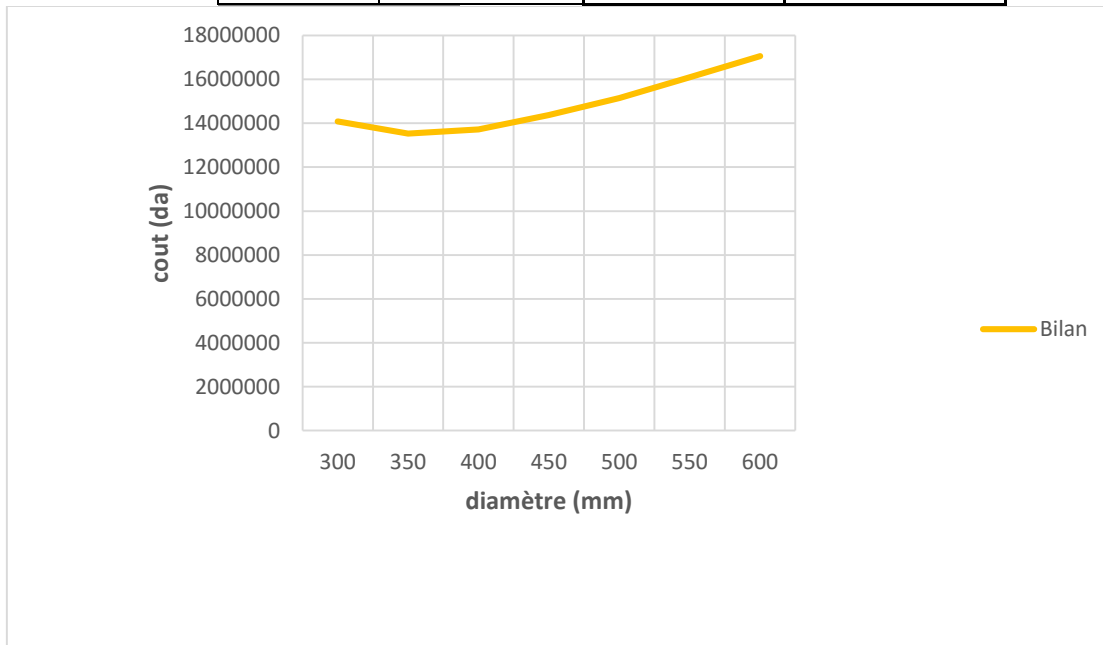


Figure (III-04): Bilan

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d’amortissement et d’exploitation, le diamètre économique est de **350mm**, avec une vitesse de 1.798m/s et sur une longueur de 3224 m .

III-5. EQUIPEMENTS :

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

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

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

III-5-1. Les ventouses :

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

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

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont

distancées de 1000 entre elles.

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

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

III-5-2. Les vannes

III-5-2-1. Robinet vanne :

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

III-5-2-2. Robinet papillon :

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

III-5-3. Les ouvrages spéciaux :

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

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

III-5-4. Les joints des conduites en frites béton :

Les joints effectués sont :

-Disposes à cheval sur les tuyaux à assemblées, une couronne plate striée en acier ; ou matre, allant dans l'intervalle de la corde goudronnée et du plomb cordé, une bague armée et bétonnée entoure l'ensemble qui est coulé sur le chantier de pose. Tout cet ensemble peut aussi être remplacé par joint GIBLAULT spécial.

-Ou bien le raccordement effectuer par mâle et femelle avec un anneau de joint en caoutchouc.

III-5-5. Stabilisateur de pression aval (réducteur) :

Le réducteur de pression réduit la pression à l'aval de l'appareil, quelque soit les variations du débit et la pression amonts. Il est cependant conseillé, afin d'obtenir des conditions de service raisonnables et éviter une détérioration prématurée des appareils (Cavitation) ou des phénomènes de bruits désagréable.

Fonctionnement :

La cloche coulisse le long du piston, en comprimant les ressorts tarés, sous l'effet de la pression aval qui s'exerce au niveau supérieur de sa paroi extérieure.

La base de la cloche prend ainsi, par rapport au siège, une position tel que la perte de charge, dans ce passage, assume la réduction de pression nécessaire pour obtenir la pression nominale désirée. [01]

Quand le débit devient nul, la pression à l'aval tend à augmenter et exerce sur la cloche, une force supérieure à celle des ressorts, de telle sorte que la base de la cloche vient prendre appui sur le siège.

- Pour le régulateur de pression, cette position se traduit, après quelques instants, par un équilibre entre les pressions avales et amonts.
- Pour le stabilisateur de pression, la base de la cloche, en prenant appui sur le joint en caoutchouc moulé dans le siège, assure une étanchéité entre les parties amont et aval et amont de l'appareil.

L'obturation de l'orifice de siège par la cloche dépendant uniquement de la pression aval, celle-ci ne changera de position qu'en modifiant le régime dans cette partie.

CONCLUSION :

le calcul des diamètres adéquats pour chaque tronçon à savoir :

- Un diamètre de Ø350 pour le tronçon de refoulement entre la station de traitement et la bache d'eau de la station de pompage.
- Un diamètre de Ø350 pour le tronçon entre la bache d'eau de la station de pompage et le réservoir de la ville de BOURACHED avec une conduite de refoulement.

Le calcul de diamètre de refoulement permet de déterminer les données pour l'étude de pompage.

INTRODUCTION :

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

La Pompe est une Machine qui sert à transformer l'énergie mécanique en une énergie hydraulique.

V-1. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE :

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, on tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau (bâche d'aspiration), de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

V-2. SITUATION DES OUVRAGES :

La station de pompage de ce projet se trouve dans terrain naturel vers le chef lieux de la ville de BOURACHED, à une côte de 326.85 m NGA, et sert à élever l'eau à partir de la bâche d'aspiration et la refouler vers les réservoirs de distribution.

V-3. CHOIX D'EQUIPEMENT HYDROMECHANIQUE ET ENERGETIQUE :

Généralités :

Tout l'équipement de la station de pompage est classé en deux groupes : hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires.

Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets-vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants : conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment [03].

V-4. CHOIX DU TYPE DE POMPE :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;

- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

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

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (3500-1750) tr/min.

V-5. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes de la station de pompage dans le tableau suivant(le débit et l'HMT sont calculées dans le chapitre précédent)

Tableau V.01: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N	Q_{app} (m^3/h)	HMT _P (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/mn)	etage	P_{abs} kw	(NPSH) requis (m)	\varnothing_{roue} (mm)
1	623.75	174.41	----	----	----	----	----	----	----	----
2	311.88	174.41	PM150/5C	79.3	184	1750	05	409	3.91	150
3	207.92	174.41	PM100/5D	69.2	183	1750	05	458	2.50	150
4	155.94	174.41	PM150/5E	55.1	169	1750	05	485	2.23	150

A partir du tableau V.02, on déduit que la variante de (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque :

On opte pour chaque ligne de pompage un nombre de pompe de (02) en plus de un pompe de secours. Ces (03) pompes sont identiques de type **PM150/5C.CAPRARI**.

V-6. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES :

Les courbes caractéristiques de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs}- Q]$, $[\eta_p- Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI [10] et sont Représentées par la figure(V.1) pour la station de pompage qui assure le refoulement vers les réservoirs de la ville de BOURACHED.

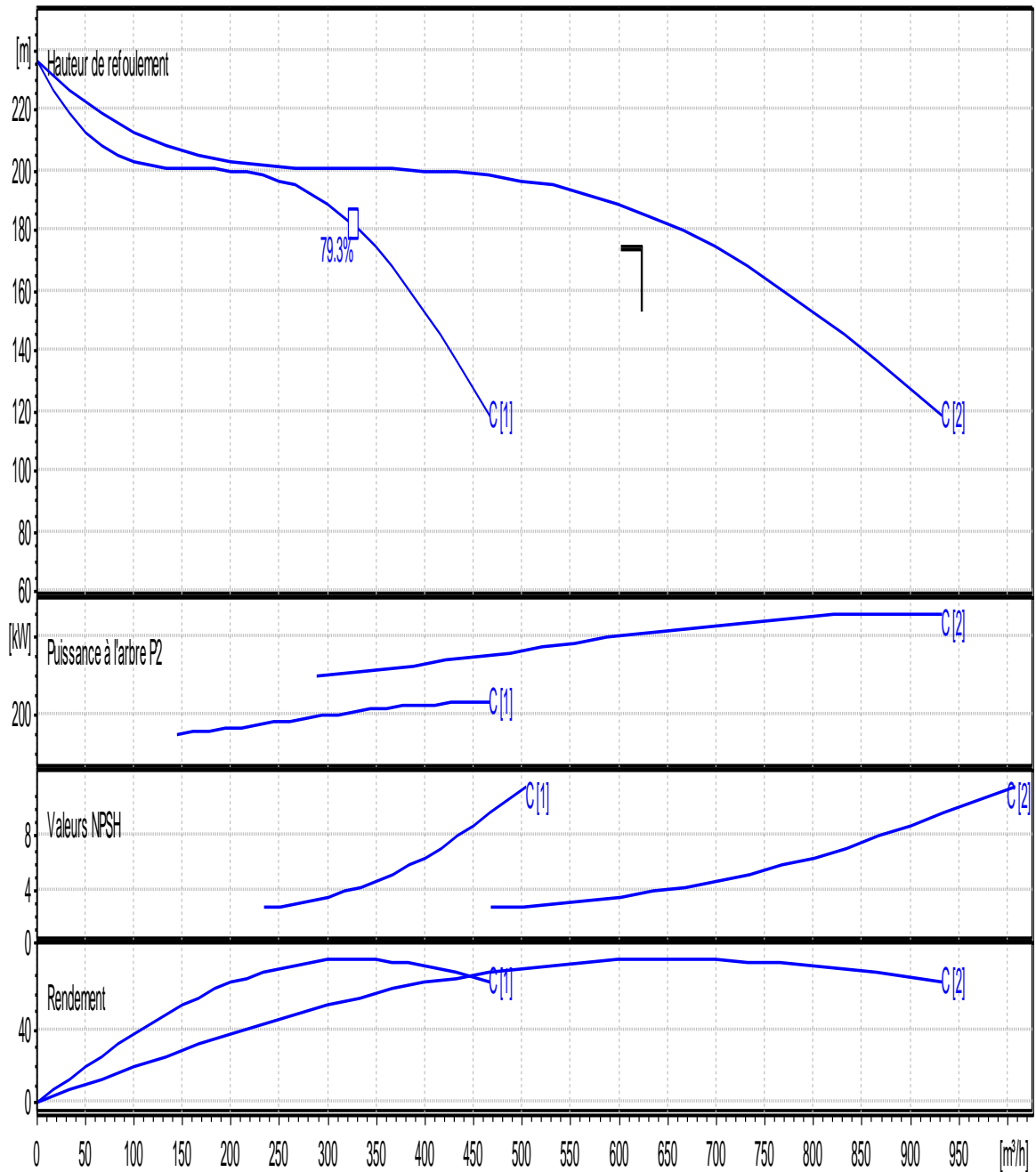


Figure V.01 :Les courbes caractéristiques des pompes de type PM150/5C.CAPRARI.

V-7. COUPLAGE DES POMPES

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

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant \Rightarrow couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante \Rightarrow couplage en série.

V-7-1. Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

V-7-2. Couplage en série

Pour ce type de couplage, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

V-8. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite véhiculant 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 de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal [03].

V-8-1. Courbe caractéristique résultante des conduites

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

$$H_c = H_g + \Delta H_T ;$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

H_T : la perte de charge totale (m) ;

V-8-2. Pertes de charge linéaires

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{éco}^5} ;$$

Avec :

λ : coefficient de frottement ;

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

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

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

D_{éco} : diamètre économique de la conduite (m).

V-8-3. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

V-8-4. Pertes de charge totales

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = \Delta H_{lin} + 0,10 \times \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} ;$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

$$\Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} ;$$

V-8-5. Refoulement S.P – RESERVOIR DE BOURACHED

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau V.03. La courbe caractéristique de la conduite est représentée au-dessus dans la figure (Figure V.02).

Tableau V.02: Courbe caractéristique de la conduite (S.P –R.BOURACHED).

N°	Q (m³/h)	2Q (m³/h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	149.32	3224	350	0.01502	0	0	149.32
2	50	100	149.32	3224	350	0.01502	0.59	0.649	149.97
3	100	200	149.32	3224	350	0.01502	2.35	2.585	151.91
4	150	300	149.32	3224	350	0.01502	5.29	5.819	155.14
5	200	400	149.32	3224	350	0.01502	9.41	10.351	159.67
6	250	500	149.32	3224	350	0.01502	14.70	16.170	165.49
7	300	600	149.32	3224	350	0.01502	21.16	23.276	172.60
8	350	700	149.32	3224	350	0.01502	28.80	31.680	181.01
9	400	800	149.32	3224	350	0.01502	37.62	41.382	190.70
10	450	900	149.32	3224	350	0.01502	47.61	52.371	201.69
11	500	1000	149.32	3224	350	0.01502	58.78	64.658	213.98

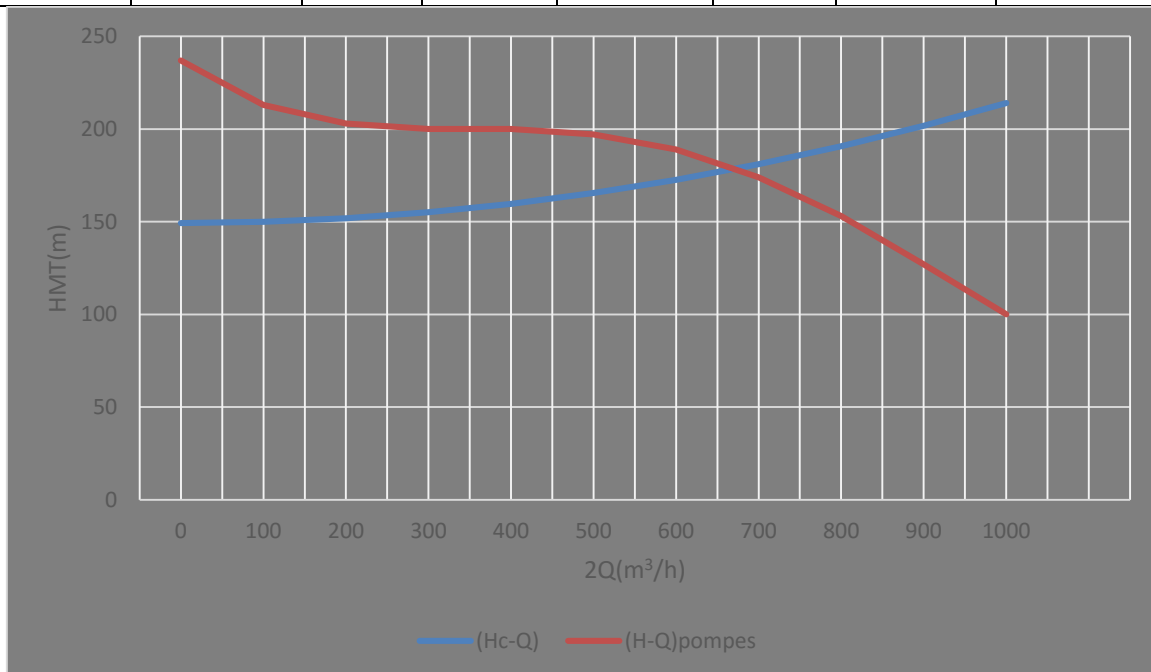


Figure V.02 : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.

D'après la figure précédente, le débit et la hauteur manométrique totale correspondants au point de fonctionnement (Pf) sont :

{

$$Q_{Pf} = 660 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{App} = 623.75 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_{Pf} = 175 \text{ m} > H_{App} = 174.41 \text{ m}.$$

V-9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles en doit procéder par deux types de réglage [05].

V-9-1. Débit disponible > Débit appelé

Les deux types de réglage pour ce cas sont comme suit :

- **Réglage qualitatif** : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable en réduisant leur vitesse de rotation.
- **Réglage quantitatif** : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement

V-9-1-1. Mode de réglage par vannage

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst}^{ap.van} = \eta_{inst}^{av.van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + H_v};$$

$\eta_{inst}^{ap.van}$: 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 en (m).

$$h_v = H'_c - H_{app};$$

H'_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-3Q)_R$ en (m) .

V-9-1-2. Mode de réglage par rognage

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé. Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité $Q=V \times S$.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q ;$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

- **Le nouveau diamètre de la roue**

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

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_E}{Q_{app}}} ;$$

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm);

Q_E : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

- **Rendement de rognage**

$$R = (1 - m) \times 100 ;$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_E}{Q_{App}}} ;$$

Efficacité du rognage est dépend de rendement de rognage en fonction de la vitesse spécifique, comme montre le tableau suivant :

Tableau V.03: Variation de R en fonction de Ns.

Ns	R (%)
60 à 120	15 à 20
120 à 200	10 à 15
200 à 300	5 à 10

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

V-9-1-3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

Elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc.), où par l'introduction d'air (n'est par recommandé).

V-9-1-4. Diminution de temps de pompage

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

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}} \times t ;$$

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

Q_{Pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

Q_{app} : débit appelé ou demandé (m³/h).

V-9-1-5. Changement du type de la pompe

Dans le cas où c'est impossible d'appliquer tous les modes de réglage cités ci-dessus, il reste une seule solution qui est le changement de la pompe et amener une pompe adaptée a usage envisagé.

V-9-2. Débit disponible < Débit appelé

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

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Quantitatif** : ouverture partielle des robinets vannes pour diminuer les pertes de charge et augmenter le débit refoulé par la pompe, si c'est possible.

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 mode de réglage par vannage.
- Le mode de réglage par la diminution du temps de pompage.

- Le mode de réglage par le rognage.
- Le mode de réglage par la diminution de la vitesse de rotation.

V-9-3. Application des modes de réglage

Les modes de réglage appliqués sont :

V-9-3-3. Réglage par la diminution de la vitesse de rotation

On a $Q_d > Q_a$, les pompes sont munies avec des moteurs asynchrones. Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif en diminuant la vitesse de rotation de la pompe par l'utilisation des lois de la similitude :

$$\begin{cases} \frac{Q}{q} = \lambda \dots\dots\dots(1) \\ \frac{H}{h} = \lambda^2 \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

De (1) et (2) on aura :

$$H = \frac{h}{q^2} \times Q^2 = a \times Q^2 ;$$

La courbe de proportionnalité : $H = 4.48 \times 10^{-4} \times Q^2$;

q : débit appelé par la pompe (m^3/h) ;

h : la hauteur appelée (m).

$$\left[\frac{H}{h} \right] = \left[\frac{N}{n} \right]^2 \Rightarrow n = N \times \sqrt{\frac{h}{H}} ;$$

N : vitesses de rotation initiale de la pompe (tr/mn) ;

H : la hauteur appelée (m) ;

n : vitesse de rotation après réglage (tr/mn) ;

h : la hauteur correspondante (m).

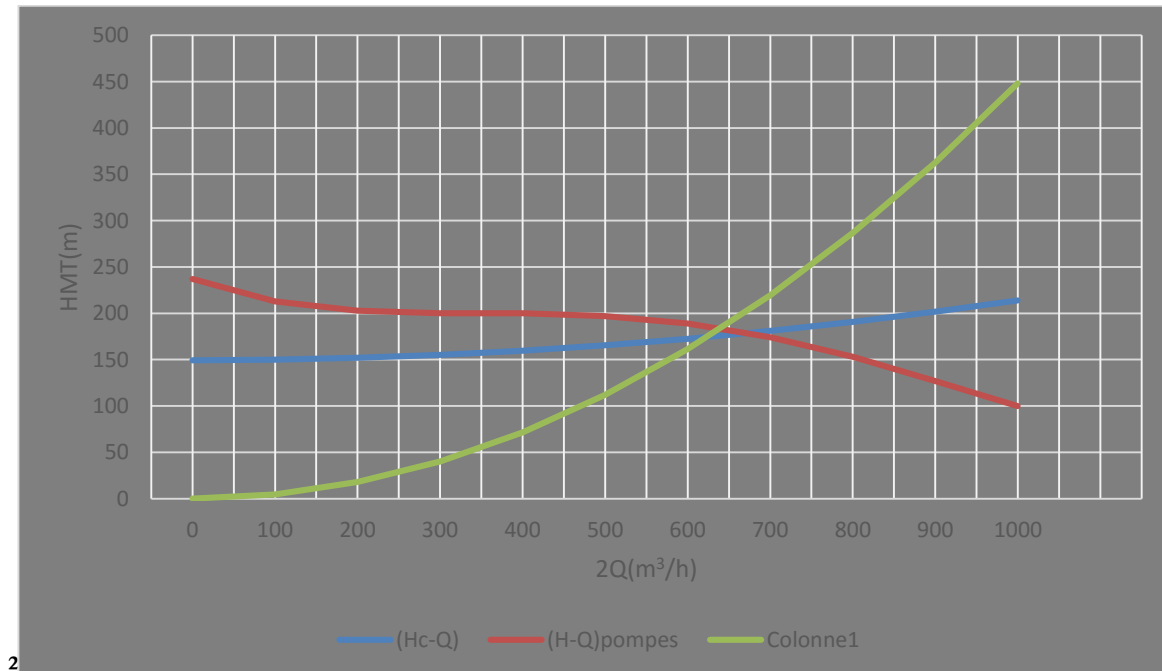


Figure V.03: Point de fonctionnement des pompes de la station après la diminution de la vitesse de rotation.

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$n = 1750 \times \sqrt{\frac{174.41}{177}} = 1737.15 \frac{\text{tr}}{\text{mn}} \Rightarrow n = 1737.15 \text{ tr/mn};$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{\text{ap}} = \eta_{\text{av}} \times \frac{H}{h} = 79.3 \times \frac{177}{174.41} = 80.48 \%;$$

$$\text{La puissance absorbée est : } P_{\text{ab}} = \frac{9,81 \times 174.41 \times 0,0867}{0.8048} = 184.32 \text{Kw};$$

V-9-3-2. Mode de réglage par vannage

La hauteur manométrique après vannage sera égale :

$$H_c' = 165.5 \text{ m (d'après la figure V.02).}$$

La hauteur de vannage h_v sera égale :

$$h_v = 178.08 - 174.41 = 3.67 \Rightarrow h_v = 3.67 \text{ m.}$$

Le rendement de l'installation après vannage serait :

$$\eta_{\text{inst}}^{\text{ap.van}} = 79.3 \times \frac{174.41}{174.41 + 3.67} \Rightarrow \eta_{\text{inst}}^{\text{ap.van}} = 77.67 \%;$$

Donc, la nouvelle puissance absorbée en (Kw) est calculée comme suite :

$$P_{\text{abs}} = \frac{g \times Q \times \text{HMT}}{\eta};$$

Q : le débit refoulé par une seule pompe en (m^3/s).

HMT : la hauteur de refoulement en (m).

η : le rendement de la pompe en (%).

Sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{Q_{\text{App}}}{n};$$

Avec : Q_{App} : le débit demandé (m^3/h).

n : le nombre de pompes en parallèle, pour notre cas ($n = 2$).

A.N

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 0.0867 \times 174.41}{0.7767} = 181.68 \Rightarrow P_{\text{abs}} = 190.99 \text{ kw};$$

V-9-3-3. Mode de réglage par la diminution de temps de pompage

Le nouveau temps de pompage est

$$t = \frac{623.75}{660} \times 20 = 18.91 \text{ h} \Rightarrow t = 18\text{h } 54'36'';$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par 2 pompes est :

$$Q = 0.0917 \text{m}^3/\text{s}; \text{ Le rendement est de } 79.2 \%$$

Donc :

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 0.0917 \times 174.41}{0.83} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 198.1 \text{ kw};$$

Tableau V.04: Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.

Mode de réglage	η (%)	P_{ab} (Kw)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	75.76	190.99	1 158 873,54
Par diminution de temps de pompage	83.1	185.53	966 338,59
Par diminution de la vitesse	80.75	184.32	922 246,96

Conclusion

On opte pour le réglage par diminution de la vitesse de rotation, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible pour un prix d'énergie le moins chers.

V-10. ETUDE DE LA CAVITATION

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

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente [05].

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r ;$$

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

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

V-10-1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{asp} ;$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H ;$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau V.05: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{asp}^{lin} ;$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{L_r \times Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) [m];$$

Avec :

L_{asp} : longueur du collecteur d'aspiration, $L_{asp} = 27$ m ;

l_{asp} : longueur de la conduite d'aspiration, $l_{asp} = 2,0$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} ;$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

Q_{app} : le débit appelé en (m³/s).

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

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times Q_{app}}{\pi \times V_c}} ;$$

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration en (mm),

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times DN1 ;$$

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

V-10-2. Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration :

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

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

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

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

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

C_p : cote du plan d'eau dans le réservoir (m.NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

V-10-3. Station de pompage vers le réservoir de BOURACHED :

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 3.91$ m.

La pression atmosphérique : $P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times 326.85 \Rightarrow P_{\text{at}} = 9.88$ mce.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C $\Rightarrow T_v = 0,24$ mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : $\text{DN1} = 200$ mm.

• Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 \times 200 \Rightarrow D_a = 300$ mm.

• La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 311.875}{3,14 * 0,30^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,23 \text{ m/s}$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 623.75}{3,14 \times 3600 \times 1.5}} = 0.384 \text{ m} \Rightarrow D_c = 400 \text{ mm.}$$

Pour $D_a = 450$ mm, la vitesse sera $V_a = 1,38$ m/s (cette vitesse est admissible).

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

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,001735 \times \left[\frac{27 \times \left(\frac{623.75}{3600}\right)^2}{0,40^{5,3}} + \frac{2 \times \left(\frac{311.875}{3600}\right)^2}{0,30^{5,3}} \right] \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,20 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,15 \times 0,20 = 0,23 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 3.91 + 0,3 - 9.88 + 0,24 + \frac{1.23^2}{2 \times 9,81} + 0,23 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = -5,12 \text{ m ;}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\text{min}} = 330.85 - 4 + 0,2 = 327.05 \text{ m} \Rightarrow \nabla_{\text{min}} = 327.05 \text{ m.NGA ;}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 327.05 + 5.12 - 0,3 = 331.87 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 331.87 \text{ m.NGA ;}$$

V-11. ENCOMBREMENT DE LA POMPE

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de **CAPRARI** dans la figure suivante :

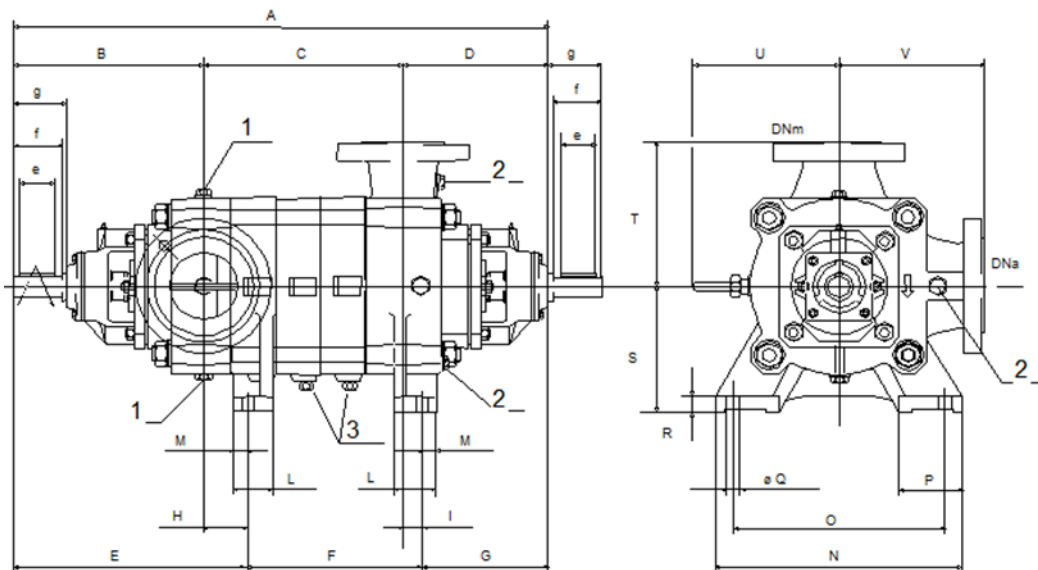


Figure V.04: Encombrement de la pompe PM150/4B.CAPRARI.

Les dimensions des différents organes de la pompe sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.06: Dimensions des organes de la pompe PM150/5C.CAPRARI.

A	1190	B	479
E	619	C	360
e	120	D	351
DNm	150	O	590
DNa	200	P	170
G	301	L	125
F	270	I	50

V-12. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

V-12-1. 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.

V-12-2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

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

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

V-12-3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} ;$$

Où :

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

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 76,3\%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$;

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

On prend : $\eta_m = 92 \%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.07: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P (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

Application

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue **CAPRARI** et elles sont comme suit :

- Fréquence 60 HZ ;
- Tension nominale 460 V ;
- Vitesse nominale 1750 tr/min ;
- Nombre de pôles 4 ;
- Puissance nominale $P_2 = 200 \text{ Kw}$;
- Type de moteur 3~ ;
- Courant nominal -A ;
- Classe d'isolation F ;
- Degré de protection IP 55.

L'électropompe choisie est représenté dans la figure suivante avec les différentes distances :

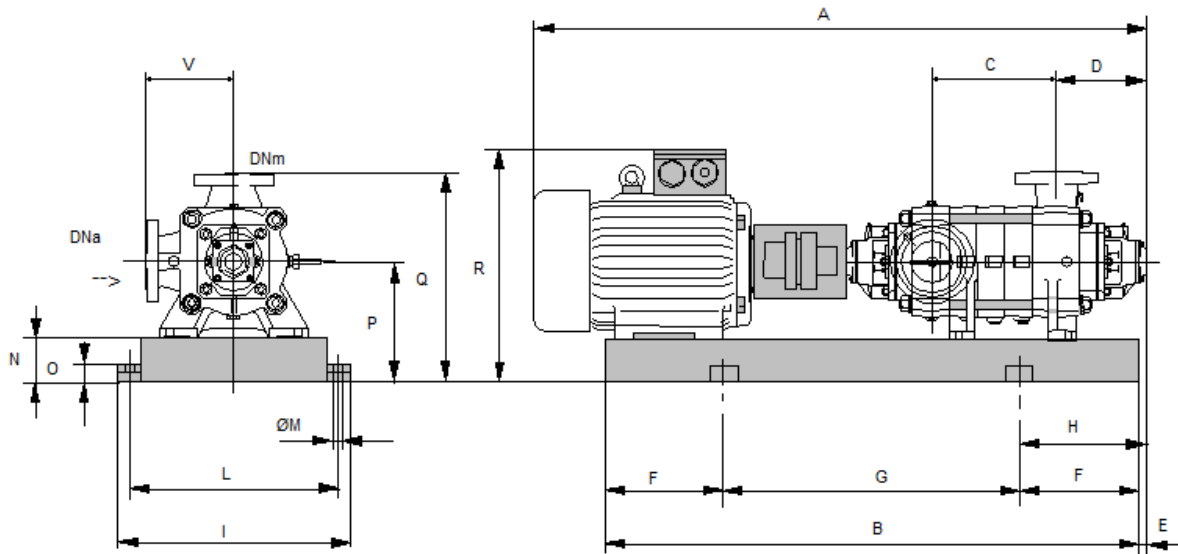


Figure V.05: Electropompe sur socle.

Tableau V.08: Différentes distances d'électropompe sur socle.

A	2119	H	870
C	360	I	820
D	351	M	20
DN a	200	N	160
DNm	150	O	475
E	241	P	847
F	300	Q	845

V-13. GENIE CIVIL DE LA STATION DE POMPAGE

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

V-13-1. Bâtiment de la station de pompage

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache sèche.
- Bâtiment type bache mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Choix du type du bâtiment.

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi-enterré
Q m ³ /s	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe vertical ou horizontal	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	<0 (en charge)	<0 >0	<0 <0	>0 (en aspiration)
ΔH : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	importante

On choisit de projeter un bâtiment type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0.1733 m³/s.
- Les pompes choisies sont des pompes axiales à axe horizontal.

Modalité de construction du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques) [05].

Il est recommandé de prendre :

- la hauteur de station de pompage normalisée ($H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m} \dots$)
- La longueur du bâtiment $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment:
 - Distance entre les pompes entre **0,8** et **1,2 m** ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de **$l > 2\text{m}$** .
 - Dimensions des portes **3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4 m²**.
 - La surface des fenêtres est prise entre **10** et **15 %** de la surface de la salle des machines.

V-13-2. CALCUL GENIE CIVIL

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

V-13-2-1. EPAISSEUR DES MURS DU BATIMENT

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **30 cm**.

V-13-2-2. LA HAUTEUR DU BATIMENT

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

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

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

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

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

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $600 \text{ mm} = 0,60 \text{ m}$

$$h_5 = 0,60 + 0,5 + 0,4 = 1,50 \text{ m}$$

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

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

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées $\Rightarrow h_8 = 0,8 \text{ m}$

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

Donc :

$$H_b = 1,50 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,33 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_b = 5,40 \text{ m} ;}$$

V-13-2-3. LA LANGUEUR DU BATIMENT

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{L_b = n \times (L_p + \text{lint}) + l_{p.f} + l_r + l_{bp}}$$

Avec :

n_p : n: nombre de pompes = 3 (tenant compte de la pompe de secours) ;

L_p : largeur pompe et celle du moteur ;

$$L_p = 2,02 \text{ m} ;$$

lint : Distance entre deux pompes voisines; $\text{Lint} = (0,8-1,2) \text{ m}$; on prend : $\text{Lint} = 1,2 \text{ m}$

$l_{p.f}$: Longueur de la plate forme $L_{p.f} = 3 \text{ m}$;

L_{bp} : Longueur du bureau du personnel; $L_{bp} = 4 \text{ m}$;

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

$$L_b = 3 \times (2,02) + 3 + 4 + 3 = 16,06 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_b = 16,06 \text{ m} ;}$$

V-13-2-4. LA LARGEUR DU BATIMENT

$$\mathbf{I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 2S}$$

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

I_1 : distance entre le mur et le premier organe 30 cm .

I_2 : distance entre les tubulures 20 cm .

I_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

$$I_3 + I_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_j.$$

l_p : longueur de pompe = $2,119 \text{ m}$

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 \times D_r = 2 \times 350 \Rightarrow l_{tr} = 0,70 \text{ m}$

ltasp : longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tr} = 2 \times D_a = 2 \times 350 = 0,70\text{m}$

lc : longueur du convergent = 0,48m.

lj : longueur des joints.

Donc :

$l_b = 2 \times 0,3 + 0,3 + 0,2 + 2,119 + 0,48 = 4\text{ m} \Rightarrow l_b = 4\text{ m} ;$

V-13-2-5. DIMENSIONS DES PORTES

- porte principale : $4,2 \times 3,2\text{ m}^2 ;$
- porte secondaire : $2,2 \times 1,2\text{ m}^2 ;$

V-13-2-6. DIMENSIONNEMENT DES FENETRES

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%.

$S (\text{fenêtres}) = 0,125 \times 16,06 \times 4 \Rightarrow S (\text{fenêtre}) = 10,50\text{ m}^2 ;$

Le nombre de fenêtres :

$N (\text{fenêtres}) = \Sigma S (\text{fenêtres}) / (2,2 \times 1,4) = 3,41 \Rightarrow 04\text{ Fenêtres.}$

V-13-2-7. DIMENSIONNEMENT DES MARCHES D'ESCALIER

- hauteur : 17 cm.
- largeur : 30 cm.
- pente : 1/1,75.

Tableau V.10: 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
16.06	4	5,5	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

CONCLUSION

- D'après l'étude que nous avons fait dans ce chapitre, on a adapté pour la station de pompage qui assure le refoulement vers les réservoirs de BOURACHED, des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type **CAPRARI** ont les caractéristiques suivantes :

* 02 pompes + 1 pompe de secours ;

* Type de pompe : PM150/5C -CAPRARI.

Afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

- Les pompes doivent être installées à une côte de 331.87 m.NGA.

INTRODUCTION

La protection contre le régime transitoire et la corrosion est doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire. Les conduites en acier sont les plus sensibles à la corrosion que les conduites en fonte, dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en fonte, mais il est nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède.

VI-1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VI-1-1. Définition

Le coup de bélier ou les régimes transitoires sont des phénomènes complexes qu'il n'est pas possible de traiter de façon détaillée dans le cadre restreint de cette étude. Les régimes transitoires dépendent directement de variations brutales de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ces variations de vitesse sont à l'origine de variations de pression (également appelées coups de bélier) qui peuvent être positives ou négatives [01][04].

VI-1-2. Origines des coups de bélier

Les régimes transitoires ou coups de bélier ont des causes très diverses, à titre d'exemple on peut citer :

- disjonction électrique,
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne
- fin de remplissage d'une conduite,
- implosion d'une poche de cavitation,
- arrêt et démarrage d'une pompe.
- le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- modification de la vitesse d'une pompe.
- variation d'un plan d'eau.
- la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Dans le cas d'une station de pompage, les régimes transitoires les plus dangereux sont consécutifs à une disjonction électrique (ou panne de courant).

Il est rappelé que, dans le cas d'une disjonction électrique, la présence d'une variation de vitesse électronique ou de démarreur-ralentisseur électronique est sans effet sur les régimes transitoires et ne dispense pas, en conséquence, de l'étude et de l'installation de la protection anti-bélier.

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

VI-1-3. Amplitude des coups de bélier

L'amplitude maximale des coups de bélier, H , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) : $\Delta H = a \times \Delta V_0 / g$

Avec a : célérité des ondes, ΔV_0 : variation de vitesse et ΔH : surpression en mce.

g accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

Exemple : Conduite en fonte : $a = 1100 \text{ m/s}$, $\Delta V_0 = 1 \text{ m/s}$,

La variation maximale de pression est alors de $\Delta H = 112 \text{ mce}$, soit 11 bar.

Cette formulation est valable si le temps T de la variation de vitesse est suffisamment court pour une longueur de conduite L ($T < T_0$ avec $T_0 = 2 L/a$ temps d'aller-retour des ondes).

NOTA : La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/a$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible, moins important est le coup de bélier.

VI-1-4. Risques dus aux coups de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

VI-1-5. Risques pour un refoulement

En cas d'arrêt brutal d'une station de pompage, l'alimentation de la conduite n'est plus assurée, alors que l'eau, contenue dans celle-ci, continue à se déplacer par son inertie propre (à titre indicatif il y a 500 tonnes d'eau par km dans une conduite de DN 800).

La masse d'eau en mouvement s'arrêtant beaucoup moins vite que les pompes, la conduite en amont du refoulement est alors soumise à une surpression, tandis que la conduite en aval est soumise à une dépression.

Si la protection anti-bélier est absente ou insuffisante, les risques pour l'installation sont :

- dégradation des conduites (décollement du revêtement intérieur, ...),
- perte d'étanchéité (aspiration des joints, ..),
- ovalisation ou aplatissement des conduites (conduites en inox, plastiques, ..),
- sollicitation des butées (variations des contraintes, ..),
- rupture des conduites (implosion de poche de cavitation, ..),
- aspiration d'eaux polluées par les fuites.

Compte tenu des masses respectives d'eau en mouvement à l'aspiration et au refoulement, la protection concerne principalement la conduite en aval des stations de pompage (sauf pour les surpresseurs en réseaux).

VI-1-6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents dispositifs de protection contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bâche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

a) Réservoirs d'air

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

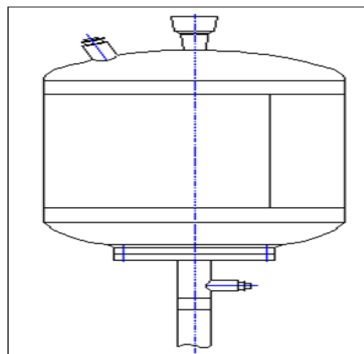


Figure VII.01: Réservoir hydropneumatique.

b) Soupape de décharge

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

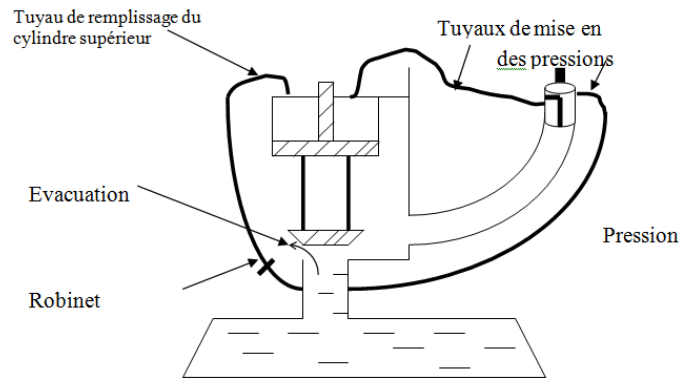


Figure VII.02: Soupape de décharge type LEZIER.

b) Volant d'inertie

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

VI-1-7. Les observations sur les différents éléments des dispositifs de protection

VI-1-7-1. Observations sur les ballons

Les ballons hydropneumatiques sont très répandus et il existe presque toujours une solution ballon pour une protection de conduite lors d'une disjonction électrique.

Les ballons hydropneumatiques sont de type avec ou sans vessie (ou membrane).

Il est assez fréquent d'équiper les ballons hydropneumatiques d'un organe dissymétrique (tuyère, clapet percé ou échancré en eaux usées) ou d'une soupape anti-bélier pour lutter contre les surpressions consécutives aux retours d'eaux en masse.

Les ballons anti-bélier à vessie seront préférentiellement de type vertical. Lors des régimes transitoires un volume résiduel suffisant d'eau doit être respecté.

VI-1-7-2. Observations sur les clapets d'entrée d'air

Ce type de protection permet des solutions alternatives dans le cas de certains transferts d'eaux usées ou pluviales. Les clapets d'entrée d'air doivent être spécifiques et de très faible inertie. La protection par entrée d'air est généralement moins performante que celle d'un ballon, en raison de variations de pression plus brutales et de dépressions plus fortes. Il est

fréquent de devoir installer un clapet d'entrée d'air supplémentaire en cours de réseau (suivant profil en long de la conduite). Ce type de protection nécessite des sorties d'air adaptées.

Dans le cas de profil en long de conduite comportant un point haut, la combinaison d'un ballon et d'une entrée d'air en réseau permet, dans certain cas de réduire le volume du ballon.

VI-1-8. Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier

Si en utilisant les règles suivantes, nous pouvons éviter le phénomène transitoire :

VI-1-8-1. Règles 1 : Pression minimale admissible

En présence d'eau potable ou d'eau destinée à la consommation humaine (avant traitement), aucune dépression de la conduite n'est admise. La pression intérieure de la conduite doit être supérieure à la pression extérieure (niveau maxi de la nappe ou des inondations). Dans le cas de l'assainissement, la dépression maximale admissible pour les conduites est de **5 mce** (en absence d'indication du fournisseur de la conduite).

VI-1-8-2. Règles 2 : Maintenance

La maintenance régulière des équipements de protection est indispensable. Lors d'une opération de maintenance sur un appareil de protection anti-bélier, la station de pompage n'est plus protégée, elle est alors indisponible. Un fonctionnement en mode dégradé de l'installation (à débit réduit) est souvent possible mais nécessite une étude préalable (cas des relevages d'eaux usées avec arrivée permanente d'effluents). Dans certains cas, notamment en zone urbaine, les équipements de protection sont doublés ou dédoublés.

Des moyens de vidange des organes de protection sont à prévoir avec, en assainissement, la récupération des eaux usées.

VI-1-8-3. Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection

Les dispositifs de protection doivent être au plus près de la conduite à protéger pour éviter tout retard lié au temps de réponse. Le raccordement sera conçu avec le minimum de perte de charge, les robinets d'isolement à passage intégral de type robinet-vanne seront à ce titre préféré aux robinets à papillon. L'accès et les moyens de levage (pour maintenance et/ou remplacement) sont à prévoir.

VI-1-8-4. Règles 4 : Recommandations diverses

- Pour la fourniture d'eau potable, les matériaux constitutifs des dispositifs de protection doivent être conformes à la réglementation.
- Les équipements exposés au gel doivent comporter une protection spécifique.
- Les compresseurs d'air doivent refouler de l'air non pollué.
- Les temporisations de redémarrage des pompes suite à une disjonction doivent être adaptées au temps d'amortissement des régimes transitoires.
- Une prise de pression pour la vérification de l'efficacité de la protection est à prévoir.
- Dans le cas de l'installation d'un surpresseur en aval d'un disconnecteur, la conduite d'aspiration peut être soumise à une pression supérieure à la pression de l'alimentation en eau.

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

VI-1-9. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

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

- **Méthode de BERGERON**

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

VI-1-9-1. Dimensionnement de réservoir d'air

On calculera la célérité d'onde donnée en (m/s) à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} ;$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \times 10^9$ Pa pour la fonte ;

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

v_m : coefficient de poisson du matériau. $v_m = 0,3$ (fonte) ;

v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $v_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0046$ m pour la fonte ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque : Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir (Annexe II).

La charge tenant compte du coup de bélier en (m) :

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} ;$$

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

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

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue en (m) :

$$Z_0 : H_g + 10 ;$$

La charge maximale absolue en (m) :

$$Z_{\max} = Z + 10 ;$$

On a :

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}; \text{ voir (Annexe II)}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc : $U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$;

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m^3).

Application

- **Les données de base**

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

Tableau VI.01: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	L (m)	Hg (m)
Tr1	Fonte	350	0.096	1.81	7000	121.52
Tr2	Fonte	350	0.096	1.81	3224	144.82

- **Calcul de la célérité d'onde C**

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

Tableau VI.02: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa)	ρ (kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C (m/s)
2,07×10 ⁹	1000	0.1704	0.3	0.33	2×10 ⁸	3×10 ⁹	0.0046	420.91
2,07×10 ⁹	1000	0.1704	0.3	0,33	2×10 ⁸	3×10 ⁹	0.0046	420.91

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

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

Tableau VI.03: Calcul de volume de réservoir d'air.

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	$V_{normalisé}$ (litre)
131.52	209.18	1.81	9,81	0.17	$1.29 \cdot 10^{-3}$	0,016	0,67	10.752	16.048	16048
154.82	232.48	1.81	9.81	0.17	$1.1 \cdot 10^{-3}$	0.012	0.67	3.71	5.537	6000

VII-1-9-2. Caractéristiques finales du réservoir d'air

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

Tableau VI.04: Les dimensions de réservoir d'air.

$V_{normalisé}$ (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400

Pour assurer la protection des stations de pompage contre le régime transitoire ; nous allons installer des réservoirs d'air au près des station de pompes à savoir :

-SP1 (station de pompage dans la station de traitement) : 1 réservoir d'air de capacité de 12000 litres.

1 réservoir d'air de capacité de 6000 litres. Donc le total=18000L

-SP2 (station de pompage qui refoule vers les réservoirs de BOURACHED) :

1 réservoir d'air de capacité de 6000 litres.

VI-1-9-3. Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI.03).

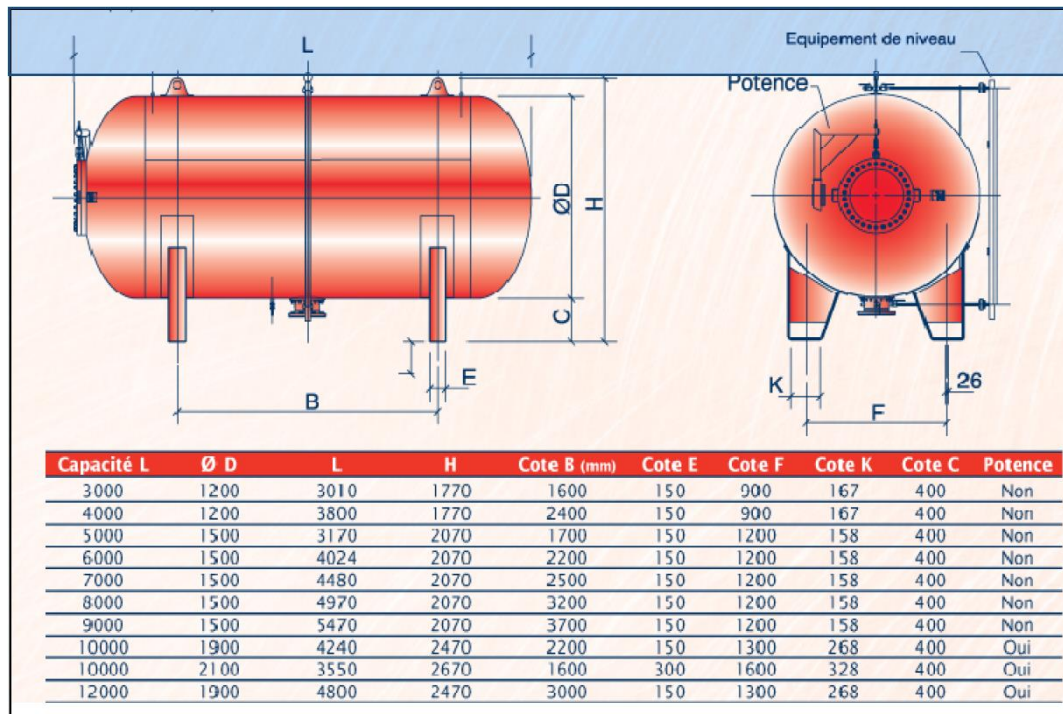


Figure VI.03: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI-1-9-4. Installation du réservoir d'air

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

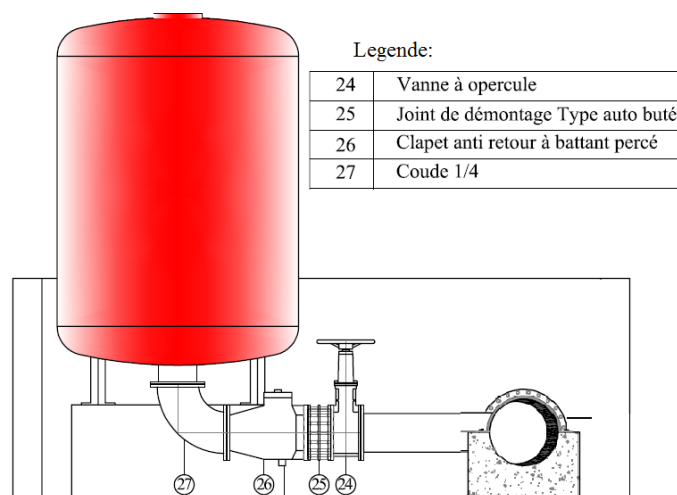


Figure VI.04: Schéma d'installation du réservoir d'air.

VI-1-9-5. Documents pour une étude de protection

Les principaux documents à fournir pour une étude anti-bélier sont :

- profil en long du réseau,
- courbes de pompe et inertie des groupes moteurs et pompe,

- type de conduites, diamètres intérieurs et pressions admissibles,
 - hauteurs altimétriques de l'aspiration et de l'exutoire,
 - singularités particulières (type de robinet de réservoir, stabilisateur, ventouse, ...).
- L'étude des régimes transitoires se fait sur conduite neuve, au débit maxi de l'installation.

Conclusion

Dans tout projet de station de pompage, la protection anti-bélier doit donc être sérieusement prise en compte afin d'éviter des incidents aux conséquences graves.

Ceci impose des obligations au maître d'œuvre et à l'entrepreneur.

Dans ce chapitre, on opte pour la protection contre le régime transitoire juste à la sortie de la station de pompage, en installer des réservoirs d'air.

VI-2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

VI-2-1. Généralités

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté) [12].

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en deux grandes catégories :

- la corrosion électrochimique (ou corrosion humide).
- la corrosion à haute température (ou corrosion sèche).

VI-2-2. Protection cathodique

La protection cathodique peut être efficace et ne concerne que les ouvrages enterrés ou immergés. Cette catégorie représente par ailleurs la grande majorité des problèmes de corrosion rencontrés car liée à la présence de l'eau au contact des métaux. C'est le cas en particulier des environnements naturels, tels que les eaux douces, l'eau de mer ou les sols. C'est aussi le cas de la plupart des milieux liquides de l'industrie, ainsi que des gaz conduisant à des condensations liquides contenant de l'eau (seulement si l'eau est acide ou contient de l'oxygène dissous).

VI-2-2-1. Principe de la corrosion électrochimique

La corrosion d'un métal comme le fer est la résultante d'un processus qui peut être schématisé par l'équation suivante :



Cette équation signifie simplement que les atomes du métal (Fe) sous l'action d'un processus de corrosion se transforment en ions positifs (Fe^{2+}) qui quittent le métal pour passer dans le milieu. Il y a changement d'état de la matière lié à la réaction de dissolution du métal. Ce changement d'état s'accompagne de la libération d'électrons (2e^- dans le cas du fer).

Pour qu'un processus de corrosion se déclenche, il faut donc :

- une surface métallique comportant des zones anodiques et des zones cathodiques, donc des hétérogénéités de potentiel;

- un électrolyte assurant le transport des ions afin de refermer le circuit électrique pour permettre la circulation des électrons. L'électrolyte est assurée par le milieu (sol immergé, eau).

Lorsque la corrosion est généralisée, les différents points de la surface du métal sont successivement cathodiques et anodiques et la perte d'épaisseur est globalement uniforme. Dans ce cas, la vitesse de corrosion peut être évaluée.

VI-2-2-2. Protection par anodes sacrificielles

La protection cathodique par anodes sacrificielles a pour but de mettre à profit l'effet du couple galvanique (pile) créée par l'association, dans un même électrolyte, de deux métaux différents : le métal à protéger et un métal moins noble qui constitue l'anode. Dans ce type de protection, l'anode se consomme par dissolution en portant la surface du métal à protéger au-delà de son potentiel d'immunité. La réalisation est schématisée dans les figures(VII.6-VII.7).

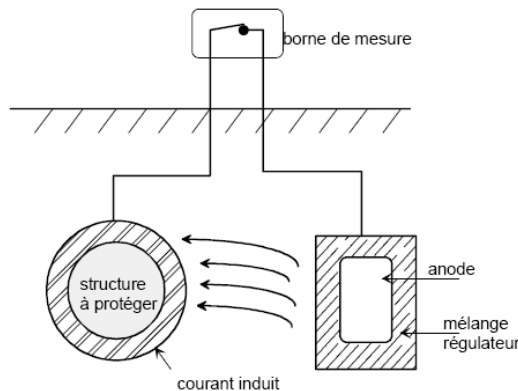


Figure VI.05: Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles.

Pour que la protection existe, il faut :

- que la pile débite, donc que l'anode soit reliée électriquement au métal,
- que la surface à protéger et l'anode soient plongées toutes dans le même milieu électrolytique,
- que l'installation soit adaptée à la surface à protéger (dimensions, nombre, répartition des anodes).

La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéfinie. Elle s'arrête avec la disparition du matériau sacrificiel ou par blocage électrochimique. L'évaluation de sa durée de vie est estimée par calcul du dimensionnement des anodes et par retour d'expérience, généralement une quinzaine d'années.

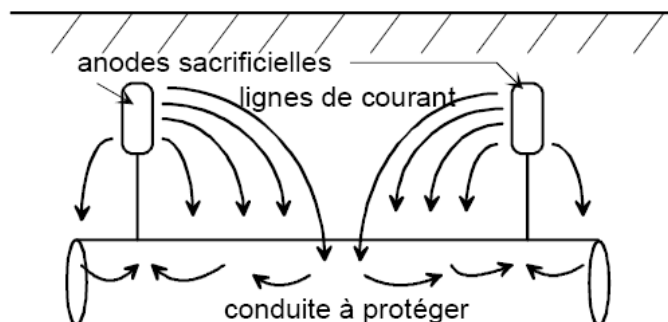


Figure VI.06: Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.

VI-2-2-3. Systèmes de protection par courant impose

La protection par courant imposé (ou de soutirage) utilise une source d'énergie électrique en courant continu qui débite dans un circuit comprenant :

- Un déversoir (ou masse anodique),
- L'électrolyte (sol ou eau),
- La structure à protéger.

Le pôle positif de la source est relié au déversoir alors que le pôle négatif est relié à la structure à protéger.

Le courant venant du déversoir traverse l'électrolyte, puis entre dans la structure créant ainsi un abaissement de potentiel recherché correspondant à l'immunité du métal.

Par exemple, pour de l'acier dans un sol type, la différence de potentiel (DDP) entre l'électrode de référence au sulfate de cuivre saturé est inférieure à (- 0,850 V) en tous points de la structure. En général, la valeur limite inférieure que l'on cherche à atteindre est d'environ (-1 V).

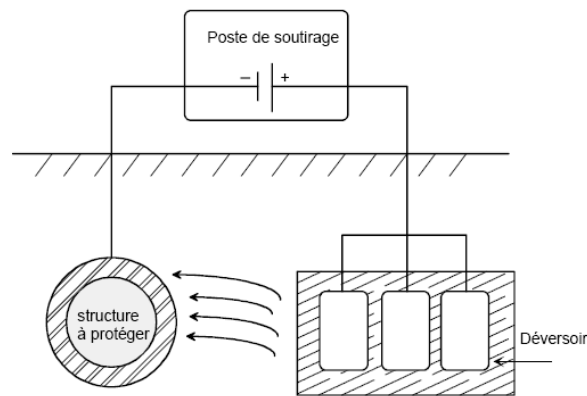


Figure VI.07: Principe de la protection cathodique à courant imposé.

VI-2-2-4. Intérêt des revêtements associés à la protection cathodique

La protection cathodique est systématiquement utilisée dans un système duplex qui associe une protection passive et une protection active. La protection cathodique n'entre en fonction que s'il y a un défaut de revêtement et une partie de métal en contact direct avec l'électrolyte (sol ou eau).

Les revêtements sont souvent associés à la protection cathodique afin de :

- offrir une protection supplémentaire contre la corrosion et de façon "passive",
- aider la protection cathodique dans les rôles suivants :
 - limiter le courant consommé,
 - réduire la consommation des anodes,
 - assurer une polarisation plus rapide,
 - assurer une portée de la protection cathodique dans les structures complexes,
 - assurer une meilleure répartition du courant dans la structure,
 - réduire le coût global de la protection.

VI-2-3. Les revêtements organiques

Les revêtements organiques forment une barrière plus ou moins imperméable entre le matériau et le milieu. Ils se divisent en trois familles :

- Les peintures et vernis;
- Les bitumes;
- Les revêtements polymériques.

VI-2-3-1 Les peintures et vernis

Une peinture est un mélange composé de particules insolubles (les pigments) en suspension dans un milieu aqueux ou organique constitué par un liant et un solvant. Les pigments assurent l'inhibition de la corrosion et peuvent également avoir une fonction décorative. Le liant assure la cohésion du film et son adhérence au substrat, tandis que le solvant permet d'appliquer la peinture à l'état liquide. En général, l'application d'une peinture consiste en un traitement multicouche d'une épaisseur totale de 100 à 200µm comprenant :

- Une couche primaire adhérente au métal qui contient les pigments destinés à retarder l'oxydation du matériau (épaisseur 10 à 40 µm). On distingue les peintures primaires réactives PPR (wash primer) et les peintures primaires d'atelier (shopsprimer). Les premières sont des solutions phosphatantes ou chromatantes qui, ainsi que nous l'avons déjà mentionné, favorisent l'accrochage des couches ultérieures. Les secondes, plus épaisses, ont un rôle protecteur plus marqué. D'autres peintures primaires ont un rôle protecteur contre la corrosion par alcalinisation (minium) ou par effet galvanique (peinture au zinc).

- Des couches intermédiaires qui renforcent la protection, augmentent l'étanchéité et diminuent les irrégularités.

- Une couche de finition pour l'étanchéité et l'esthétique.

VI-2-3-2. Les bitumes

On les utilise principalement pour protéger des structures enterrées en acier ou en fonte. Ils se présentent en général sous la forme d'un revêtement épais (de l'ordre de 5 mm), dont la plasticité réduit considérablement les risques de dégradation mécanique.

VI-2-3-3. Les revêtements polymériques

Il existe une grande variété de ce type de revêtement comme les thermoplastes (polyéthylène, polypropylène, PVC, PTFE,...), les caoutchoucs (naturel ou synthétique), et les thermodurcissables (polyuréthane, époxydes, polyesters,...).

Leur épaisseur est normalement de 100 à 500µm. On les applique par divers procédés : par poudre, au pistolet, par laminage, par immersion.

L'application par poudre est particulièrement répandue pour les thermoplastes, soit par immersion dans un lit de poudre agité, soit par projection au pistolet. L'objet ainsi recouvert subit ensuite un recuit entraînant la transformation de la poudre en un revêtement polymérique compact.

Les produits thermodurcissables sont quant à eux souvent employés à l'état liquide, la solution contenant un mélange de résine et de durcisseur. Ils se distinguent des peintures et vernis par le fait qu'ils produisent en général des couches plus épaisses.

Conclusion

La pérennisation des réseaux d'eaux en fonte ductile passe par la complémentarité des solutions de protection extérieure disponibles.

Le choix du revêtement extérieur des tuyaux relève d'une analyse au cas par cas prenant en compte les différentes sollicitations physiques, mécaniques et chimiques rencontrées aux cours des diverses situations qu'ils subissent après la fabrication: manutention, transport, pose et durée de service.

Il s'avère que le choix optimal n'est pas le revêtement «universel» capable de répondre à toutes les situations, mais plutôt la combinaison appropriée de plusieurs revêtements.

Introduction

Un des critères prépondérants lors de l'attribution d'un projet immobilier à une entreprise d'hydraulique est la durée du chantier qui va de paire avec le respect des délais.

L'organisation de chantier a pour but à réaliser des projets dans des courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier dans les meilleures conditions possibles pour la réalisation et l'exécution des travaux de projet d'AEP,

Les différents travaux à réaliser pour un projet de réseau d'adduction de l'eau potable sont :

- La projection d'une conduite d'adduction ;
- La construction d'une station de pompage.

VII-1. ORGANISATION DE CHANTIER :

VII-1-1. Différents travaux à entreprendre

VII-1-1-1. Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

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

c) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

e) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées

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

g) Nivellement et compactage

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

VII-1-1-2. Travaux concernant les stations de pompage

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

a) Décapage

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

b) Exécution des fouilles

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

$$l \times L \times h ;$$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$;

c) Coulage du béton de propreté

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

d) Remblayage

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

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis -poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour

Maçonnerie

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

VII-1-1-3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés

Etant donné que nos réservoirs sont du type sur sol, les principaux travaux sont :

- Fondation.
- Voile.
- Ceinture.
- Coupole.
- Lanterneau.

VII-1-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII-1-2-1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais (m^2) est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, Sachant que :

$$S_{\text{exc}} = b \times h ;$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe (m^2);

b : largeur de la tranchée (m);

h : profondeur de la tranchée (m);

Donc le volume excavé en (m^3) sera : $V_{\text{exc}} = S \times L_{\text{exc}} ;$

L : distance entre deux coupes consécutives en (m).

a) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h₁ : épaisseur du lit de pose h₁ = 0,15 m.

b) Largeur de la tranchée

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

$$b = D + (0,3 \times 2) ;$$

D : diamètre de la conduite (m).

VII-1-3. Déblais d'excavation de la conduite d'adduction

Tableau VII.01: Calcul du volume des déblais (tronçon St R- R BOURACHED).

Point	h (m)	b (m)	S (m ²)	L(m)	V(m ³)
1	1.55	1.00	1.55	3224	4997.2

Tableau VII.02: Calcul du volume des déblais (tronçon S.P - S.R).

Point	h (m)	b (m)	S (m ²)	L(m)	V(m ³)
1	1.55	1.00	1.55	7000	10850

VII-1-4. Volume de lit de sable

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

$$V_s = b \times e \times L ;$$

e : épaisseur du lit de sable, e = 0,15 m ;

L : longueur de la tranchée (m).

b : largeur de tranché en (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau VII.03: Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V _s (m ³)
S.P-S.P1	1.00	0,10	7000	700
SP1-R BOURACHED	1.00	0,10	3224	322.4
			TOTAL	1022.4

VII-1-5. Volume de la conduite

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

$$S_C = \frac{\pi \times D^2}{4} ;$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_C = S_C \times L ;$$

V_C : volume de la conduite (m^3) ;

Tableau VII.04: Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D (mm)	S_C (m^2)	L (m)	V_C (m^3)
S.P-S.P1	400	0.126	7000	882
SP1-R BOURACHED	400	0.126	3224	406.224
			TOTAL	1288.224

VII-1-6. Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_S - V_C ;$$

V_r : volume du remblai compacté en (m^3) ;

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé) en (m^3) ;

V_C : volume occupé par la conduite de refoulement en (m^3).

V_S : volume du lit de sable en (m^3).

Tableau VII.05: calcul des volumes de remblais de l'adduction

Tronçon	$V_{Déblais}$ (m^3)	V_S (m^3)	V_C (m^3)	$V_{Remblais}$ (m^3)
S.PMP-S.P1	10850	700	882	9268
SP1-R BOURACHED	4997.2	322.4	406.224	4268.576
TOTAL	15847.2	1022.4	1288.224	13536.576

Tableau VII.06: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
01	Déblais	m ³	15847.2
02	Remblais	m ³	13536.576
03	Lit de sable	m ³	1022.4
04	Conduite	m ³	1288.22

Tableau VII.07: frais total des travaux de l'adduction.

Travaux	Quantité(M 3)	Prix unitaire(DA)	Prix total(DA)
Déblais	15847.2	348	5514825.6
Remblais	13536.576	400	5414630.4
Lit de sable	1022.4	1000	1022400
TOTAL :			11951856

VII-1-7. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

Tableau VII.8: 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
16.06	4	5,5	0,4	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

Poteaux : bxb =40x40.

Poutres : bxb = 40x40.

1. Volumes

a. Décapage

$$V_d = e \times l \times L = 0,2 \times (16.06+1) \times (4+1) = 16,5 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 16,5 \text{ m}^3}$$

b. Excavation (Fouilles)

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

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

$$\mathbf{V_{exa} = 47,25 \text{ m}^3}$$

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 14 fouilles $V_{bp} = 14 \times 0,225 = 3,15 \text{ m}^3$.

$$V_{bp} = 3,15 \text{ m}^3$$

d. Béton armé

- **Semelles**

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

$$V_s = 12,6 \text{ m}^3$$

- **Demi – poteaux**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

On a 14 demi – poteaux, donc :

$$V_{dp} = 14 \times 0,16 \Rightarrow V_{dp} = 2,24 \text{ m}^3$$

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

- **Poutre inférieure**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 16,06 \times 2) + (0,4 \times 0,4 \times 4 \times 7) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14) = 10,304 \text{ m}^3$$

$$V_{pinf} = 10,304 \text{ m}^3$$

- **Chape inférieure**

La chape inférieure a une épaisseur de 9cm, on aura :

$$V = 0,09 \times 16,06 \times 4 = 5,88 \text{ m}^3$$

$$V_{cinf} = 5,88 \text{ m}^3$$

- **Poteaux**

$$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3 ; \text{ donc pour 14 poteaux est :}$$

$$V_p = 14 \times 0,88 = 12,32 \text{ m}^3$$

$$V_p = 12,32 \text{ m}^3$$

- **Poutres supérieures**

$$V_{ps} = 10,304 \text{ m}^3.$$

- **Chape supérieure**

$$V_{cs} = 5,88 \text{ m}^3.$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille**

$$V_0 = 3,375 \text{ m}^3, \text{ est le volume d'une fouille.}$$

$$V_1 = 0,225 \text{ m}^3, \text{ est le volume occupé par le béton de propreté.}$$

$$V_2 = 0,16 \text{ m}^3 \text{ est le volume occupé par le demi – poteau.}$$

$$V_3 = 0,9 \text{ m}^3, \text{ est le volume occupé par la semelle.}$$

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,16) = 2,09 \text{ m}^3$$

Donc pour 14 semelles $V = 2,09 \times 14 = 29,26 \text{ m}^3$

$$V = 29,26 \text{ m}^3$$

▪ **Remblai compacte de la dalle inférieure**

$$V_{rc} = 1,2 \times 16,06 \times 4 = 75,6 \text{ m}^3.$$

$$V_{rc} = 75,6 \text{ m}^3$$

▪ **Remblai compacte total**

$$V_t = 29,26 + 75,60 = 104,86 \text{ m}^3.$$

$$V_t = 104,86 \text{ m}^3.$$

f. Maçonnerie

▪ **Maçonnerie mur**

On utilise le type de briques ;

Briques (30x20x10) $S_i = 0,06 \text{ m}^2$

$$\text{Surface du mur } S = 2 \times 5,5 \times (16,06 + 4) = 225 \text{ m}^2$$

$$N_b = 225 / 0,06 = 3750 \text{ briques.}$$

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b + 100 = 100 + 3750 = 3850 \text{ briques}$$

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

$$S = 1,1 \times 2 \times (16,06 + 4) = 45 \text{ m}^2$$

$$N_b = 45 / 0,06 = 750 \text{ briques.}$$

$$N_{b.tot} = 3850 + 750 = 4600 \text{ briques}$$

Tableau VII.9: les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	15,6
2	Excavation	m^3	47,25
3	Remblai compacté	m^3	104,86
4	Béton de propreté	m^3	3,15
5	Béton armé	m^3	53,66
6	Béton armé de la chape sup	m^3	4,88
7	Maçonneries	Unité	4600

VII-1-8. Engins utilisés

Les travaux de terrassements et de construction d'ouvrages d'art nécessitent un important déploiement de matériel. Plus de 500 machines sont

utilisées simultanément lors des périodes majeures d'activité du chantier de la LGV Rhin-Rhône Branche Est.

VII-1-8-1. La pelle et le chargeur ou la chargeuse

Les engins de chargement de matériaux :

Les pelles, dont le poids peut atteindre 100 tonnes, sont équipées d'un godet d'une capacité maximale de 6 m³, et les chargeuses, qui, grâce à leur godet frontal, soulèvent, transportent et déchargent des matériaux sur de courtes distances. Rapides et mobiles, elles sont fréquemment utilisées dans les carrières,



Figure VIII.01: La pelle hydraulique et le chargeur.

- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ; et aussi temps de remise en position de déblais.

VII-1-8-2. Les engins de transport des matériaux

Les camions rigides, dont la capacité de la benne peut atteindre 35 tonnes,

Les camions articulés, pouvant circuler sur des terrains accidentés,

Les camions routiers, pour les transports plus longs.



Figure VIII.02: Les engins de transport.

VII-2. SECURITE DE CHANTIER

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera donc la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage,

VII-2-1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs [13].

VII-2-1-1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII-2-1-2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

VII-2-2. Les conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VII-2-3. Les actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VII-2-4. Mesure préventives pour éviter les causes des accidents

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées [13].

VII-2-4-1. Les partenaires de la prévention

a) Dans l'entreprise

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité...
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.

b) En dehors de l'entreprise

- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

VII-2-4-2. Prévention technique

a) Prévention collective

Elle doit toujours être mise en œuvre en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident se produise à nouveau en détectant les risques. Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les engins et machines dangereuses.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.
- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail : étiquetage des produits, travail en vase clos, aspiration des vapeurs et des poussières, remplacement d'un produit dangereux par un autre quand c'est techniquement possible.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique)

- Contrôle des matériaux : obligation est faite aux fabricants, importateurs et vendeurs de fournir à l'entreprise toute information sur les produits nouveaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise. Education sanitaire et développement des facteurs d'hygiène contribuant à la prévention : interdiction de boire, manger et fumer sur les lieux de travail, hygiène stricte (lavage des mains, douches).

b) Prévention individuelle

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de s'en protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Protections individuelles

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devrait être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable. Elle n'est pas toujours respectée par le salarié ou mise à disposition par l'employeur.

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (Casques de protection contre les objets pouvant tomber),
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille)
- Masques et capoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

VII-2-4-3. Prévention médicale (Les missions du médecin du travail)

Les préventions suivies sont [13] :

a) Examen clinique, éventuels examens complémentaires

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

b) Information du salarié par le médecin du Travail

Elle porte :

- sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.
- sur les résultats des analyses biologiques de surveillance, lors de l'exposition à des risques particuliers (plomb, benzène, rayonnements ionisants...). Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail.

VII-2-4-4. Prévention pour les conducteurs d'engin

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.

Conclusion

L'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pouvons conclure que l'adduction d'alimentation de la commune de BOURACHE présenté dans le transfert des eaux potable de site de production du barrage Ouled Mellouk (w.Ain Defla) vers le réservoir de distribution, comprend

- Une station de reprise refoule à partir d'une station de pompage au site du barrage avec un débit de $12475 \text{ m}^3/\text{j}$ à l'aide d'une canalisation en fonte ductile de 350mm de diamètre sur une longueur de 7000 mls
- Une station de reprise qui refoule un débit de $623.75 \text{ m}^3 /\text{h}$ à l'aide de deux pompes en parallèles et une de secours.
- Réservoir distants de 3224ml alimenté à partir de la station de reprise, au moyen d'une conduite en fonte ductile de 350 mm

Concernant le phénomène transitoire nous avons effectué des calculs pour protéger les conduites et les pompes contre ce phénomène. Même aussi nous avons prévu des revêtements organiques à l'extérieurs et à l'intérieurs des conduites pour augmenter la durée de vie des conduites et minimiser l'agressivité de l'eau et du sol sur leurs parois, et nous désignons des précautions pour la protéger.

ANNEXES

Tableau II.6: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

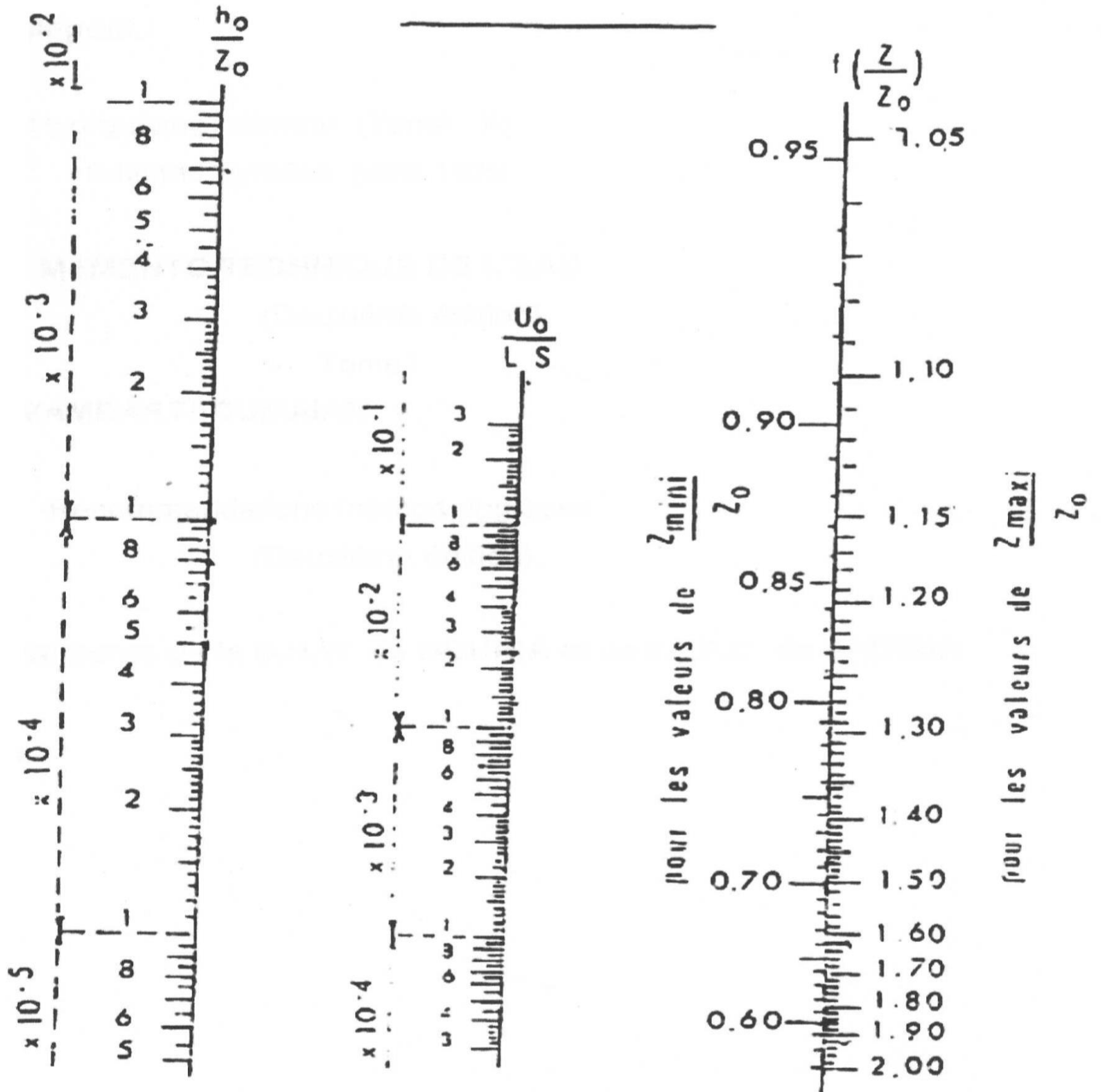


PLANCHE XXVII

Abaque de VIBERT