

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 de renforcement de l'Approvisionnement en eau potable de Bordj el Kiffan (w. Alger) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-11

APA Citation (APA توثيق):

Benmebarek, Mourad (2011). Etude de renforcement de l'Approvisionnement en eau potable de Bordj el Kiffan (w. Alger)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

**ETUDE DE RENFORCEMENT DE
L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE
BORDJ EL KIFFAN (W.ALGER)**

Présenté par :

M^r BENMEBAREK Mourad

Promotrice :

M^{me} W.MOKRANE

Devant le jury composé de :

Présidente : M^{me} H.MEDDI

Examineurs : M^r M.DJELLAB

M^r A.RASSOUL

M^{me} M.KAHLERRAS

M^{me} S.HOULI

**Octobre 2011
(ENSH-BLIDA)**

ملخص

الموضوع المقترح مسجل في إطار مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب معتمد من طرف شركة المياه و التطهير لولاية الجزائر (SEAAL)، يسمح بتدعيم مخزون المياه لبرج الكيفان عن طريق تدعيم شبكة تحويل المياه الموجودة ببلديتي برج البحري والمرسى.

بعد التعريف بمنطقة الدراسة وتقدير احتياجات المياه في الوقت الحالي و إلى غاية المدى البعيد(2040)، نقوم بتقييم العجز الواجب توفيره، وبناءا على هذا نشرع في حساب أنابيب نقل المياه تقنيا واقتصاديا. المياه ترفع بواسطة محطات الضخ، نقوم بدراسة هذه المحطات وإعداداتها وحساب سعتها و أبعادها. بعد ذلك ندرس المنهجية الأمثل لتسيير واستغلال محطة الضخ و وسائل حماية الأنابيب من المطرقة المائية والتأكسد، ونتم عملنا بطرق انجاز المشروع ومختلف العتاد والوسائل اللازمة له والأمن والحماية أثناء العمل.

Résumé

Le thème proposé s'inscrit dans le cadre d'un projet d'AEP agréé par la SEAAL portant sur le renforcement d'approvisionnement de Bordj El Kiffan (BEK). Il s'agit de renforcer le réseau d'adduction existant des communes Bordj El Bahri (BEB) et El Marsa.

Après avoir présenté notre région d'étude et estimer les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude 2040, on calculera le déficit à combler pour assurer la quantité nécessaire de l'eau consommée.

La conduite d'adduction fonctionne en refoulement, le choix de tracé se fait de point de vue technico-économique en parallèle avec la conduite existante, on utilisant la nouvelle approche des frais d'exploitation et d'investissement pour la dimensionner, et les eaux sont relevées par la station de pompage à construire au site de Bordj El Kiffan Est (BEKE), nous étudierons les pompes et les dimensions nécessaires pour cette station.

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

Abstract

The proposed theme is part of a project approved the drinking water supply (DWS) by SEAAL on strengthening supply of Bordj El Kiffan (BEK). This is to strengthen the existing supply network of Commons Bordj El Bahri (BEB) and El Marsa.

After presenting our study area and estimate water needs of the city by the year 2040 study, calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed.

The supply pipe runs refoulement, the chosen route is seen as a point of technical and economic in parallel with the existing pipe is using the new approach to operating costs and investment to the size and the waters are identified by the pumping station to be built at the site of Bordj El Kiffan East (BEKE), we study the pump and the dimensions required for this station.

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



Remerciement

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

Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à Mme MOKRANE 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, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur d'Etat en hydraulique.

Je tiens également à adresser mes vifs remerciements à monsieur ARZKI LARABI (chef de département de BET-SEAAL) pour son aide durant la période de collection des données et tout au long de mon travail.

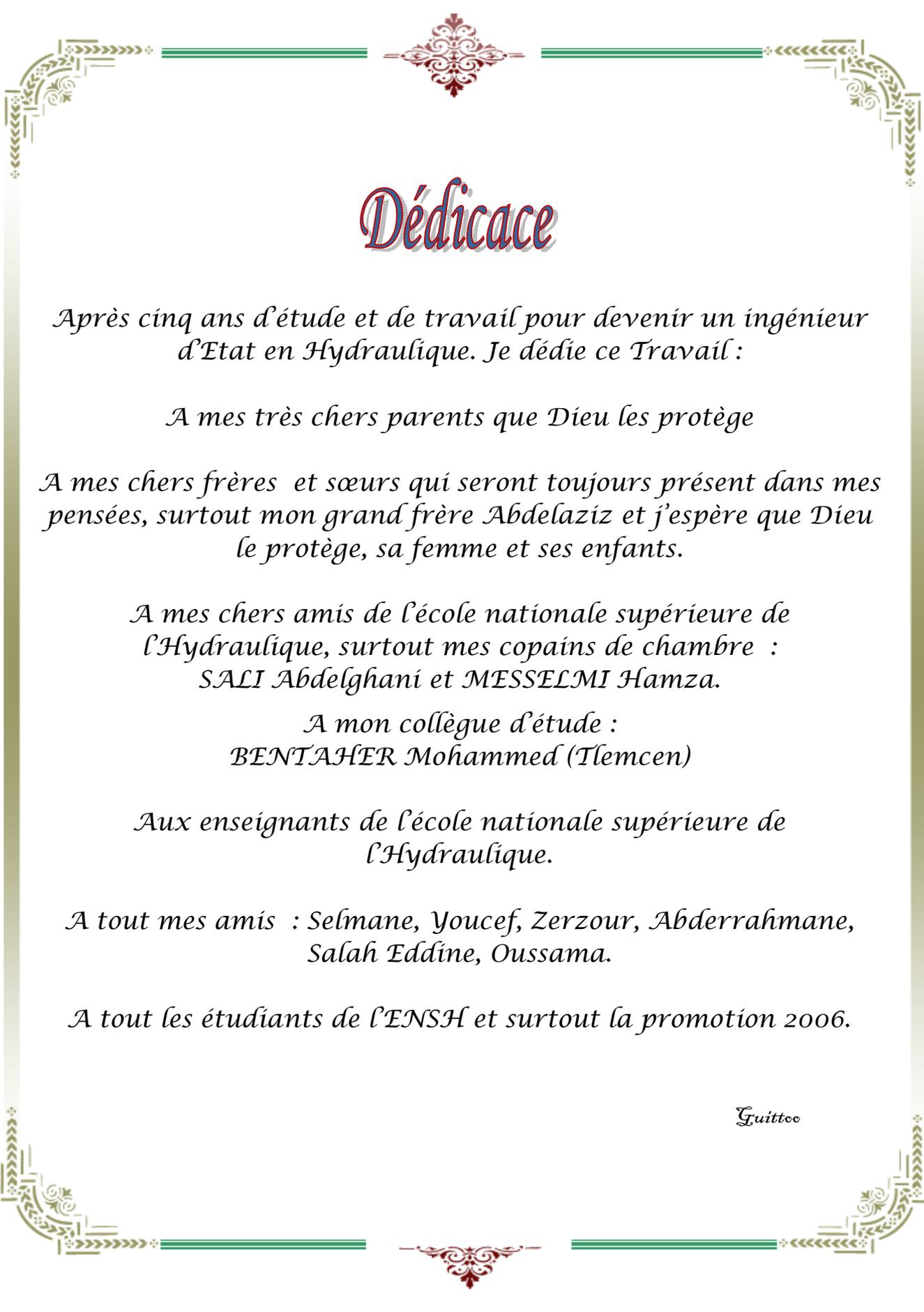
Je voudrais aussi adresser mes sincères remerciements au personnel de la mosquée de cité Blida-Djamaa, surtout monsieur BENDOUIOU Abdelhalim (Imam de la mosquée), qui m'ont aidé et soutenu en me donnant une chambre climatisée pour réaliser mon travail, je les remercie vivement.

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

Après cinq ans d'étude et de travail pour devenir un ingénieur d'Etat en Hydraulique. Je dédie ce Travail :

A mes très chers parents que Dieu les protège

A mes chers frères et sœurs qui seront toujours présent dans mes pensées, surtout mon grand frère Abdelaziz et j'espère que Dieu le protège, sa femme et ses enfants.

*A mes chers amis de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique, surtout mes copains de chambre :
SALI Abdelghani et MESSELMY Hamza.*

*A mon collègue d'étude :
BENTAJER Mohammed (Tlemcen)*

Aux enseignants de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique.

A tout mes amis : Selmane, Youcef, Zerzour, Abderrahmane, Salah Eddine, Oussama.

A tout les étudiants de l'ENSH et surtout la promotion 2006.

Guittou

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	2
-----------------------------	---

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION	4
I-1. DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE	4
I-2. SITUATION GEOLOGIQUE.....	4
I-2-1. Géologie	5
I-2-2. Sismicité.....	5
I-3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE	5
I-4. SITUATION CLIMATIQUE.....	5
I-4-1. Pluviométrie	6
I-4-2. Température.....	6
I-4-3. Les vents.....	6
I-4-4. Hygrométrie.....	6
I-5. SITUATION DEMOGRAPHIQUE.....	6
I-6. SITUATION HYDRAULIQUE.....	7
I-7. PROBLEMATIQUES	8
CONCLUSION.....	10

CHAPITRE II

EVALUATION DE BESOIN EN EAU

INTRODUCTION	12
II-1. EVOLUTION DE LA POPULATION AUX DIFFERENTS HORIZONS D'ETUDE.....	12
II-2. EVOLUTION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE.....	13
II-2-1. Besoins domestiques	14
II-2-2. Besoins publics	14
II-2-3. Besoins commerciaux et industriels.....	14
II-3. EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE.....	14
II-4. RECAPITULATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE TOTALE....	15
II-5. DETERMINATION DES CONSOMMATIONS MAXIMALES ET MINIMALES JOURNALIERES	16
II-5-1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$).....	16
II-5-2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$).....	16
II-6. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS HORAIREs	17
II-6-1. Variations du débit horaire pour la localité Bordj El-Bahri.....	18

II-6-2.Variations du débit horaire pour la localité de Chabou	19
II-6-3.Variations du débit horaire pour la localité El-Marsa.....	20
II-7. CALCUL DE DEFICIT DE CONSOMMATION.....	21
CONCLUSION.....	22

CHAPITRE III

ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION	24
III-1. DEFINITION	24
III-2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS	24
III-3.EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS.....	25
III-3-1.Généralités	25
III-3-2.Equipements d'intervention.....	26
III-3-3.Equipements de nettoyage	26
III-3-4.Equipements hydrauliques.....	26
III-3-5.Dispositifs d'alimentation.....	26
III-3-6.Conduite de départ ou de distribution.....	27
III-3-7.Trop plein et vidange	28
III-3-8.Système de matérialisation de la réserve d'incendie	28
III-3-9.Trappes d'accès et échelles.....	29
III-3-10. Conduite by-pass	29
III-3-11.Emplacement des réservoirs	30
III-3-12.Hygiène et sécurité des réservoirs	30
III-3-13. Traversée des conduites dans les parois du réservoir	31
III-4.CAPACITES DES RESERVOIRS.....	31
III-4-1.Méthode analytique	32
III-4-2. Méthode graphique	32
III-5. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS DU SYSTEME D'ADDUCTION	33
III-5-1.Dimensionnement de la Bâche de reprise des stations de pompage de site BEKE (S.P.existante, S.P.projetée)	34
III-5-2.Dimensionnement des réservoirs terminaux.....	35
III-5-2-1.Estimation du volume résiduel total du réservoir de Bordj El Bahri.....	36
III-5-2-2.Estimation du volume résiduel total du réservoir de Chabou.....	38
III-5-2-3.Estimation du volume résiduel du réservoir d'El Marsa (Englade)	40
CONCLUSION.....	41

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION	43
IV-1. TYPES D'ADDUCTION	43
IV-1-1. Adduction gravitaire	43
IV-1-2. Adduction par refoulement	43
IV-1-3. Adduction mixte	43
IV-2. TYPES D'ÉCOULEMENT DANS LES CONDUITES D'ADDUCTION	43
IV-2-1. Écoulement à surface libre	43
IV-2-2. Écoulement en charge	43
IV-3. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX	43
IV-3-1. Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice)	44
IV-3-2. Les conduites en béton précontraint à âme en tôle	44
IV-3-3. Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	44
IV-3-4. La fonte ductile	44
IV-3-4-1. La fonte ductile comme matériau de tuyau	45
IV-3-4-2. Tuyaux en fonte ductile	45
IV-3-4-3. Résistance mécanique	46
IV-3-4-4. Pression intérieure	47
IV-3-4-5. Résistance aux contraintes	47
IV-3-4-6. Déviation des assemblages auto-étanches	47
IV-3-5. Choix des matériaux de canalisation	47
IV-4. ETUDE DE L'ADDUCTION	47
IV-4-1. Etude des variantes	47
IV-4-1-1. Proposition des variantes	47
IV-4-1-2. Choix de la variante du tracé d'adduction	50
IV-4-2. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisie	52
IV-4-2-1. Méthode de calcul	52
IV-4-2-1-A. Calcul des pertes de charge	53
IV-4-2-1-B. Calcul de la hauteur manométrique totale	54
IV-4-2-1-C. Frais d'exploitation	55
IV-4-2-1-D. Frais d'amortissement	55
IV-4-2-2. Refoulement : S.P de BEKE – Point de ramification 'A'	56
IV-4-2-3. Dimensionnement de tronçon : Point 'A' - Château d'eau projeté BEB.	58
IV-4-2-4. Dimensionnement de tronçon : Point 'A' – Point 'B'	60
IV-4-2-5. Dimensionnement de tronçon : Point 'B' – Réservoirs Chabou.	62
IV-4-2-6. Dimensionnement de tronçon : Point 'B' – Réservoirs Englade	63

IV-4-3. Détermination de la hauteur manométrique totale de la station de pompage.....	65
IV-4-3-1. La hauteur géométrique.....	66
IV-4-3-2. Pertes de charge totales (ΔH_t).....	66
IV-5. EQUIPEMENTS	68
IV-5-1. Les ventouses.....	68
IV-5-2. Les vannes	68
IV-5-2-1. Robinet vanne.....	68
IV-5-2-2. Robinet papillon	68
IV-5-3. Les ouvrages spéciaux.....	68
IV-5-4. Les joints des conduites en frites béton.....	68
IV-5-5. Stabilisateur de pression aval (réducteur).....	69
CONCLUSION.....	70

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

INTRODUCTION	73
V-1. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE	73
V-2. SITUATION DES OUVRAGES.....	73
V-3. CHOIX D'EQUIPEMENT HYDROMECHANIQUE ET ENERGETIQUE	73
Généralités.....	73
V-4. CHOIX DU TYPE DE POMPE	73
V-5. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES	74
V-6. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES.....	74
V-7. COUPLAGE DES POMPES	75
V-7-1. Couplage en parallèle.....	75
V-7-2. Couplage en série.....	75
V-8. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES	76
V-8-1. Courbe caractéristique résultante des conduites	76
V-8-2. Pertes de charge linéaires.....	76
V-8-3. Pertes de charge singulières.....	76
V-8-4. Pertes de charge totales.....	76
V-8-5. Refoulement S.P BEKE – Point 'A'	77
V-8-6. Refoulement Point 'A' – Château d'eau projeté BEB.....	77
V-8-7. Refoulement Point 'A' – Point 'B'	77
V-8-8. Refoulement Point 'B' – Réservoir Chabou	78
V-8-9. Refoulement Point 'A' – Réservoir Englade	78

V-9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	81
V-9-1. Débit disponible > Débit appelé	81
V-9-1-1. Mode de réglage par vannage	81
V-9-1-2. Mode de réglage par rognage.....	81
V-9-1-3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement.....	82
V-9-1-4. Diminution de temps de pompage	82
V-9-1-5. Changement du type de la pompe.....	82
V-9-2. Débit disponible < Débit appelé	82
V-9-3. Application des modes de réglage	83
V-9-3-1. Mode de réglage par vannage	83
V-9-3-2. Mode de réglage par la diminution de temps de pompage	84
V-9-3-3. Réglage par rognage	84
V-9-3-3. Réglage par la diminution de la vitesse de rotation	85
V-10. ETUDE DE LA CAVITATION	87
V-10-1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible	87
V-10-2. Calage de la pompe.....	88
V-10-3. Station de pompage de BEKE projetée.....	89
V-11. ENCOMBREMENT DE LA POMPE	89
V-12. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE	90
V-12-1. Critères de choix du moteur électrique	90
V-12-2. Vitesse de rotation du moteur	90
V-12-3. Puissance fournie par le moteur.....	90
V-13. GENIE CIVILDE LA STATION DE POMPAGE.....	91
V-13-1. Bâtiment de la station de pompage.....	91
V-13-2. CALCUL GENIE CIVIL.....	92
V-13-2-1. EPAISSEUR DES MURS DU BATIMENT.....	92
V-13-2-2. LA HAUTEUR DU BATIMENT.....	92
V-13-2-3. LA LANGUEUR DU BATIMENT.....	93
V-13-2-4. LA LARGEUR DU BATIMENT.....	93
V-13-2-5. DIMENSIONS DES PORTES	94
V-13-2-6. DIMENSIONNEMENT DES FENETRES	94
V-13-2-7. DIMENSIONNEMENT DES MARCHES D'ESCALIER	94
CONCLUSION.....	94

CHAPITRE VI

EXPLOITATION DE LA STATION DE POMPAGE

INTRODUCTION	96
VI-1. CONTROLE DES OUVRAGES DE STOCKAGE.....	96
VI-1-1. Aspects lies à l'exploitation des ouvrages.....	96
VI-1-1-1. Contrôle hebdomadaire	96
VI-1-1-2. Contrôle semestriel.....	96
VI-1-1-3. Nettoyage.....	96
VI-2. RECOMMANDATIONS PARTICULIERES ET INCOMPATIBILITES	96
VI-2-1. Généralités.....	96
VI-2-2. Équipements particuliers	97
VI-2-3. Télétransmission.....	97
VI-2-4. Maintenance	98
VI-3. CONSIDERATIONS PARTICULIERES.....	98
VI-3-1. Vibration des pompes	98
VI-3-2. Bruit de pompe	98
VI-3-4. Collaboration avec le constructeur de pompes.....	99
VI-4. TEST DES POMPES	99
VI-4-1. Conditions de tests.....	99
VI-4-1-1. Tests à la production.....	99
VI-4-1-2. Champ d'application des tests, point de fonctionnement.....	100
VI-5. NOTE DE CALCUL AVEC VARIATION ELECTRONIQUE DE VITESSE (VEV)	100
VI-6. AVANTAGES DE LA VARIATION DE VITESSE	100
VI-7. PRECAUTIONS D'INSTALLATION	101
CONCLUSION.....	101

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

INTRODUCTION	103
VII-1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.....	103
VII-1-1. Définition	103
VII-1-2. Origines des coups de bélier	103
VII-1-3. Amplitude des coups de bélier	103
VII-1-4. Risques dus aux coups de bélier.....	104
VII-1-5. Risques pour un refoulement	105
VII-1-6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	105
VII-1-7. Les observations sur les différents éléments des dispositifs de protection	107
VII-1-7-1. Observations sur les ballons.....	107

VII-1-7-2. Observations sur les clapets d'entrée d'air.....	107
VII-1-8. Règles diverses pour la protection contre le coup de bélier.....	107
VII-1-8-1. Règles 1 : Pression minimale admissible.....	107
VII-1-8-2. Règles 2 : Maintenance.....	107
VII-1-8-3. Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection.....	107
VII-1-8-4. Règles 4 : Recommandations diverses.....	108
VII-1-9. Calcul des réservoirs d'air.....	108
VII-1-9-1. Dimensionnement de réservoir d'air.....	108
VII-1-9-2. Caractéristiques finales du réservoir d'air.....	110
VII-1-9-3. Détails du réservoir d'air.....	110
VII-1-9-4. Installation du réservoir d'air.....	110
VII-1-9-5. Documents pour une étude de protection.....	111
Conclusion.....	111
VII-2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.....	111
VII-2-1. Généralités.....	111
VII-2-2. Protection cathodique.....	112
VII-2-2-1. Principe de la corrosion électrochimique.....	112
VII-2-2-2. Protection par anodes sacrificielles.....	112
VII-2-2-3. Systèmes de protection par courant impose.....	113
VII-2-2-4. Intérêt des revêtements associés à la protection cathodique.....	114
VII-2-3. Les revêtements organiques.....	114
VII-2-3-1 Les peintures et vernis.....	114
VII-2-3-2. Les bitumes.....	114
VII-2-3-3. Les revêtements polymériques.....	115
Conclusion.....	115

CHAPITRE VIII

ORGANISATION ET SECURITE DE CHANTIER

VIII-1. ORGANISATION DE CHANTIER.....	117
Introduction.....	117
VIII-1-1. Différents travaux à entreprendre.....	117
VIII-1-1-1. Travaux concernant l'adduction.....	117
VIII-1-1-2. Travaux concernant les stations de pompage.....	118
VIII-1-1-3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés.....	118
VIII-1-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	119
VIII-1-2-1. Déblais d'excavation.....	119

VIII-1-3. Déblais d'excavation de la conduite d'adduction	119
VIII-1-4. Volume de lit de sable	121
VIII-1-5. Volume de la conduite	122
VIII-1-6. Remblais compacté	122
VII-1-7. Calcul du volume des travaux de la station de pompage	123
VIII-1-8. Engins utilisés	125
VIII-1-8-1. La niveleuse	126
VIII-1-8-2. La pelle et le chargeur ou la chargeuse	126
VIII-1-8-3. Les décapeuses	126
VIII-1-8-4. Les engins de transport des matériaux	127
VIII-1-8-5. Matériels de compactage	127
VIII-1-9. Planification des travaux	128
VIII-1-9-1. Planification par la méthode du réseau	129
Conclusion	129
VIII-2. SECURITE DE CHANTIER	131
Introduction	131
VIII-2-1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	131
VIII-2-1-1. Facteurs humains	131
VIII-2-1-2. Facteurs matériels	131
VIII-2-2. Les conditions dangereuses	131
VIII-2-3. Les actions dangereuses	132
VIII-2-4. Mesure préventives pour éviter les causes des accidents	132
VIII-2-4-1. Les partenaires de la prévention	132
VIII-2-4-2. Prévention technique	132
VIII-2-4-3. Prévention médicale	134
VIII-2-4-4. Prévention pour les conducteurs d'engin	134
Conclusion	135
CONCLUSION GENERALE	137

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.01: Relevé météorologique d'Alger.	06
Tableau I.02: Evolution de la Population par commune entre l'an 2008 et 2011.	07
Tableau I.3 : Etages de distribution actuelle de la zone d'étude.	09

CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOIN EN EAU

Tableau II.01 : Evolution de la population en différentes horizons.	12
Tableau II.02 : Les débits journaliers des étages de distribution.	15
Tableau II.03 : Récapitulation des débits moyens journaliers totaux.	15
Tableau II.04 : Tableau récapitulatif des consommations journalières.	17
Tableau II.05 : Valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants.	18
Tableau II.06 : Variation du débit horaire pour la localité de Bordj El Bahri.	19
Tableau II.07 : Variation du débit horaire pour la localité de Chabou.	20
Tableau II.08 : Variation du débit horaire pour la commune d'El Marsa.	21
Tableau II.09 : Tableau de calcul des déficits à combler à l'an 2040.	22

CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau III.01: Répartition des débits pour les différentes localités.	34
Tableau III.02: Evaluation du volume résiduel de la bache d'aspiration de BEKE.	35
Tableau III.03: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bordj El Bahri.	36
Tableau III.04: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chabou.	39
Tableau III.05: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Englade.	40
Tableau III.06: Comparaison des volumes existants et calculés nécessaire.	41

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

Tableau IV.01: Valeurs du coefficient k de la formule de Calebrook.	54
Tableau IV.02: Calcul de la HMT du tronçon S.P BEKE – Point 'A'.	57
Tableau IV.03: Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P BEKE – Point 'A'.	57
Tableau IV.04: Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P BEKE – Point 'A'.	57
Tableau IV.05: Bilan du tronçon S.P BEKE – Point 'A'.	58
Tableau IV.06: Calcul de la HMT du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.	59
Tableau IV.07: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.	59
Tableau IV.08: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.	59
Tableau IV.09: Bilan du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.	59

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Tableau V.01 : La fiche technique.	72
Tableau V.02: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	74
Tableau V.03: Courbe caractéristique de la conduite (S.P BEKE – Point 'A').	77

Tableau V.04: Courbe caractéristique de la conduite (Point 'A' – C-E projeté BEB).	77
Tableau V.05: Courbe caractéristique de la conduite (Point 'A' – Point 'B').	77
Tableau V.06: Courbe caractéristique de la conduite (Point 'B' – Réservoir chabou).	78
Tableau V.07: Courbe caractéristique de la conduite (Point 'B' – Réservoir Englade).	78
Tableau V.08: Variation de R en fonction de Ns.	82
Tableau V.09: Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.	86
Tableau V.10: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	88
Tableau V.11: Dimensions des organes de la pompe PM125/2E.CAPRARI.	90
Tableau V.12: Coefficient de correction en fonction de la puissance.	90
Tableau V.13: Différentes distances d'électropompe sur socle.	91
Tableau V.14: Choix du type du bâtiment.	92
Tableau V.15: récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.	94

CHAPITRE VI : EXPLOITATION DE LA STATION DE POMPAGE

Tableau VI.01: Les risques, les causes et les solutions de la VEV.	101
--	-----

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

Tableau VII.01: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.	109
Tableau VII.02: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.	109
Tableau VII.03: Calcul de volume de réservoir d'air.	110
Tableau VII.04: Les dimensions de réservoir d'air.	110

CHAPITRE VIII : ORGANISATION ET SECURITE DE CHANTIER

Tableau VIII.01: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'A' - C-E BEB).	119
Tableau VIII.02: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'A' - Point 'B').	119
Tableau VIII.03: Calcul du volume des déblais (tronçon S.P BEKE - Point 'A').	120
Tableau VIII.04: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'B' - R.Chabou).	121
Tableau VIII.05: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'B' - R.Englade).	121
Tableau VIII.06: Calcul du volume du lit de sable.	121
Tableau VIII.07: Calcul du volume de la conduite.	122
Tableau VIII.08: Volumes des volumes de remblais de l'adduction.	122
Tableau VIII.09: Volumes des travaux de l'adduction.	123
Tableau V.10: récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.	123
Tableau VIII.11: les travaux de la station de pompage.	125
Tableau VIII.12: La liste des taches.	128
Tableau VIII.13: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.	129
Tableau VIII.14: Diagramme de GANT.	130

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.01: La position de la wilaya d'Alger dans la carte administrative d'Algérie.....	04
Figure I.02: Plan de situation des communes concernées par le projet.	04
Figure I.03: Evolution de la population en 2010.	07
Figure I.04: Représentation simplifier de la situation actuelle de Bordj El Kiffan.	09

CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOIN EN EAU

Figure II.01 : Evolution de la population en déférentes horizons.	13
Figure II.02 : Evolution de nombre de la population en déférentes horizons.	13
Figure II.03 : Répartition des débits journaliers pour déférents étages de distribution pour l'horizon 2040.	15
Figure II.04 : Représentation des consommations journalières.	17
Figure II.05 : Présentation des déficits journaliers à l'an 2040.	22

CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure III.01: Réservoir surélevé.	25
Figure III.02: réservoir semi-enterré circulaire.	25
Figure III.03: Equipements hydrauliques des réservoirs.	26
Figure III.04: Arrivée par suverse(Chute libre).	27
Figure III.05: Arrivée par surverse (Noyée)	27
Figure III.06: Arrivée par dessous (Par le fond)	27
Figure III.07: Arrivée par dessous(Par le bas)	27
Figure III.08: Conduite de départ.	28
Figure III.09: Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange.	28
Figure III.10: Système de matérialisation d'incendie d'évent.	29
Figure III.11: Trappes d'accès.	29
Figure III.12: Conduite by-pass.	29
Figure III.13: Emplacements de réservoir.	30
Figure III.14: Traversée par des manchons à bout lisse.	31
Figure III.15: Traversée des conduites (Gaine en fonte).	31
Figure III.16: Graphique de la méthode graphique.	33
Figure III.17: Dimensions et niveaux d'eau du château d'eau projeté du site Bordj El Bahri.	38

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

Figure VI.01 : La composition de fonte ductile et grise.	45
Figure IV.02 : Les courbes de traction pour différentes matériaux.	46
Figure IV.03 : Traversée de l'oued d'El Hamiz (variante N°01).	48
Figure IV.04 : Traversée d'oued d'El Hamiz (variante N°02).	49

Figure IV.05 : Schéma simplifié du réseau d'adduction de Bordj El Kiffan.....	51
Figure IV.06: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.P de BEKE – Point 'A').	58
Figure IV.07: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Point 'A' –CE projeté BEB).	60
Figure IV.08: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Point 'A' – Point 'B').	61
Figure IV.09: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Point 'B' – R-Chabou).	63
Figure IV.10: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Point 'B' – R-Englade).	65
Figure IV.11: Schéma représentatif du nouveau réseau d'adduction de Bordj El Kiffan.	67
Figure IV.12: Régulateur de pression aval.	69

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Figure V.01: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM125/2E-CAPRARI.....	75
Figure V.02: Les courbes caractéristiques des conduites de refoulement.	79
Figure V.03: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage projetée.	80
Figure V.04: Réglage par vannage.....	83
Figure V.05: Réglage par rognage.	85
Figure V.06: Réglage par diminution de la vitesse de rotation.....	86
Figure V.07: Encombrement de la pompe PM125/2E.CAPRARI.	89
Figure V.08: Electropompe sur socle.....	91

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

Figure VII.01: Réservoir hydropneumatique.	105
Figure VII.02: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.	106
Figure VII.03: Soupape de décharge type LEZIER.....	106
Figure VII.04: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.	110
Figure VII.05: Schéma d'installation du réservoir d'air.	111
Figure VII.06: Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles.	112
Figure VII.07: Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.....	113
Figure VII.08: Principe de la protection cathodique à courant imposé.	113

CHAPITRE VIII : ORGANISATION ET SECURITE DE CHANTIER

Figure VIII.01: La niveleuse.	126
Figure VIII.02: La pelle hydraulique et le chargeur.	126
Figure VIII.03: La décapeuse.	127
Figure VIII.04: Les engins de transport.....	127
Figure VIII.05: Compacteur à rouleau lisse.	128
Figure VIII.06: Réseaux à nœuds (méthode CPM).	129
Figure VIII.07: Pourcentage des différentes natures d'accident.....	131

LISTE DES ANNEXES

Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Annexe (II) : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)

Annexe (III) : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air:

Annexe (IV) : Fiche des travaux en sécurité :

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique des différents tronçons de l'adduction.

Planche N° 2 : Profils en long de l'adduction de Bordj El Kiffan.

Planche N° 3 : Plan de la station de pompage.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La principale question que nous nous proposons d'aborder dans le présent travail consiste à démontrer la satisfaction des ressources en eau participantes dans l'approvisionnement des populations en l'eau potable en Algérie.

Cette approvisionnement trouve son fondement dans la croissance accélérée et anarchique des principales agglomérations de l'Algérie en général et de la Ville d'Alger en particulier au cours des dernières années, qui doit être accompagnée d'un développement adéquat des réseaux urbains d'adduction d'eau. Ce problème est particulièrement préoccupant dans les communes urbaines de la ville d'Alger, plus particulièrement dans les communes densément peuplées de Bordj El Kiffan. Bordj El Bahri et El Marsa, c'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre étude à trouver une solution pour combler les besoins, par la constriction d'une station de pompage et la projection d'une conduite d'adduction véhiculant ce déficit en parallèle avec la conduite existante, avec le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour cette adduction.

Ce travail est organisé de manière à couvrir les axes d'analyse suivants :

Présentation de la région d'étude (situation géographique, topographique, climat, démographique et hydraulique), et la proposition des problématiques dans le chapitre I.

Le calcul des besoins en eau de chaque localité de distribution à l'année de référence, l'année actuelle et à l'horizon d'étude 2040, avec la détermination des définites, Les différents calculs sont traités et présentés successivement dans le chapitre II.

Les réservoirs ; leurs emplacements, leurs rôles, la détermination de leurs capacités et projection d'un si nécessaire, présentés avec plus de détail dans le chapitre III.

Le choix du tracé et le type des matériaux des canalisations, l'étude technico-économique pour le dimensionnement des conduites de refoulement sont exposés dans le chapitre IV.

La détermination de type et nombre des pompes, l'application des modes de réglages et le dimensionnement de la station de pompage sont exposés dans le chapitre V.

Dans le chapitre VI, on proposant quelques recommandations et précautions pour une bonne gestion exploitation de la station de pompage.

La station de pompage et la conduite d'adduction doivent être protégées contre le phénomène transitoire et la corrosion, cette protection est faite dans le chapitre VII.

Le chapitre VIII pour le calcul des volumes des travaux de la conduite d'adduction et la station de pompage, et donner quelques notions pour l'amélioration de sécurité de chantier.

Enfin. Ce présent travail est terminé par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et, de mener à bien notre travail. Pour cela, on la fait de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I-1.DESCRPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

La zone concernée par notre étude située au nord d'Algérie, dans son capitale est la wilaya d'Alger. Notre zone d'étude se compose de trois communes, sont :

- ✓ Bordj El-Kiffan ;
- ✓ Bordj El-Bahri ;
- ✓ El-Marssa ;

Elle est traversée de :

- ✓ L'oued d'El Hamiz.
- ✓ l'emprise réservée par la société du tramway pour la pose des réseaux de circulation.
- ✓ La route nationale N°24.

Les figures ci-après, montrent le positionnement exact de notre zone d'étude.



Source (Wikipédia)

Figure I.01: La position de la wilaya d'Alger dans la carte administrative d'Algérie.



Source (ATLAS WILAYAS)

Figure I.02: Plan de situation des communes concernées par le projet.

I-2. SITUATION GEOLOGIQUE

La situation géologique est composée des plusieurs paramètres, on peut distinguer :

I-2-1. Géologie

Alger est bâtie sur les contreforts des collines du Sahel algérois, et elle est située dans la plaine de la MITIDJA. Cette dernière est une vaste plaine d'Algérie du Nord qui couvre une superficie de 1300Km² ; soit 100Km de longueur et une largeur variant entre 8 et 18 Km, avec une altitude de 100m en moyenne, et repose sur des épaisses des formations des roches sédimentaires, l'application des mesures parasismiques est prise en compte dans les futures constructions.

La zone d'étude concernée appartient de la daïra de DAR EL-BEIDA, et cette daïra fait partie administrativement de la Wilaya d'Alger. Elle est étendue sur une superficie 59,53 km².

Les communes où notre étude est présentée sont limitées par :

- Au Sud par DAR EL BEIDA.
- Au Nord par la baie d'Alger.
- A l'Ouest par MOHAMMADIA, BEB EZZOUAR et la baie d'Alger.
- A l'Est par AÏN TAYA et la daïra de ROUIBA.

I-2-2. Sismicité

Alger est une zone sismique sensible, menacée par plusieurs failles (Khaïr al Dine, Zemmouri, Sahel, Chenoua, Blida, Thenia). Le dernier séisme important date du 2003 de Boumerdès (faille Zemmouri), et a coûté la vie à 20 000 personnes. Cependant plusieurs quartiers ont été touchés par ce séisme.

Depuis le tremblement de terre du 29 Octobre 1989, cette région est étudiée avec attention et, la carte des isoséistes montre que tout le Sahel d'Est en Ouest possède une forte magnitude. Donc notre zone d'étude se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen

Les sols dangereux à hauts risques sismiques sont :

- Les alluvions épaisses et molles où une nappe phréatique est plus profonde.
- Les sols à poussées sableuses, limoneuses, saturés d'eau.
- Les marnes et argiles, peuvent poser des problèmes lorsqu'ils sont gorgés d'eau.

Et pour éviter les conséquences sismiques, doit être que les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité.

I-3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE

La wilaya d'Alger représente le site où nous aurons fait l'étude présentée par ce mémoire, a des coordonnées Lambert 36°46'35'' N et 03°03'31'' E

La région concernée par notre étude constituée de plaines et de collines du Sahel algérois, avec du terrain généralement accidenté a des côtes altimétriques variable entre 0 à 53 m NGA et allées jusqu'à 65,72 m NGA, qui donnent un terrain accidenté avec des pentes considérablement fortes présentant une pente moyenne de 5%.

I-4. SITUATION CLIMATIQUE

La wilaya d'Alger bénéficie d'un climat méditerranéen et subit par sa situation géographique de double influence de la mer et de la montagne. Elle est connue par ses longs étés chauds et secs. Les hivers sont doux et humides

I-4-1. Pluviométrie

La valeur de la pluviométrie moyenne annuelle de jours de pluie est de 764mm/an répartie pendant deux saisons (hiver et printemps). La neige est rare, mais pas impossible et les pluies verglaçantes ne sont pas rares. Les pluies sont abondantes et peuvent être diluviennes

I-4-2. Température

A cause que notre région d'étude est située dans une plaine, la bonification des effets de la mer méditerranée est moins bonne. Les températures estivales sont plus élevées, il fait généralement chaud surtout de la mi-juillet à la mi-août. Elle est à l'environ de 30°C au maximum, et à l'environ de 6°C au minimum. Avec une température moyenne annuelle de 18°C.

I-4-3. Les vents

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

I-4-4. Hygrométrie

La variation annuelle de l'humidité relative est moyennement faible, de Mai en Septembre la moyenne n'atteint pas 70%, et l'air est légèrement sec.

Les données météorologiques de notre zone d'étude sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau I.01: Relevé météorologique d'Alger.

mois	jan.	fév.	mar.	avr.	mai	juin	juil.	août.	sep.	oct.	nov.	déc.
Température min.moy (°C)	7	8	9	9	12	15	17	19	14	11	6	7
Température max.moy (°C)	16	17	18	20	23	26	27	29	26	23	16	16
Précipitations (mm)	112	84	74	41	46	15	1	5	41	79	130	137
Nombre de jours avec pluie	12	8	5	6	3	3	2	2	3,2	2	10	14
Vitesse de vent (m/s)	2,9	3,2	3,1	3,7	2,8	3,5	3,2	3,3	3,3	3	2,9	3

Source (Wikipédia)

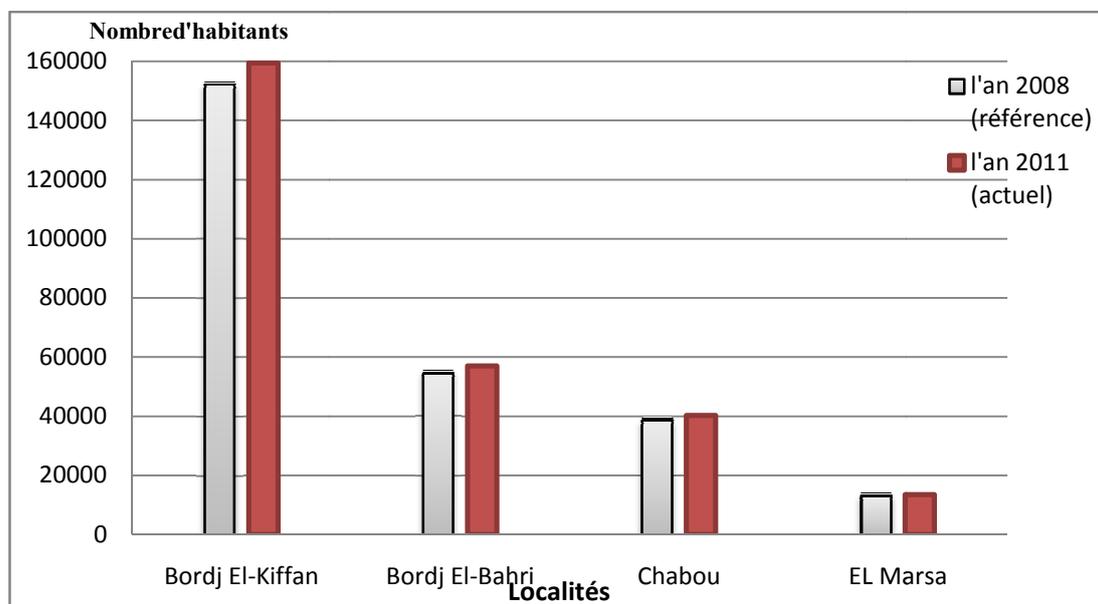
I-5. SITUATION DEMOGRAPHIQUE

D'après les données fournis par le dernier recensement tiré de l'annuaire statistique de la wilaya d'Alger, conformément à l'année de recensement 2008, le taux d'accroissement selon la moyenne de la wilaya d'Alger est pris 1,6% (source : l'office nationale des statistique de l'Algérie), la population par commune de la zone concernée par le projet a été estimation vers l'horizon 2011(état actuel) d'après la formule des intérêts composés (voir chapitre II), nous avons trouvé les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.02: Evolution de la Population par commune entre l'an 2008 et 2011.

Etage de distribution	Population en 2008 (hab)	taux d'accroissement (%)	Population en 2011 (hab)
Bordj El-Kiffan	151950	1,6	159361
Bordj El-Bahri	54319	1,6	56969
Chabou	38369	1,6	40241
EL Marsa	12876	1,6	13504
Total	257514	-----	270075

Les données calculées dans le tableau précédant sont représentées dans le graphe ci-après :

**Figure I.03:** Evolution de la population en 2011.

D'après les deux tableaux précédents, et les calculs qui nous avons déjà fait. La population totale en 2011 est de : **270075 habitants**

I-6. SITUATION HYDRAULIQUE

L'alimentation en eau potable des localités de la région concernée se fait par des châteaux d'eau et des réservoirs enterrés ou semi-enterrés, chacun de ces derniers est implantés dans des côtes considérablement élevés et plus proches de l'agglomération bénéficiaire.

Les sites concernés sont :

Le site de production de Bordj El Kiffan Est (BEKE) ; ce site est aujourd'hui un site de distribution pour les autres sites de stockage, et contiens les équipements hydrauliques suivant :

- Une bache d'aspiration de Bordj El-Kiffan ; est constituée de 2 cuves.
- Château d'eau de Bordj El-Kiffan.
- Château d'eau Faizi (Il est aujourd'hui hors-service mais sa réhabilitation est prévue.).

- Une station de pompage ; cette station est destinée pour relever l'eau vers le château d'eau de Bordj El-Kiffan, et alimenter les autres réservoirs.

Les sites de stockage et de consommation sont comme le suivant :

- ✓ Bordj El Bahri ; le site de stockage de Bordj El Bahri comprend actuellement un château d'eau, pour l'alimentation du de réseau de distribution de Bordj El Bahri.
- ✓ Chabou ; il s'agit d'un réservoir semi-enterré constitué de 2 cuves ;
- ✓ Englade ; le site de stockage d'Englade comprend 2 cuves au sol, ces cuves serrent à alimenter le réseau de distribution d'El Marsa.

Ces 3 sites de stockage sont maillés entre eux par une conduite DN300 mm. La bache au sol de site Bordj El Kiffan Est est aujourd'hui raccordée à une arrivée d'une conduite en DN700 mm qui transporter l'eau issue du SPIK (Système de production Issers-Keddara), depuis un supprimeur en ligne.

I-7. PROBLEMATIQUES

Les problématiques caractérisant les Communes bénéficiaires du projet sont les suivantes :

- Autonomie de stockage non satisfaisante.
- Augmentation remarquable de la population.
- La capacité de transit de la conduite existante oblige un renforcement.
- Le débit refoulé par la station de pompage ne répand pas à la quantité consommée par la région concernée.
- L'impossibilité de satisfaire l'alimentation des réservoirs de Bordj El Bahri, Chabou et d'Englade.

Le fonctionnement actuel de système d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude est :

Les 2 baches au sol (bache d'aspiration) du site de BEKE (Bordj El-Kiffan Est) sont alimentées par une conduite DN700 mm qui permet l'arrivée d'eau du SPIK (système de production Issers-Keddara) ou d'EL HAMIZ. La station de pompage du site relève les eaux vers la cuve du château d'eau (mise en charge).

A la sortie du château d'eau de BEKE, une conduite en DN 300 mm (900 mm à la sortie de la cuve) assure la desserte des réseaux de distribution de Bordj El Kiffan Est ;

L'alimentation en eau potable à son extrémité aval, par un réseau de distribution fonctionne par refoulement pour alimenter les équipements suivants

- château d'eau Faizi (hors service et isoler par une vanne).
- château d'eau de Bordj El Bahri.
- Réservoir d'Englade (assure l'alimentation d'El Marsa).
- Réservoir de Chabou.

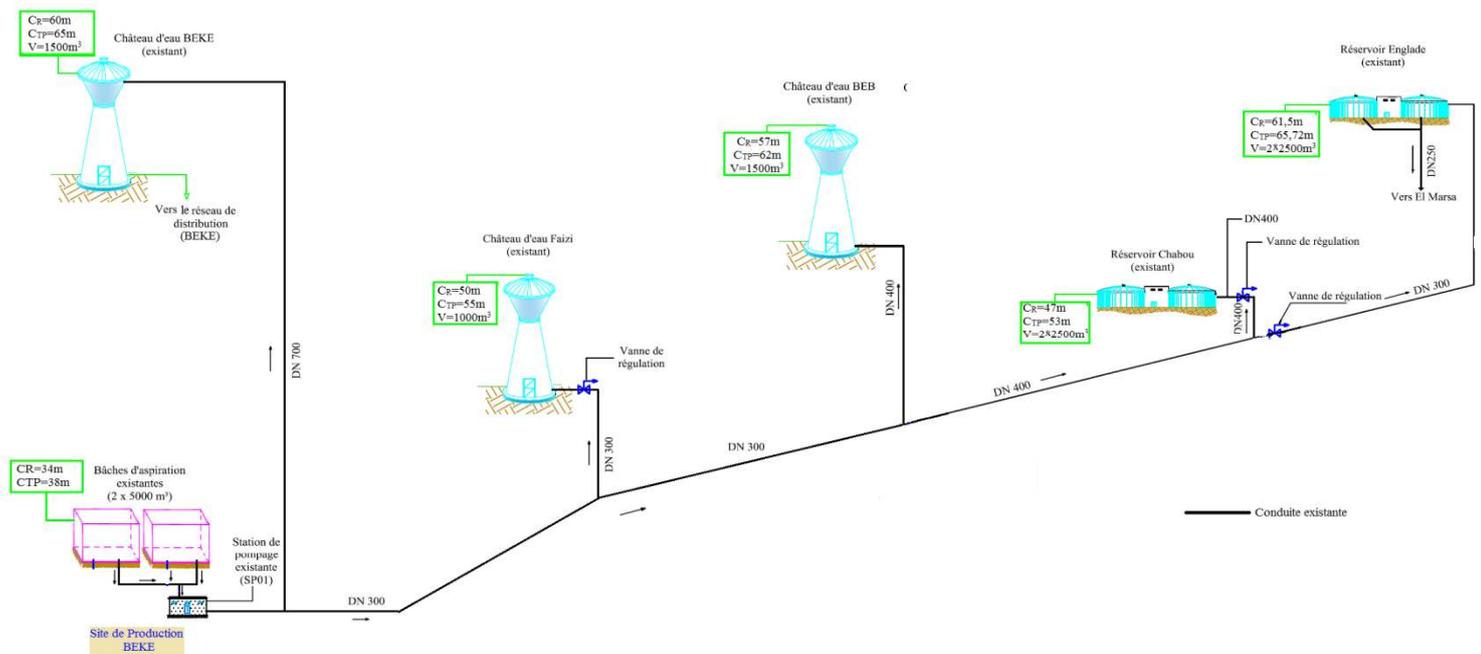
Le château d'eau Faizi, était initialement alimenté par la conduite en DN300 mm. Aujourd'hui cet ouvrage est hors service et fait l'objet d'une expertise en génie-civil. Les réseaux de distribution sont directement raccordés sur la conduite DN300 mm.

Les caractéristiques concernant la station de pompage existante sur le site de BEKE sont :

- Le nombre de groupe : 3 pompes fonctionnent en parallèle ;
- La marque : KSB ;

- Le modèle : ETANORM – R 250-400;
- $Q = 33531,46 \text{ m}^3/\text{j}$;
- $HMT = 32 \text{ mce}$;
- La vitesse de rotation du moteur : $N = 1450 \text{ tr/min}$;
- Le diamètre de la roue est de $\varnothing 380$.

Le fonctionnement actuel de distribution de la zone concernée à savoir; Bordj El-kiffan Est (BEKE), Bordj El-Bahri et El-Marsa est récapitulé dans le schéma vienne ci-après dans façon simplifier.



Source (SEAAL)

Figure I.04: Représentation simplifier de la situation actuelle de Bordj El Kiffan.

Le tableau suivant montre les équipements de chaque étages de distribution actuel de la zone d'étude (situation hydraulique actuel) ;

Tableau I.3 : Etages de distribution actuelle de la zone d'étude.

Communes	Etages	Réservoir de tête	Capacité de stockage (m³)	CR (m) NGA	CTP (m) NGA
Bordj El Kiffan	BEKE	Bâche d'aspiration	2x5000	34	38
		Château d'eau	1500	60	65
	Faizi	Château d'eau	1000	50	55
Bordj El Bahri	Bordj El Bahri	Château d'eau	1500	57	62
	Chabou	Réservoir circulaire	2x2500	47	53
	Englade	Réservoir circulaire	2x2500	61,5	65,72

CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les données de base de la zone concernée de point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. D'améliorer le fonctionnement du système de distribution existant ainsi que sa sécurisation. Et de proposer un échéancier de programme de travaux pour les infrastructures de notre région d'étude jusqu'à l'horizon 2040.

Pour notre projet la méthodologie d'étude suivre :

- Mise à jour des consommations du modèle.
- Diagnostic hydraulique de réseau existant.
- Proposition d'un programme de travaux pour notre étude.

CHAPITRE II

EVALUATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION

Le dimensionnement des différentes composantes d'un réseau autrement dit d'un système d'alimentation en eau potable, se fait à fin de déterminer les besoin en eau potable de l'agglomération de la région étudiée. L'évaluation de ces besoin lie au nombre d'habitants, au mode de vie de cette agglomération, et dépendant essentiellement au développement socio-économique de la région d'étude (l'évolution de la population, l'équipement sanitaires, niveau de vie de la population....), et des infrastructures existantes sur le site.

Le besoin des équipements sanitaires et ceux de service représentent 30% de la consommation domestique, sous le nom consommation diffuse.

Pour cela on conclure qu'on a 03 types de consommation :

- Consommation domestique.
- Consommation diffuse.
- Gros consommateurs.

II-1. EVOLUTION DE LA POPULATION AUX DIFFERENTS HORIZONS D'ETUDE

D'après les données présentées dans le chapitre précédant, le calcul des besoins en eau se base sur les données de l'ONS (Office Nationale des Statistiques), et la société des eaux et de l'assainissement de la wilaya d'Alger (SEEAL) dans le chapitre précédent.

Le nombre de la population concernée par l'étude était de **257514** habitants en 2008.

Cette dernière évolue selon la relation formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n ;$$

T : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (l'an 2040 pour notre cas)

T₀ : nombre d'habitants à l'année prise comme référence (2008 année de dernier recensement)

t : taux d'accroissement, qui est égal à 1,6 % selon la moyenne nationale de la wilaya d'Alger (source. Office national des statistiques de l'Algérie)

n : nombre d'année entre l'année de référence et l'horizon d'étude (32 ans jusqu'à la période d'étude à long terme).

Notre zone comporte trois localités bénéficiaires de ce projet, la densité de population variée en fonction de mode de vie de chacune des localités. La variation de nombre d'habitants entre l'année de référence, l'état actuel et quelques horizons d'étude représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.01 : Evolution de la population en différentes horizons.

Etage de distribution	2008 (référence)	taux d'accr. (%)	l'an 2011 (actuel)	Court terme	Moyen terme	Long terme
Bordj El-Bahri	54319	1,6	56969	60703	71146	90272
Chabou	38369	1,6	40241	42879	50255	63765
EL Marsa	12876	1,6	13504	14390	16865	21399
Total (hab)	105564	-----	110714	117972	138266	175436

Les résultats calculés dans le tableau précédent concernant l'évolution de la population en différentes horizons sont représentés dans l'histogramme suivant :

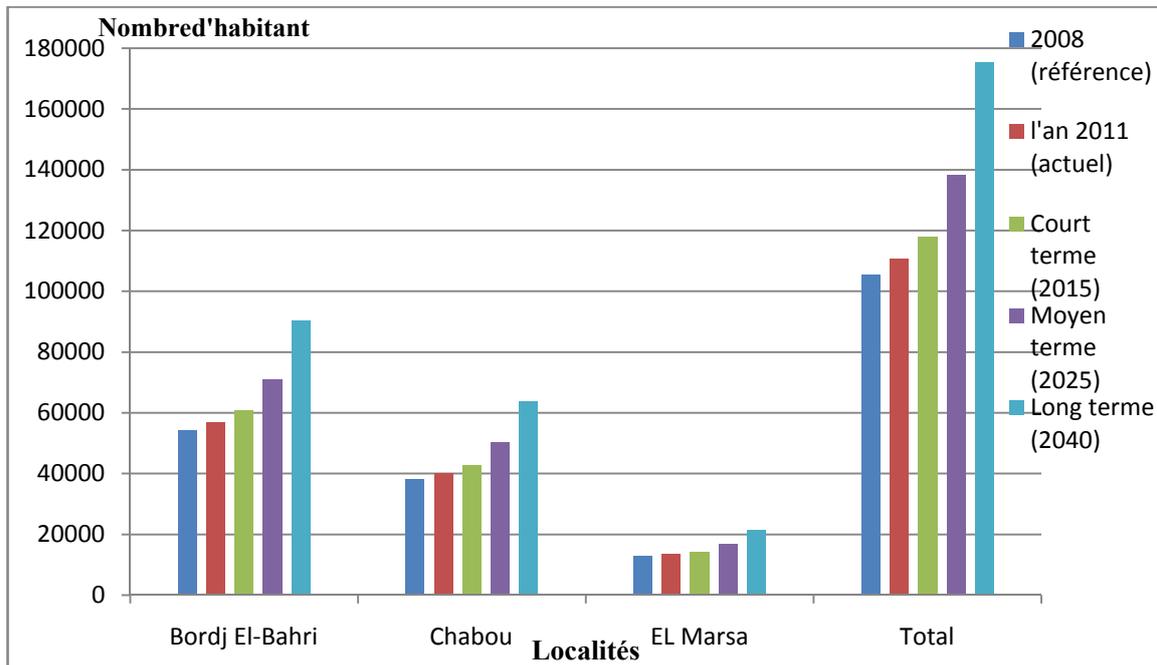


Figure II.01 : Evolution de la population en déférentes horizons.

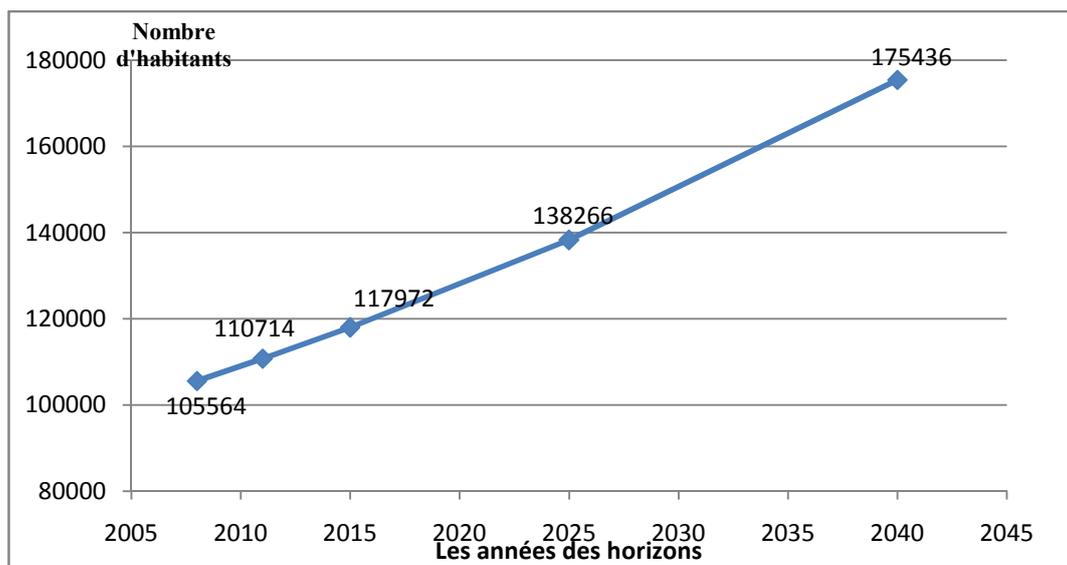


Figure II.02 : Evolution de nombre de la population en déférentes horizons.

D'après le tableau précédent, la population de la zone d'étude pour notre horizon d'étude (à long terme) est **175 436 habitants** pour l'année 2040.

II-2. EVOLUTION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

La consommation journalière dépend de type de demande, comme on peut distingue plusieurs types d'usage :

II-2-1. Besoins domestiques

Ce besoin inclure dans les usages au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour boire, cuisiner, laver, nettoyer et l'eau pour les systèmes sanitaires.

Comme il peut aussi inclure pour la production 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 publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations (50 l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600l/j/lit), (selon le plan directeur d'assainissement de la ville de Kairouan).

II-2-3. Besoins commerciaux et industriels

Ces besoins concernent les usages d'eau qui sont liés à des activités économiques. La consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé.

Dans notre zone d'étude l'alimentation en eau potable est destinée seulement pour les individus, pour cela on les élimine à cause que dans les grandes villes comme la wilaya d'Alger (la capitale de l'Algérie) sont isolées et alimentées par des réseaux indépendants.

II-3. EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

La consommation moyenne journalière pour les petites agglomérations (zone rurale) la dotation varie de **60 à 100 l/j/hab** et de **100 à 200 l/j/hab** pour les grandes agglomérations (zone urbaine).

Selon la moyenne nationale, notre zone d'étude représente une grande agglomération, c'est-à-dire la dotation est estimée pour une valeur de **150 l/j/hab** selon la moyenne nationale.

Et on note aussi que cette moyenne est supposée répondre à toute sorte de consommation.

Donc les besoins moyens journaliers pour différents horizons d'étude sont calculés en fonction de la relation suivante :

$$Q_{moy} = \frac{D \cdot o \cdot t}{1000} \times N;$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;

Dot : dotation moyenne journalière par habitant en (l/j/hab) ;

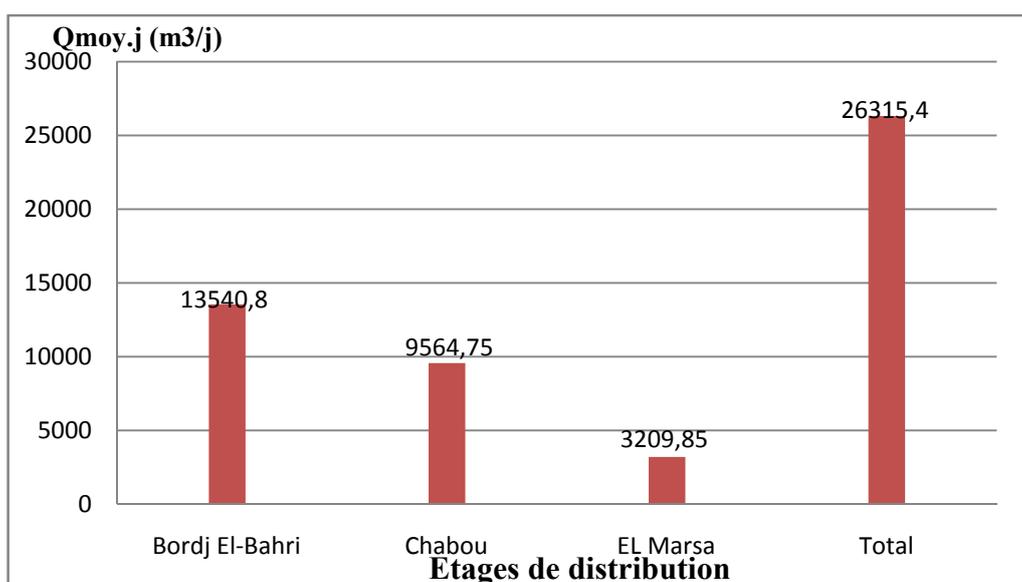
N : représente le nombre d'habitants de la région concernée ;

Les catégories des besoins sont les besoins domestiques, scolaire, sanitaire et les besoins socioculturels, mais on calcul seulement les besoins domestiques et les consommations diffuses. Cette dernière représente tous les besoin cités au-dessus sauf les besoin domestiques, et elle correspond de 20 à 30% de la consommation domestique. Nous avons préféré cette méthode à cause de la densité de notre zone d'étude, on prend 30% de la consommation moyenne journalière.

Le tableau et le graphe suivants englobent les débits journaliers pour chaque localité de notre zone d'étude aux différents horizons d'étude :

Tableau II.02 : Les débits journaliers des étages de distribution.

Etage de distribution	Population en 2040 (hab)	Dotation (l/j)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Bordj El-Bahri	90272	150	13540,80
Chabou	63765	150	9564,75
EL Marsa	21399	150	3209,85
Total	175436	-----	26315,40

**Figure II.03** : Répartition des débits moyens journaliers pour différents étages de distribution à l'horizon 2040.

Le débit moyen journalier à l'horizon d'étude 2040 est **26315,4 m³/j**, ou bien **304,56 m³/j**, sans tenir compte les consommations diffuses.

II-4.RECAPITULATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE TOTALE

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon **2040** sont donnés pour chaque localité dans le tableau suivant.

Tableau II.03 : Récapitulation des débits moyens journaliers totaux.

Etage de distribution	Consommation domestique (m ³ /j)	Consommation diffuse (m ³ /j)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Bordj El-Bahri	13540,8	4062,24	17603,04
Chabou	9564,75	2869,43	12434,18
EL Marsa	3209,85	962,96	4172,81
Total	26315,4	7894,63	34210,03

Donc. A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux de la région concernée sont estimés à **34210,02 m³/j**, soit un débit de **395,95 l/s**.

II-5. DETERMINATION DES CONSOMMATIONS MAXIMALES ET MINIMALES JOURNALIERES

Les valeurs de la consommation varient en fonction des périodes, c'est-à-dire en fonction des jours, des semaines et des mois.

La consommation d'une agglomération n'est pas constante, mais présente des variations maximales et des minimales. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max.j}$ et $K_{\min.j}$.

II-5-1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max.j}$)

Pour le jour le plus chargé pendant l'année correspond à une consommation maximale, elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max.j} = K_{\max.j} \times Q_{\text{moy.j}} ;$$

Avec que :

$Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière (m³/j) ;

$K_{\max.j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et moyenne journalières :

$$K_{\max.j} = \frac{\text{c o n s o m m a t i o n m a x i m a l e}}{\text{c o n s o m m a t i o n m i n i m a l e}}$$

Il est comprise entre 1,1 et 1,3 ;

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

II-5-2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min.j}$)

Pour le jour le moins chargé pendant l'année correspond à la consommation minimale. Elle est calculée par la relation suivante :

$$Q_{\min.j} = K_{\min.j} \times Q_{\text{moy.j}} ;$$

$Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière (m³/j)

$K_{\min.j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum. Ce coefficient représente le rapport entre la consommation minimale et moyenne journalière :

$$K_{\min.j} = \frac{\text{c o n s o m m a t i o n m i n i m a l e}}{\text{c o n s o m m a t i o n m o y e n n e}}$$

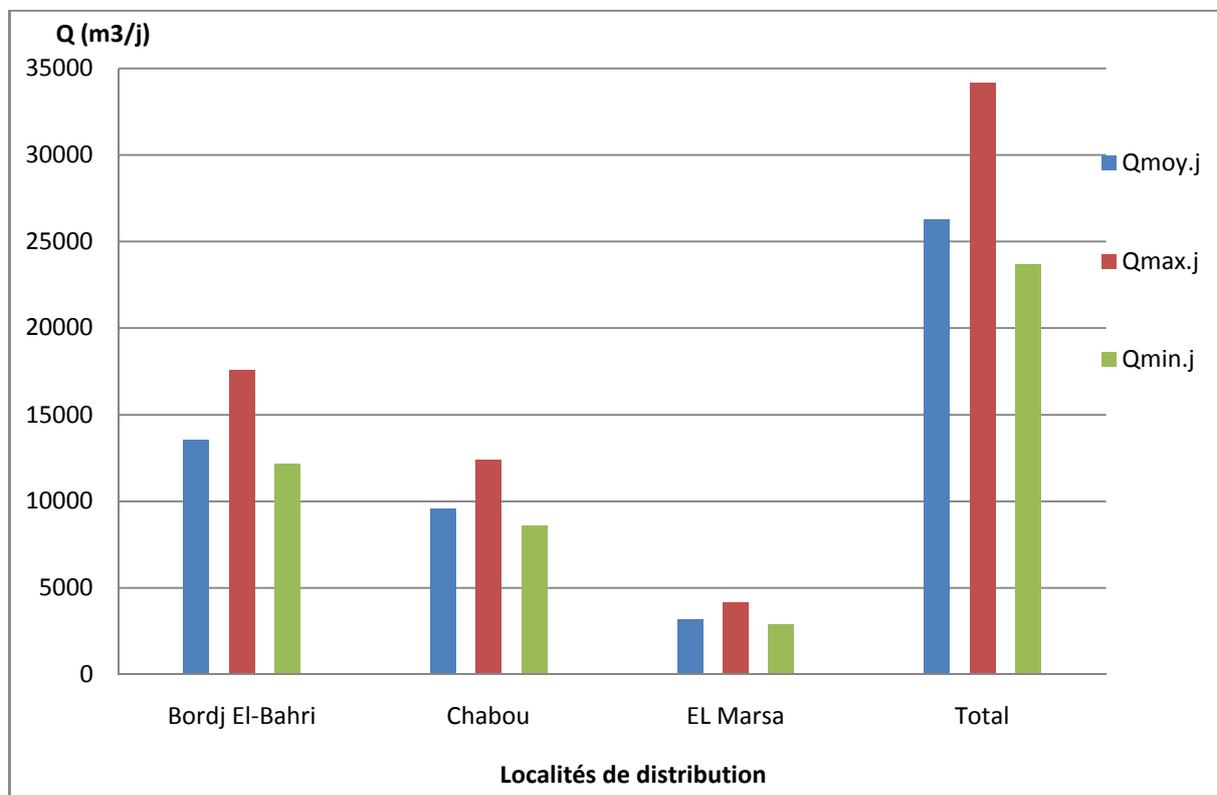
Il comprise entre 0,7 et 0,9 ;

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.04 : Tableau récapitulatif des consommations journalières.

Etage de distribution	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
Bordj El-Bahri	13540,80	1,3	17603,04	0,9	12186,72
Chabou	9564,75	1,3	12434,18	0,9	8608,28
EL Marsa	3209,85	1,3	4172,81	0,9	2888,87
Total	26315,40	1,3	34210,02	0,9	23683,86

**Figure II.04** : Représentation des consommations journalières.

II-6. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS HORAIRES

Les variations journalières des débits associées par des variations horaires au cours de chaque jour.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier (m^3/j)

Donc : $Q_{\text{moy.h}} = \frac{2631450}{24} = 109,68 \text{ m}^3/\text{h}$;

II-6-1. Consommation minimale horaire (horizon 2040)

$$Q_{\text{min.h}} = K_{\text{min.h}} \times Q_{\text{moy.h}}$$

II-6-2. Consommation maximale horaire (horizon 2040)

$$Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max.h}} \times Q_{\text{moy.h}}$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\text{max.h}}$ est défini par :

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}}$$

D'où :

α_{max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération (style de vie), qui varie de 1,2 à 1,4 ;

Pour notre cas, on prend : $\alpha_{\text{max}} = 1,4$;

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II.05 : Valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants.

Nombre d'hab X×1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

La détermination de débit de pointe de la présente étude, on se basant sur la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers étages de distribution, avec que la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier. Ces pourcentages sont tirés en fonction de nombre de la population, ils sont tirés à partir de l'annexe (I).

II-6-1. Variations du débit horaire pour la localité Bordj El-Bahri

- Le nombre d'habitant de cette localité à long terme est **90272 hab.**
- Le débit maximum journalier est $Q_{\text{max.j}} = 17603,04 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le nombre d'habitant de Bordj El Bahri est compris entre 50001 et 100000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.06 : Variation du débit horaire pour la localité de Bordj El Bahri.

Heures	consommation totale $Q_{\max,j} = 17603,04 \text{ m}^3/\text{j}$.		consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{j})$	Heures	%
00-1	3	528,09	3	528,09
1-2	3,2	563,30	6,2	1091,39
2-3	2,5	440,08	8,7	1531,46
3-4	2,6	457,68	11,3	1989,14
4-5	3,5	616,11	14,8	2605,25
5-6	4,1	721,72	18,9	3326,97
6-7	4,5	792,14	23,4	4119,11
7-8	4,9	862,55	28,3	4981,66
8-9	4,9	862,55	33,2	5844,21
9-10	5,6	985,77	38,8	6829,98
10-11	4,8	844,95	43,6	7674,93
11-12	4,7	827,34	48,3	8502,27
12-13	4,4	774,53	52,7	9276,80
13-14	4,1	721,72	56,8	9998,53
14-15	4,2	739,33	61	10737,85
15-16	4,4	774,53	65,4	11512,39
16-17	4,3	756,93	69,7	12269,32
17-18	4,1	721,72	73,8	12991,04
18-19	4,5	792,14	78,3	13783,18
19-20	4,5	792,14	82,8	14575,32
20-21	4,5	792,14	87,3	15367,45
21-22	4,8	844,95	92,1	16212,40
22-23	4,6	809,74	96,7	17022,14
23-00	3,3	580,90	100	17603,04

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Bordj El Bahri est de **985,77 m³/h** et survient entre 9h et 10h.

II-6-2. Variations du débit horaire pour la localité de Chabou

- Le nombre d'habitant de cette localité à long terme est **63765 hab.**
- Le débit maximum journalier est $Q_{\max,j} = 12434,18 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le nombre d'habitant de la localité Chabou est compris entre 50001 et 100000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.07 : Variation du débit horaire pour la localité de Chabou.

Heures	consommation totale $Q_{\max,j} = 12434,18 \text{ m}^3/\text{j.}$		consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{j})$	Heures	%
00-1	3	373,03	3	373,03
1-2	3,2	397,89	6,2	770,92
2-3	2,5	310,85	8,7	1081,77
3-4	2,6	323,29	11,3	1405,06
4-5	3,5	435,20	14,8	1840,26
5-6	4,1	509,80	18,9	2350,06
6-7	4,5	559,54	23,4	2909,60
7-8	4,9	609,27	28,3	3518,87
8-9	4,9	609,27	33,2	4128,15
9-10	5,6	696,31	38,8	4824,46
10-11	4,8	596,84	43,6	5421,30
11-12	4,7	584,41	48,3	6005,71
12-13	4,4	547,10	52,7	6552,81
13-14	4,1	509,80	56,8	7062,61
14-15	4,2	522,24	61	7584,85
15-16	4,4	547,10	65,4	8131,95
16-17	4,3	534,67	69,7	8666,62
17-18	4,1	509,80	73,8	9176,42
18-19	4,5	559,54	78,3	9735,96
19-20	4,5	559,54	82,8	10295,50
20-21	4,5	559,54	87,3	10855,04
21-22	4,8	596,84	92,1	11451,88
22-23	4,6	571,97	96,7	12023,85
23-00	3,3	410,33	100	12434,18

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité de Chabou est de **696,31 m³/h** et survient entre 9h et 10h.

II-6-3. Variations du débit horaire pour la localité El-Marsa

- Le nombre d'habitant de cette localité à long terme est **21399 hab.**
- Le débit maximum journalier est $Q_{\max,j} = 4172,81 \text{ m}^3/\text{j.}$

Le nombre d'habitant de la localité d'El Marsa est compris entre 10000 et 50000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.08 : Variation du débit horaire pour la commune d'El Marsa.

Heures	consommation totale $Q_{\max,j}$ = 4172,81 m ³ /j.		consommation cumulée	
	%	Q_{hor} (m ³ /j)	Heures	%
00-1	1,5	62,59	1,5	62,59
1-2	1,5	62,59	3	125,18
2-3	1,5	62,59	4,5	187,78
3-4	1,5	62,59	6	250,37
4-5	2,5	104,32	8,5	354,69
5-6	3,5	146,05	12	500,74
6-7	4,5	187,78	16,5	688,51
7-8	5,5	229,50	22	918,02
8-9	6,25	260,80	28,25	1178,82
9-10	6,25	260,80	34,5	1439,62
10-11	6,25	260,80	40,75	1700,42
11-12	6,25	260,80	47	1961,22
12-13	5	208,64	52	2169,86
13-14	5	208,64	57	2378,50
14-15	5,5	229,50	62,5	2608,01
15-16	6	250,37	68,5	2858,37
16-17	6	250,37	74,5	3108,74
17-18	5,5	229,50	80	3338,25
18-19	5	208,64	85	3546,89
19-20	4,5	187,78	89,5	3734,66
20-21	4	166,91	93,5	3901,58
21-22	3	125,18	96,5	4026,76
22-23	2	83,46	98,5	4110,22
23-00	1,5	62,59	100	4172,81

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la localité d'El Marsa est de **260,80 m³/h** et survient entre 8h et 12h.

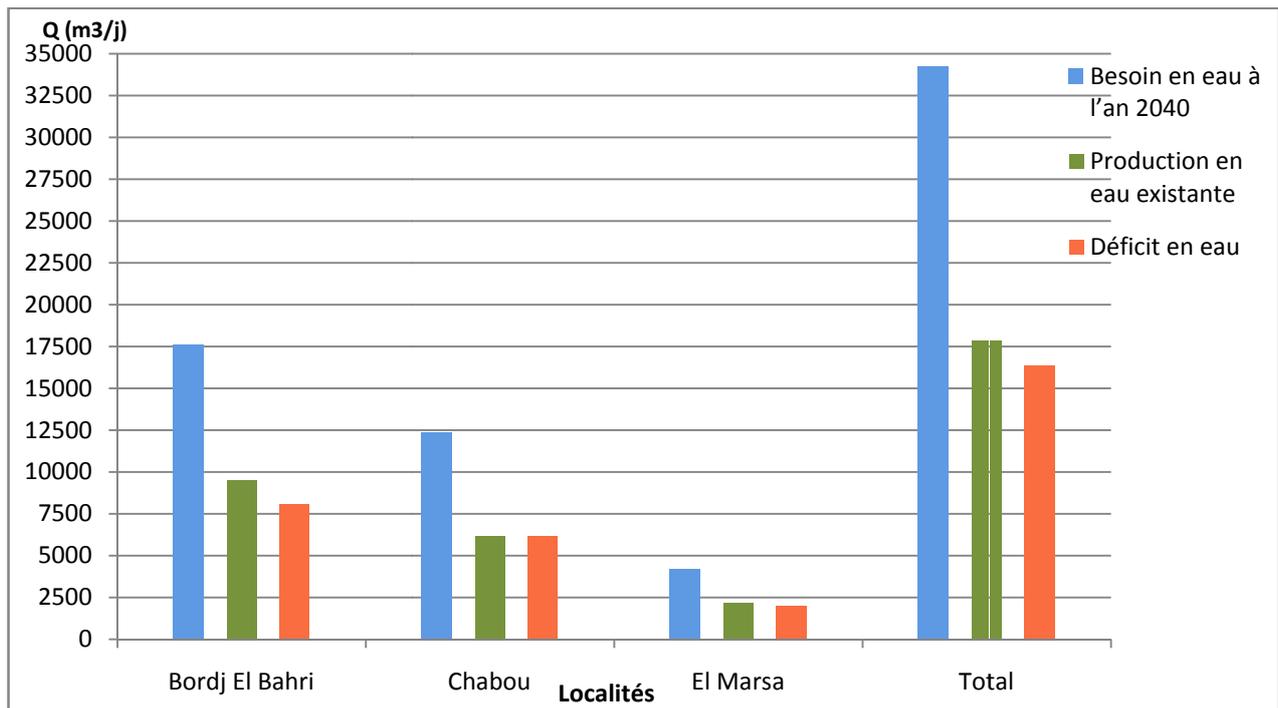
II-7. CALCUL DE DEFICIT DE CONSOMMATION

Pour satisfaire les besoins en eau des localités alimentées par des débits faibles, et ne répond pas à la suffisance de la consommation calculée pour ces localités à l'horizon d'étude 2040, il nous convient de déterminer l'écart entre les deux, c'est-à-dire les besoins estimés à l'horizon d'étude et la production en eau excitant, cet écart représente le débit par lequel on dimensionne notre réseau d'adduction.

Les allocations journalières à criées pour chaque localité sont calculées et représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.09 : Tableau de calcul des déficits à combler à l'an 2040.

Localités	Besoin en eau à l'an 2040 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit en eau (m ³ /j)
Bordj El Bahri	17603,04	9504,32	8098,72
Chabou	12343,18	6182,60	6160,58
El Marsa	4172,81	2160,30	2012,51
Total	34210,03	17847,22	16362,81

**Figure II.05** : Présentation des déficits journaliers à l'an 2040.

CONCLUSION

On conclure à partir de ce chapitre que nous avons fait précédemment, que le réseau de distribution existant ne satisfait la demande des sites de stockages de Bordj El-Bahri, Chabou et d'Englade, et on a déjà calculé le déficit à combler pour assurer le débit de consommation pour l'horizon d'étude 2040.

- Le nouveau débit qui doit transférer vers les consommateurs est de **34210,03 m³/j**.
- Le débit de renforcement **16362,81 m³/j**.

Pour transférer cette quantité manquante d'eau, on doit dimensionner la station de pompage et la conduite d'adduction et ses accessoires, qui feront l'objet des prochains chapitres.

CHAPITRE III

ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION

Les points de relia entre les réseaux de distribution et d'adduction sont les réservoirs, ces derniers se sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation des eaux et leur distribution d'une façon continue, et assurent la régularisation des débits et de pressions dans le réseau de distribution.

Leur dimensionnement doit être bien fait, pour assurer un bon fonctionnement dans le temps et une quantité nécessaire et suffisante lors des heures de pointe.

III-1. DEFINITION

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

1. **La régulation du débit** entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
2. **La régulation de pression** en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
3. **La sécurité** vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

III-2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Types de réservoirs

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes [08] :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Sur sol.
- Sur tour ou surélevé (château d'eau).

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir

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

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont

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

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

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme

- **Rectangulaire ou carrée** : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

- **Circulaire** : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

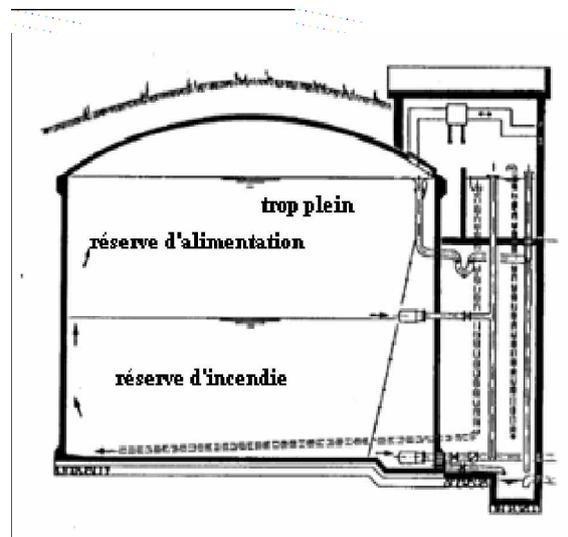
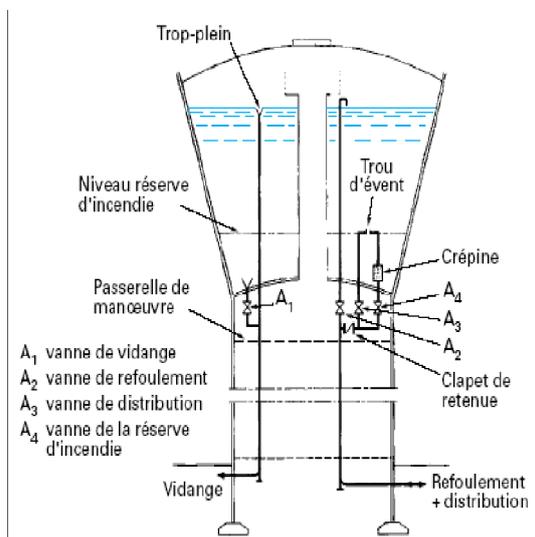


Figure III.01: Réservoir surélevé.

Figure III.02: réservoir semi-enterré circulaire.

III-3. EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS

III-3-1. Généralités

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas, par ailleurs, de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois pendant la vie de l'ouvrage, pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...). Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Pour les équipements lourds, les chambres doivent être équipées par des rails, poutres ou des crochets pour faciliter la manipulation de ces équipements [08].

III-3-2. Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles.

On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

III-3-3. Equipements de nettoyage

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

III-3-4. Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté ^[06], doit être équipé par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite by-pass ;
- Un système de matérialisation d'incendie.

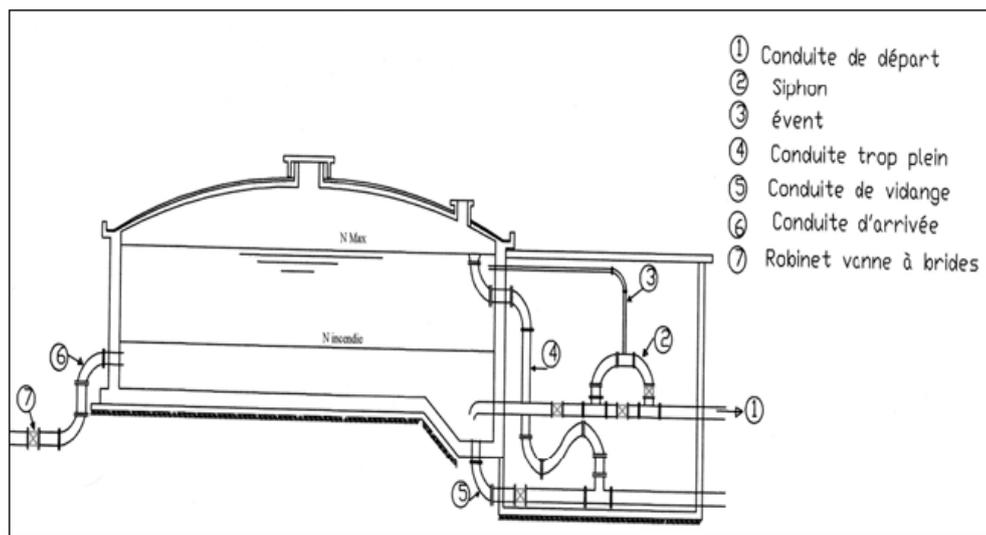


Figure III.03: Equipements hydrauliques des réservoirs.

III-3-5. Dispositifs d'alimentation

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

a. Par surverse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère

facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

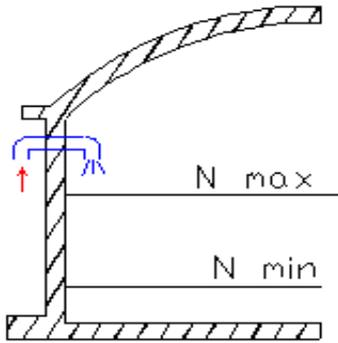


Figure III.04: Arrivée par suverse
(Chute libre)

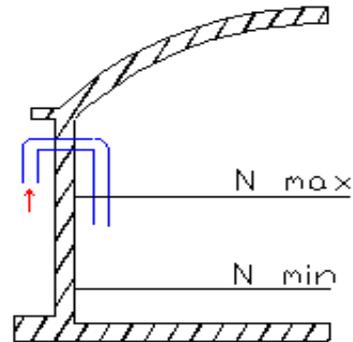


Figure III.05: Arrivée par surverse
(Noyée)

b. Par dessous: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

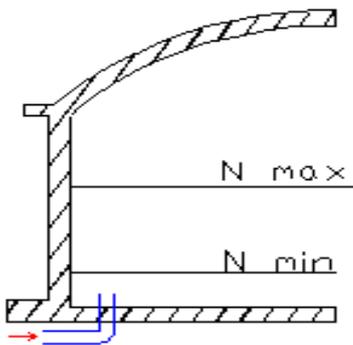


Figure III.06: Arrivée par dessous
(Par le fond)

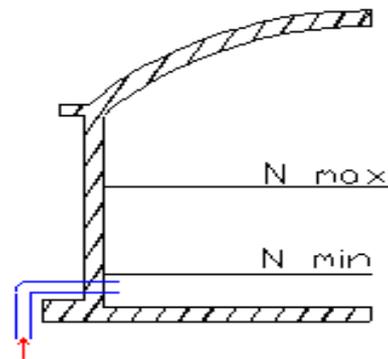


Figure III.07: Arrivée par dessous
(Par le bas)

Remarque

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond car elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

III-3-6. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

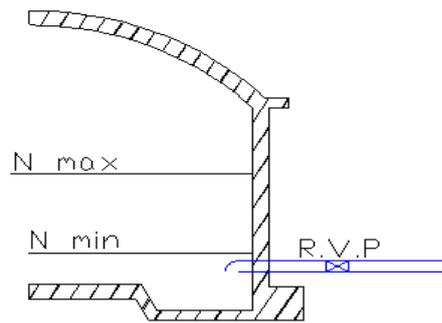


Figure III.08: Conduite de départ.

III-3-7. Trop plein et vidange

Ils peuvent se faire de la façon suivante

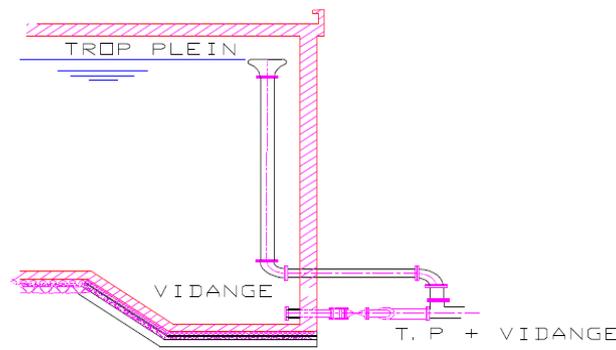


Figure III.09: Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange.

La conduite a le rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

La conduite de vidange permet la vidange des réservoirs d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On a intérêt à n'effectuer pas cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

III-3-8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela un système en siphon présente dans la figure III.10.

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. C'est une seule prise et comporte un siphon à évent avec une réserve d'incendie commandée à distance.

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

Comme le montre la figure suivante :

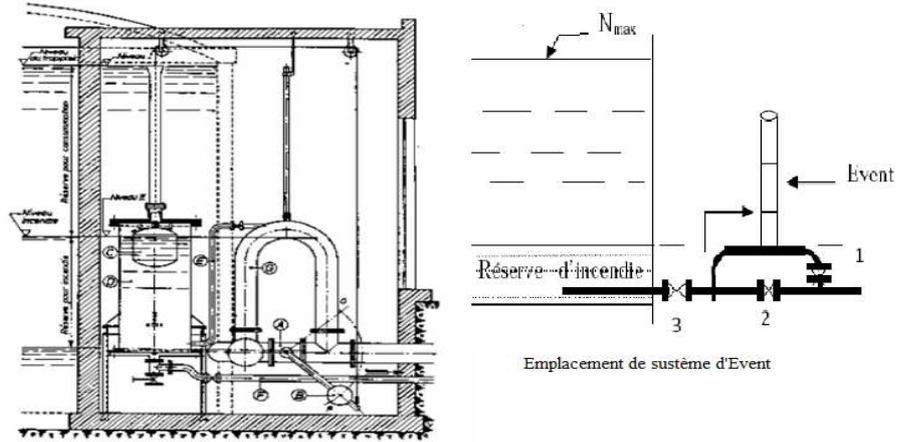


Figure III.10: Système de matérialisation d'incendie d'évent.

III-3-9. Trappes d'accès et échelles

La trappe d'accès est représentée comme suit :

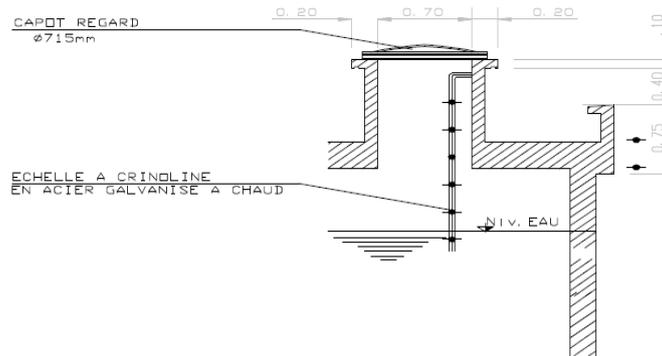


Figure III.11: Trappes d'accès.

III-3-10. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, et sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir. Comme montre la figure suivante :

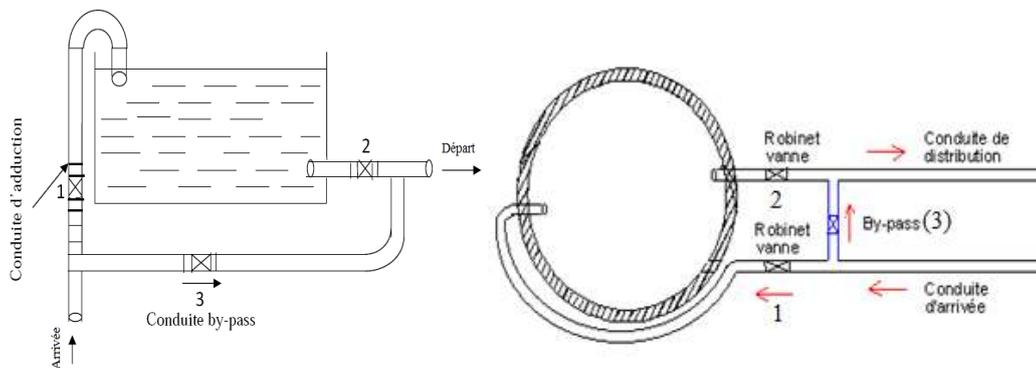


Figure III.12: Conduite by-pass.

Le fonctionnement de la conduite de By-pass sera comme suite :

- Les vannes 1 et 2 sont fermées.
- La vanne 3 ouverte.

Dans ce cas, l'eau arrive au réservoir se dirige directement vers l'agglomération. Cette conduite est utilisée pour séparer le réservoir dans le cas d'entretien ou réparation.

III-3-11. Emplacement des réservoirs

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

La figure suivante illustre les différents emplacements :

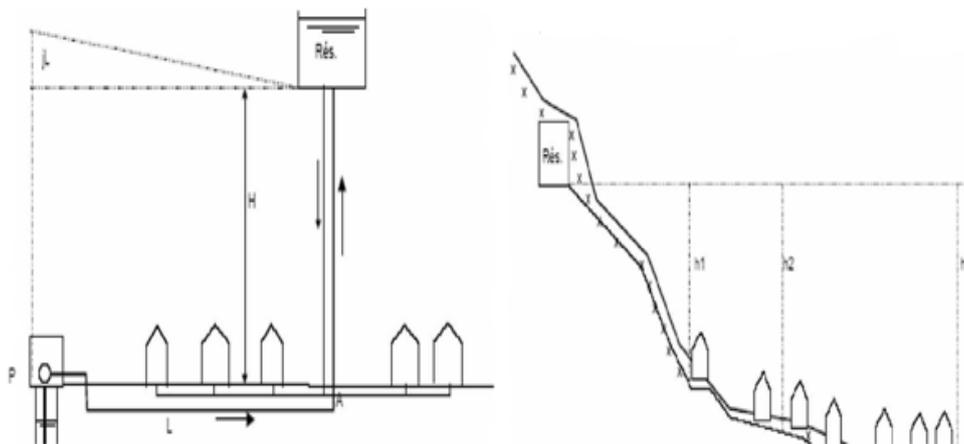


Figure III.13: Emplacements de réservoir.

III-3-12. Hygiène et sécurité des réservoirs

L'hygiène des réservoirs est assurée comme suit :

- Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- L'accès à la cuve doit être facile pour assurer son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

III-3-13. Traversée des conduites dans les parois du réservoir

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U".

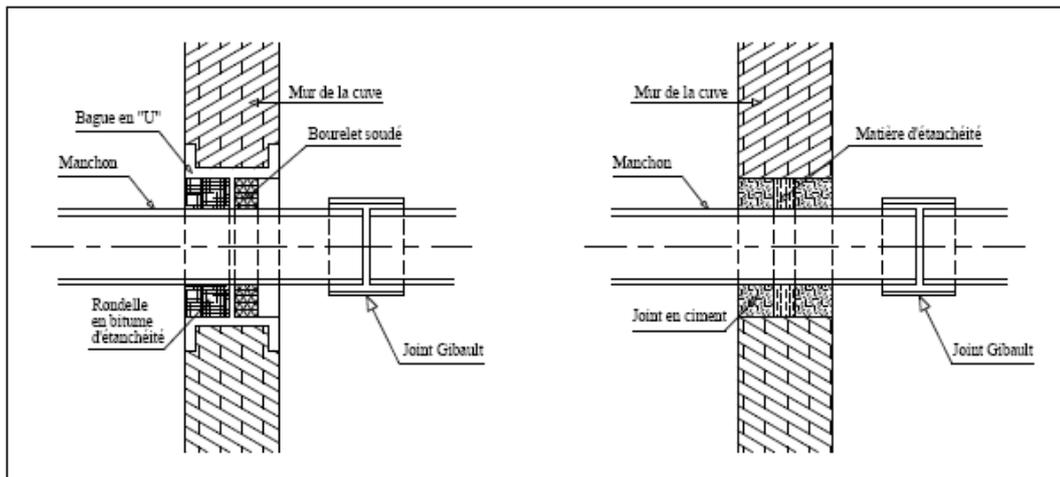


Figure III.14: Traversée par des manchons à bout lisse.

- **2^{ème} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette.

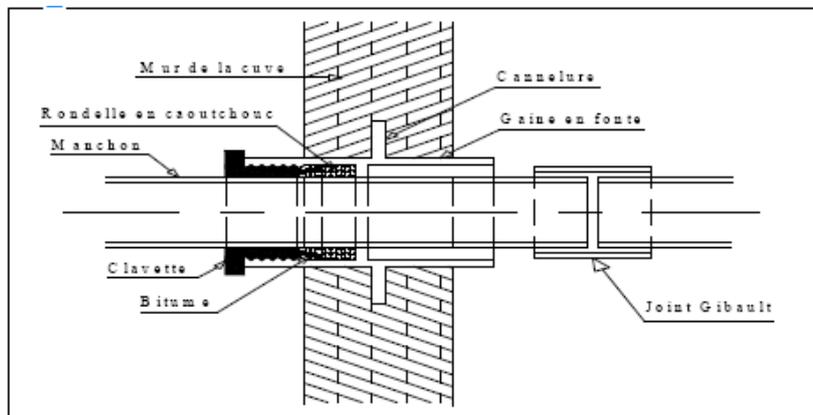


Figure III.15: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

III-4. CAPACITES DES RESERVOIRS

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

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

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

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III-4-1. Méthode analytique

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max} \times 24}{100} ;$$

V_r : capacité résiduelle (m³).

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

Tout en ajoutant le volume de la réserve d'incendie, donc le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_r : capacité résiduelle (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à **120 m³**.

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

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

III-4-2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés 'Va' provenant de l'alimentation et 'Vc' correspondant à la consommation. Ensuite, On traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est :

$$[V_a - V_c].$$

Alors, le volume minimum nécessaire du réservoir $V_{\text{rés}}$ sera égal à la somme en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) ' V^+ ' et de la plus petite valeur (négative) ' V^- ' de cette différence, on obtiendra le résidu maximal journalier.

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

$$V_r = \frac{Q_{\max} \times R_{\max}}{100} ;$$

Avec :

V_r : le volume de régulation (m³).

$Q_{max,j}$: le débit maximum journalier (m^3/j).

R_{max} : résidu maximal journalier (%).

Tel que ce résidu représente $R_{max} = V^-$

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

Pour calculer le volume total en (m^3), on ajoutant le volume de la réserve d'incendie ($120 m^3$)

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

Cette méthode est très précise. Car, on dispose des statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe. Elle est illustrée par la figure suivante :

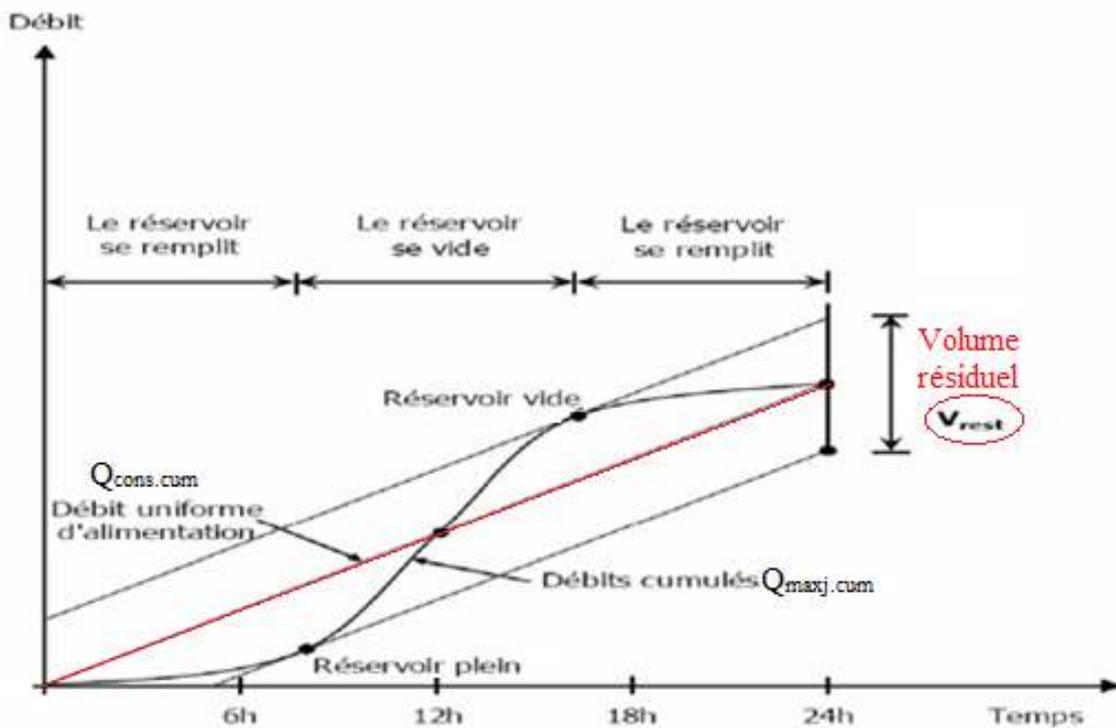


Figure III.16: Graphique de la méthode graphique.

III-5. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS DU SYSTEME D'ADDUCTION

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

- **Les bâches de reprises**

Les bâches de reprises sont des réservoirs au sol préservant pour l'accumulation des eaux issues à partir des sources (soient des puits, des barrages ou des stations de pompes) et à alimenter directement des stations de pompage qui relèvent l'eau à une certaine cote.

- **Réservoirs terminaux**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Ces réservoirs représentent le point de transition entre les deux régimes d'écoulement à savoir (écoulement par refoulement et écoulement gravitaire).

III-5-1. Dimensionnement de la Bâche de reprise des stations de pompage de site BEKE (S.P.existante, S.P.projetée)

La bâche de reprise située dans le site de BEKE a un volume de $2 \times 5000 \text{ m}^3$, on redimensionne cette bâche, et on vérifie est-ce-que son volume est suffisant pour alimenter les deux stations de pompage (existante et projetée).

Le tableau suivant, représente les différents débits refoulés par les deux stations de pompage vers les différentes localités de consommation.

Tableau III.01: Répartition des débits pour les différentes localités.

Localités	S.P.existante	S.P.projetée	Q_{total} refoulé vers chaque localité (m^3/j)
	$Q_{\text{refoulé}} (\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{refoulé}} (\text{m}^3/\text{j})$	
Bordj El Kiffan	15684,24	0	15684,24
Bordj El Bahri	9504,32	8098,72	17603,04
Chabou	6182,6	6160,58	12343,18
El Marsa	2160,3	2012,51	4172,81
Total	33531,46	16271,81	49803,27

Cette bâche au sol est alimentée par les eaux issues de SPIK (système de production Issers-Keddara) grâce à une conduite de diamètre $\varnothing 700$ pendant 16h/j, pour transporter un débit de **768,5 l/s** pendant **12 heures**.

D'après le tableau précédent le débit maximum journalier relevé de cette bâche par les deux stations de pompes existante et projetée est de **49803,27 m^3/j** , sera pendant :

$$T = \frac{49803,27 \times 1000}{768,5 \times 3600} = 18 \text{ heures}$$

Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante en (m^3):

$$V_{\text{Bâche}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \times t}{T} ;$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total (m^3/j).

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (généralement $T = 20\text{h}$)

t : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$)

Ou, on se basant sur la méthode du tableau (analytique), pour la détermination du volume de la bâche au sol.

Le calcul du volume de la bâche d'aspiration de site BEKE par la méthode analytique est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.02: Evaluation du volume résiduel de la bête d'aspiration de BEKE.

Heures	Apports (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	5,56	5,00	0,56	----	2,80
01-02	5,56	5,00	0,56	----	3,36
02-03	5,56	5,00	0,56	----	3,92
03-04	5,56	5,00	0,56	----	4,48
04-05	5,56	5,00	0,56	----	5,04
05-06	5,56	5,00	0,56	----	5,60
06-07	5,56	5,00	0,56	----	6,16
07-08	5,56	5,00	0,56	----	6,72
08-09	5,56	5,00	0,56	----	7,28
09-10	5,56	5,00	0,56	----	7,84
10-11	5,56	5,00	0,56	----	8,40
11-12	5,56	5,00	0,56	----	8,96
12-13	5,56	5,00	0,56	----	9,52
13-14	5,56	5,00	0,56	----	10,08
14-15	----	5,00	----	5,00	5,08
15-16	----	5,00	----	5,00	0,08
16-17	----	----	----	----	0,08
17-18	----	----	----	----	0,08
18-19	----	----	----	----	0,08
19-20	----	----	----	----	0,08
20-21	5,56	5,00	0,56	----	0,56
21-22	5,56	5,00	0,56	----	1,12
22-23	5,56	5,00	0,56	----	1,68
23-00	5,56	5,00	0,56	----	2,24
Total	100	100	10	10	----

D'après ce tableau, on peut tirer la valeur de résidu maximal journalier qui est **10,08 %**.

Donc le volume de la bête est calculé par la formule en (m³) :

$$V_{\text{Bête}} = \frac{Q_{\text{max}} \times R_{\text{max}}}{100} \text{ (m}^3\text{)};$$

Avec

$Q_{\text{max},j}$: le débit maximum journalier refoulé par les deux stations, représente **49803,27 m³/j**.

R_{max} : le pourcentage de résidu maximal est de **10,08 %**, d'après le tableau.

Le volume de la bête sera :

$$V_{\text{Bête}} = \frac{1008 \times 49803,27}{100} = 502,07 \text{ m}^3$$

Et on a le volume de la bête existante est de **2×5000 m³**, donc on n'a pas besoin de projeter un autre bête au sol, car la bête existante est suffisante.

III-5-2. Dimensionnement des réservoirs terminaux

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à savoir Bordj El Bahri, Chabou et El Marsa. Dans ces

localités il existe des réservoirs, donc le but de notre calcul est de vérifier que la capacité de ces réservoirs est suffisante pour assurer la déserte en eau pour chaque localité.

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation en (m^3) :

$$V_t = V_r + V_{inc} .$$

Avec :

V_r : le volume résiduel du réservoir (m^3).

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie ($120 m^3$).

Les estimations des capacités des réservoirs terminaux des localités, à savoir Bordj El Bahri, Chabou et El Marsa par la méthode analytique sont représentées dans les tableaux ci-après.

III-5-2-1. Estimation du volume résiduel total du réservoir de Bordj El Bahri

Le départ représenté dans le tableau suivant qui est la consommation de la population pendant la journée et la nuit, est tiré à partir de l'annexe (I) en fonction de nombre de la population de la localité de Bordj El Bahri.

Les deux stations de pompage fonctionnent 20h/j, depuis 22:00 jusqu'à 18:00 du prochain jour et alimentent en même temps le réservoir de Bordj El Bahri.

Tableau III.03: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bordj El Bahri.

Heures	Arrivée au réservoir	Depart du réservoir	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
00-01	5	3	2	----	4,10
01-02	5	3,2	1,8	----	5,90
02-03	5	2,5	2,5	----	8,40
03-04	5	2,6	2,4	----	10,80
04-05	5	3,5	1,5	----	12,30
05-06	5	4,1	0,9	----	13,20
06-07	5	4,5	0,5	----	13,70
07-08	5	4,9	0,1	----	13,80
08-09	5	4,9	0,1	----	13,90
09-10	5	5,6	----	0,6	13,30
10-11	5	4,8	0,2	----	13,50
11-12	5	4,7	0,3	----	13,80
12-13	5	4,4	0,6	----	14,40
13-14	5	4,1	0,9	----	15,30
14-15	5	4,2	0,8	----	16,10
15-16	5	4,4	0,6	----	16,70
16-17	5	4,3	0,7	----	17,40
17-18	5	4,1	0,9	----	18,30
18-19	----	4,5	----	4,5	13,80
19-20	----	4,5	----	4,5	9,30
20-21	----	4,5	----	4,5	4,80
21-22	----	4,8	----	4,8	0,00
22-23	5	4,6	0,4	----	0,40
23-00	5	3,3	1,7	----	2,10
Total	100	100	18,9	18,9	----

D'après le tableau précédent, le résidu maximal pour le réservoir de Bordj El Bahri est de 18,30 %.

Donc, le volume résiduel en (m³) de ce réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_{\text{max}} \times R_{\text{max}}}{100};$$

Avec $R_{\text{max}}=18,30\%$

Et le débit maximum journalier pour cette localité est de 17603,04 m³/j.

Application numérique :

$$V_r = \frac{17603,04 \times 18,30}{100} = 3221,36 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 3221,36 + 120 = 3341,36 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **3500 m³**.

Mais le réservoir existant sur le site de Bordj El Bahri a un volume de 1500 m³. Donc, on doit implanter un réservoir a une capacité de **2000 m³**.

❖ Dimensions du réservoir

- Le diamètre de la cuve :

$$\text{On a que } S = \frac{V_t}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}};$$

On prend $h = 5\text{m}$, donc le diamètre de la cuve sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 2000}{\pi \times 5}} = 22,57 \text{ m}; \text{ On prend } \mathbf{D = 23 \text{ m}}.$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau dans la cuve :

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

$$\text{A.N: } h = \frac{4 \times 2000}{\pi \times 23^2} = 4,82 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{h = 4,82 \text{ m}}.$$

- La section de la cuve est calculée come suite :

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

$$\text{A.N: } S = \frac{2000}{4,82} = \mathbf{414,94 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H_t = h + R;$$

Avec R représente la hauteur du matelas d'air, cette hauteur variée de 0,25 à 1 m.

On prend $R = 0,68 \text{ m}$.

Donc $H_t = 4,82 + 0,68 = 5,5 \text{ m}$.

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie (120 m³) sur la surface de la cuve.

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

Application numérique :

$$H_{inc} = \frac{120}{41,94} \Rightarrow H_{inc} = 0,30 \text{ m.}$$

Les différentes dimensions du réservoir surélevé et les niveaux d'eau dans la cuve sont représentés dans la figure suivante :

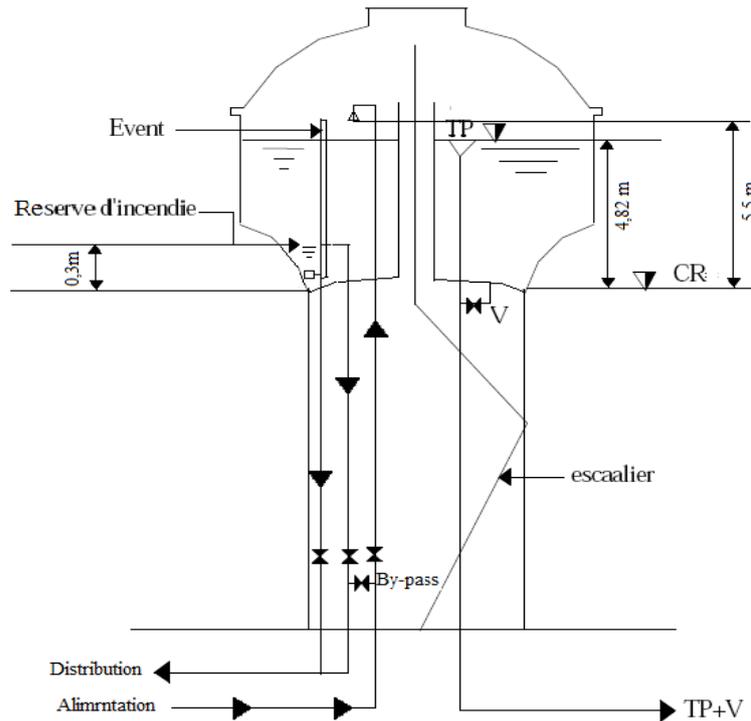


Figure III.17:Dimensions et niveaux d'eau du château d'eau projeté du site Bordj El Bahri.

III-5-2-2.Estimation du volume résiduel total du réservoir de Chabou

Le départ représenté dans le tableau suivant qui est la consommation de la population pendant la journée et la nuit, est tiré à partir de l'annexe (I) en fonction de nombre de la population de la localité de Chabou.

Les deux stations de pompage fonctionnent 20h/j, depuis 22:00 jusqu'à 18:00 du prochain jour, et alimentent le réservoir de Chabou.

La variation des résidus du réservoir de Chabou en fonction des heures de la consommation sont représentés dans le tableau suivant, en utilisant la méthode analytique pour la détermination du résidu maximal.

Tableau III.04: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chabou.

Heures	Arrivée au réservoir	Depart du réservoir	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
00-01	5	3	2	----	4,10
01-02	5	3,2	1,8	----	5,90
02-03	5	2,5	2,5	----	8,40
03-04	5	2,6	2,4	----	10,80
04-05	5	3,5	1,5	----	12,30
05-06	5	4,1	0,9	----	13,20
06-07	5	4,5	0,5	----	13,70
07-08	5	4,9	0,1	----	13,80
08-09	5	4,9	0,1	----	13,90
09-10	5	5,6	----	0,6	13,30
10-11	5	4,8	0,2	----	13,50
11-12	5	4,7	0,3	----	13,80
12-13	5	4,4	0,6	----	14,40
13-14	5	4,1	0,9	----	15,30
14-15	5	4,2	0,8	----	16,10
15-16	5	4,4	0,6	----	16,70
16-17	5	4,3	0,7	----	17,40
17-18	5	4,1	0,9	----	18,30
18-19	----	4,5	----	4,5	13,80
19-20	----	4,5	----	4,5	9,30
20-21	----	4,5	----	4,5	4,80
21-22	----	4,8	----	4,8	0,00
22-23	5	4,6	0,4	----	0,40
23-00	5	3,3	1,7	----	2,10
Total	100	100	18,9	18,9	----

D'après le tableau précédent, le résidu maximal pour le réservoir de Chabou est de 18,30 %.

Donc, le volume résiduel en (m³) de ce réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_{\text{max}} \times R_{\text{max}}}{100};$$

Avec $R_{\text{max}}=18,30\%$

Et le débit maximum journalier pour cette localité est de 12343,18 m³/j.

Application numérique :

$$V_r = \frac{12343,18 \times 18,30}{100} = 2258,80 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 2258,80 + 120 = 2378,80 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **2500 m³**.

Mais le réservoir existant sur le site de Chabou a un volume de $2 \times 2500 \text{ m}^3$. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité de réservoir existant est plus grande à celle calculée.

Il est suffisant d'utiliser un des deux réservoirs, et garder l'autre comme un réserve en cas d'avarie de réseau d'adduction.

III-5-2-3. Estimation du volume résiduel du réservoir d'El Marsa (Englade)

Le départ représenté dans le tableau suivant qui est la consommation de la population pendant la journée et la nuit, est tiré à partir de l'annexe (I) en fonction de nombre de la population de la localité d'El Marsa.

Les deux stations de pompage fonctionnent 20h/j, depuis 22:00 jusqu'à 18:00 du prochain jour, et alimentent le réservoir d'Englade.

Le réseau de distribution de la commune d'El Marsa est alimenté gravitairement par le réservoir d'Englade, ce réservoir est implanté dans le site d'Englade et constitué de deux cuves, chaque cuve a un volume de 1000 m^3 .

La variation des résidus du réservoir de site Englade en fonction des heures de la consommation, sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau III.05: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Englade.

Heures	Arrivée au réservoir	Depart du réservoir	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
00-01	5	1,5	3,5	----	10,00
01-02	5	1,5	3,5	----	13,50
02-03	5	1,5	3,5	----	17,00
03-04	5	1,5	3,5	----	20,50
04-05	5	2,5	2,5	----	23,00
05-06	5	3,5	1,5	----	24,50
06-07	5	4,5	0,5	----	25,00
07-08	5	5,5	----	0,5	24,50
08-09	5	6,25	----	1,25	23,25
09-10	5	6,25	----	1,25	22,00
10-11	5	6,25	----	1,25	20,75
11-12	5	6,25	----	1,25	19,50
12-13	5	5	0	0	19,50
13-14	5	5	0	0	19,50
14-15	5	5,5	----	0,5	19,00
15-16	5	6	----	1	18,00
16-17	5	6	----	1	17,00
17-18	5	5,5	----	0,5	16,50
18-19	----	5	----	5	11,50
19-20	----	4,5	----	4,5	7,00
20-21	----	4	----	4	3,00
21-22	----	3	----	3	0,00
22-23	5	2	3	----	3,00
23-00	5	1,5	3,5	----	6,50
Total	100	100	25	25	----

D'après le tableau précédent, le résidu maximal pour le réservoir de site Englade est de 25,00 %.

Donc, le volume résiduel en (m³) de ce réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_{\text{max}} \times R_{\text{max}}}{100};$$

Avec $R_{\text{max}}=25,00\%$

Et le débit maximum journalier pour cette localité est 4172,81m³/j.

Application numérique :

$$V_r = \frac{4172,81 \times 2500}{100} = 1043,20 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 1043,20 + 120 = 1163,20 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **1500 m³**.

Mais le réservoir existant sur le site d'Englade a un volume de 2×2500 m³. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité de réservoir existant est plus grande à celle calculée.

Pour cela on prend le volume de ce réservoir égale **2×2500 m³**.

Tableau III.06: Comparaison des volumes existants et calculés nécessaire.

Localités	V.existant (m ³)	V.nécessaire (m ³)
Bordj El Kiffan Est	2×5000	5020,17
Bordj El Bahri	1500	3500
Chabou	2×2500	2500
El Marsa	2×2500	1500
Total	21500	12520,17

Remarque

Pour les localités ont un volume existant supérieur ou égale au volume nécessaire, donc aucun réservoir ne sera projeté (notre travail a consisté en une simple vérification).

CONCLUSION

L'étude précédente que nous avons déjà faite, nous permet à savoir qu'il y ait un réservoir à implanter ou non. D'après notre calcul on conclure qu'il y a un réservoir à implanter au niveau de la commune de Bordj El Bahri de volume 2000 m³. Et pour les autres localités on a trouvé des volumes inférieurs à ceux existants, donc aucun réservoir ne sera implanté au niveau de ces localités à savoir les localités de Chabou et El Marsa.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DE L'ADDUCTION

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 de site de production Bordj El Kiffan Est vers les localités de consommation de Bordj El Bahri, Chabou et El Marsa, 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.

IV-1. TYPES D'ADDUCTION

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

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

IV-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.

IV-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.

IV-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.

IV-2. TYPES D'ÉCOULEMENT DANS LES CONDUITES D'ADDUCTION

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

IV-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.

IV-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.

IV-3. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX

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

IV-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.

IV-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.

IV-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.

IV-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.

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

Des tuyaux en fonte grise sont utilisés depuis plus de 500 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.

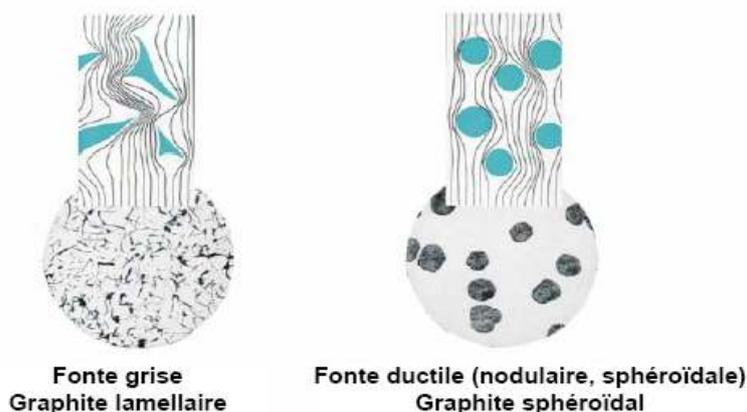


Figure VI.01 : La composition de fonte ductile et grise.

- 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.

IV-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 : $PEA = PMA + 5$ bars en général.

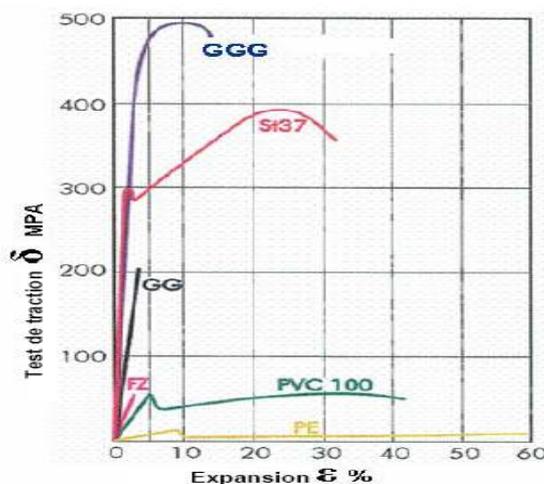
IV-3-4-3. Résistance mécanique

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:

- La ductilité du matériau:** la fonte peut s'étendre sur sa zone élastique et dispose d'une grande capacité d'absorption d'énergie.
- La flexibilité des joints** en élastomère permet à la conduite de suivre les petits mouvements de terrain sans concentrer les contraintes sur les tuyaux.
- 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.

Matériaux comparés pour le test de traction au laboratoire

- GGG: Fonte ductile
- GG: Fonte grise
- St37: Acier 37
- FZ: Tuyaux en ciment (Eternit)
- PVC: PVC
- PE: Polyéthylène



Source (Séminaire pratique 'Tuyaux en fonte ductile')

Figure IV.02 : Les courbes de traction pour différents matériaux.

IV-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.

IV-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.

IV-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.

IV-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.

IV-4. ETUDE DE L'ADDUCTION

IV-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, ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage. D'après le levé topographique un seul tracé peut être retenu, et on peut mettre la station de pompage au voisinage de la station existante de site BEKE.

IV-4-1-1. Proposition des variantes

Avant de commencer de la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé en parallèle de la conduite existante, sauf que dans certaine intersection en essayant de choisir un autre chemin si c'est possible. Les deux variantes sont choisies selon un tracé choisi (schéma directeur de l'adduction), D'après le levé topographique un seul tracé peut être retenu, cependant nous proposons deux variantes avec une seule station de pompage projetée au site de production de Bordj El Bahri Est.

Les chemins de tracé des deux variantes sont comme les suivants :

- **Variante N°01**

Dans cette variante, il est proposé de s'affranchir des travaux du tramway (sauf dans le cas des traversées des voies projetées). Le tracé est le suivant :

- en sortie du site de BEKE, jusqu'à la route communale (445 ml) : pose sous la piste ;
- de la piste jusqu'à la RN24 : pose sous la voirie communale (600 ml) ;
- la RN24 jusqu'au départ de la « montée » vers le site de stockage de Bordj El Bahri (5 085 ml + 345 ml), (point de ramification 'A' : pose sous la RN24 (sous les 2 voies Sud);
- « montée » vers le site de stockage de Bordj El Bahri (905 ml) : pose sous la voirie communale et la piste ;
- De point de ramification 'A' jusqu' le deuxième point de ramification 'B' (630ml) ;
- De point de ramification 'B' montée vers le site de stockage Chabou (455ml) ;
- De point de ramification 'B' montée vers le site de stockage Englade (1865ml) ;

Cette variante présente trois points durs principaux :

- traversée de l'Oued El Hamiz ;
- traversée des voies du tramway une fois au départ de la RN24, et deux fois au niveau de l'Oued El Hamiz (avant et après le pont) ;
- passage à proximité d'une trémie.

Concernant le traverses de l'oued d'El Hamiz, se fait comme suite :

Dans ce scénario la conduite de refoulement projetée quittera la RN24 (voies Sud) pour traverser la plateforme du tramway (avant le pont), et en suite franchira le lit de l'oued d'El Hamiz, et traversera une seconde fois la plateforme du tramway (en aval du pont) pour rejoindre la RN24 (voies Sud).



Figure IV.03 : Traversée de l'oued d'El Hamiz (variante N°01).

▪ Variante N°02

Dans cette variante, il est proposé de profiter des travaux du tramway et notamment de l'emprise que propose de réserver la Société du Tramway d'Alger pour les réseaux divers (AEP, Assainissement, Télécom, etc.).

Le tracé est le suivant :

- en sortie du site de BEKE, jusqu'à la route communale (445 ml) : pose sous la piste ;
- de la piste jusqu'à la RN24 : pose sous la voirie communale (600 ml) ;
- la RN24 jusqu'au départ de la « montée » vers le site de stockage de Bordj El Bahri (5085 ml + 345 ml) : pose dans l'emprise réservée par la Société du Tramway d'Alger ;
- montée vers le site de stockage de Bordj El Bahri (905 ml) : pose sous la voirie communale et la piste ;
- De point de ramification 'A' jusqu' le deuxième point de ramification 'B' (630ml) ;
- De point de ramification 'B' montée vers le site de stockage Chabou (455ml) ;
- De point de ramification 'B' montée vers le site de stockage Englade (1865ml) ;

Cette variante présente deux points durs principaux :

- ✓ traversée de l'Oued El Hamiz ;
- ✓ traversée des voies du tramway : 1 fois en fin de parcours avant de prendre la piste qui monte au site de stockage.

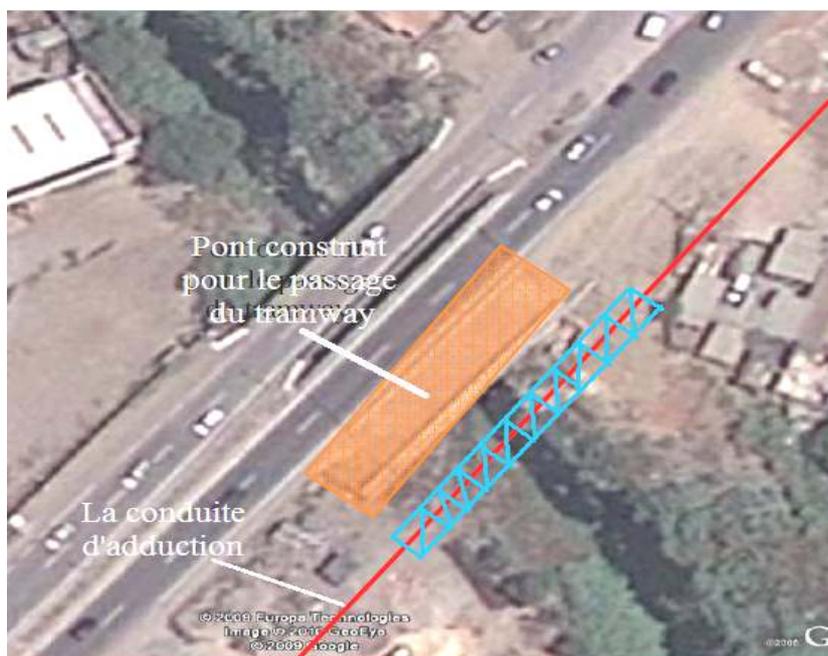


Figure IV.04 : Traversée d'oued d'El Hamiz (variante N°02).

Dans les deux cas des figures, la conduite sera équipée :

- d'une vanne de type papillon en amont et en aval de la traversée ;
- d'une ventouse en amont et en aval ;
- d'une vidange ; la vidange se fera dans un regard étanche à construire à proximité.

La traversée se fait soit au font de l'oued, ou soit à travers d'une passerelle à construire.

Concernant les travaux la traversée au font de l'oued sera réalisée comme suit :

- installation de palplanches sur toute la section du cours d'eau ;
- mise en place d'un pompage pour le pompage du débit amont en aval des palplanches ;
- terrassement, pose de la conduite, remblaiement.
- un pompage d'épuisement sera également nécessaire à l'intérieur des palplanches.
- la conduite sera fixée sur la berge par un massif de butée de part et d'autre.

Sur la traversée, les conduites seront verrouillées et devront être protégées.

La conduite sera lestée par des cavaliers en béton, et posée à 1 mètre au minimum (sur la génératrice supérieure) sous le lit du cours d'eau.

Les travaux devront être réalisés en période d'étiage. Les terrassements devront pouvoir être effectués depuis la berge.

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

La première variante présente plusieurs contraintes à savoir :

- Les travaux d'implantation de la conduite d'adduction se fait au milieu de la RN24.
- La traversée des travaux de tramway au niveau de l'oued d'El Hamiz, oblige la construction des plateformes en amont et en aval de l'oued.

Et pour la deuxième variante :

Dans cette variante, il est proposé de profiter des travaux du tramway et notamment de l'emprise que propose de réserver la Société du Tramway d'Alger pour les réseaux divers (AEP, Assainissement, Télécom, etc.).

Conclusion

De point de vu technico-économique la deuxième variante est la plus avantageuse, donc c'est la variante choisie.

Le schéma de tracé est illustré dans la figure ci-après. Avec que les chemins directeurs entre le point de la montée vers le site de stockage de Bordj El Bahri et les réservoirs de Chabou et Englade, restent les mêmes, sauf que on fera des vérifications de la détermination des diamètres économiques et comparera les résultats trouvés avec les données existantes.

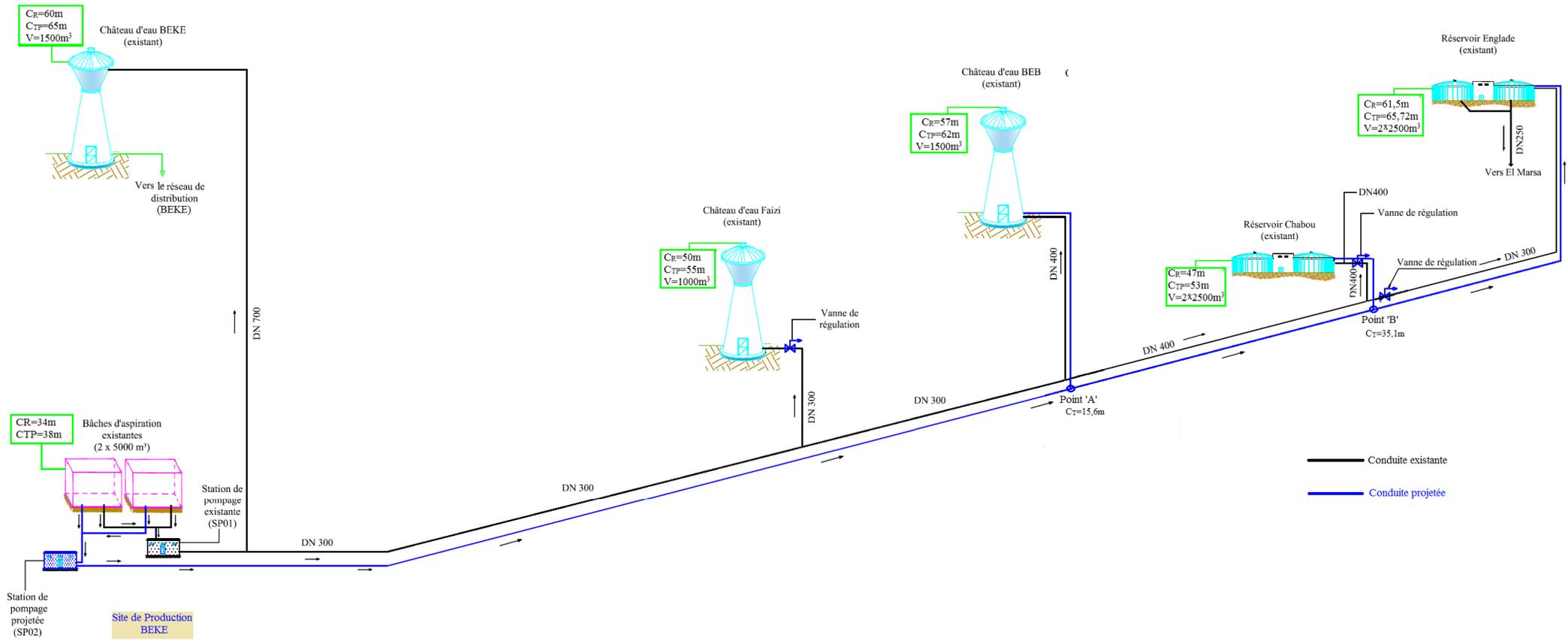


Figure IV.05 : Schéma simplifié du réseau d'adduction de Bordj El Kiffan.

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

IV-4-2-1. Méthode de calcul

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné. Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (P_c) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge (J) sera faible, on économise donc sur le prix du groupe (P_g) et le prix (P_e) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un petit diamètre, P_c est plus faible mais (P_g) et (P_e) seront plus élevés. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du m^3 d'eau élevé, tenu compte de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D . [06] [07]

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont déterminés par une des relations suivantes :

1. Formule de BRESS

$$D_{\text{éc o}} = 1,5 \times \sqrt{Q} ;$$

2. Formule de BONNIN

$$D_{\text{éc o}} = \sqrt{Q} ;$$

3. Formule de MUNIER

$$\sqrt{Q} D_{\text{éc}} = (1 + 0.02n)$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q : débit en m^3/s .

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

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

$$D_{\text{éco}} = 1.547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ (pompage continue) ;}$$

Avec : Q : représente le débit refoulé en m^3/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 formule suivante :

5. La nouvelle approche pour la détermination de diamètre économique

Le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement, mais on diminue les pertes de charge, et par conséquent les dépenses en énergie diminuent. D'autre part, plus le diamètre de la conduite est petit, plus les pertes de charge seront grandes et plus la puissance nécessaire au refoulement sera importante. Ce dernier point nous laisse penser qu'il existe un diamètre de refoulement optimum ou un diamètre économique. Nous voulons, dans cette étude, l'élaboration des tableaux nécessaires qui nous donnent le diamètre économique en fonction de tous les paramètres qui interviennent dans la définition de l'écoulement.[04]

Aussi, pour pouvoir atteindre ce but, nous pouvons émettre les hypothèses suivantes quel que soit le matériau de la conduite (fonte, acier, amiante ciment, PVC, PEHD, etc.).

- a) Le coût de la station de pompage est proportionnel à la puissance installée.
- b) La vitesse d'écoulement économique.
- c) La combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation la plus faible.

IV-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 :

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

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** :

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

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

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi

v : viscosité cinématique de l'eau.

D : diamètre de la conduite en m.

Tableau IV.01: 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 :

$$\lambda = \left(11,4 - 0,86 \times L \frac{K_s}{D} \right)^{-2} ;$$

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

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

K₀: 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 α= 0,04 mm/an

T: temps de service, T=29 ans.

Alors, K_s = 0,8 + 0,04 × 29 = 2,0mm.

➤ **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.

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

➤ **Pertes de charge totales (ΔH_t)**

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

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

IV-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.

IV-4-2-1-C. Frais d'exploitation

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

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

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

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

Sachant que le prix d'énergie (d'après la SONALGASE) est de :

- 06H au 17H : e = 1,34DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 11 heures.
- 17H au 21H : e = 6,06 DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 01 heures.
- 21H au 06H : e = 0,74 DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 08 heures.

Donc, le prix unitaire d'un kwh sera égal :

$$e = \frac{1,34 \times 11 + 6,06 \times 1 + 0,74 \times 8}{20} = 1,34 \Rightarrow e = 1,34 \text{ D/kwh}$$

1. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 ;$$

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:

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

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).

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

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

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

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

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

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

Avec :

i : le taux d'anuité annuel, i = 8 %.

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left(\frac{0,08}{(0,08+1)^{30}-1} + 0,08 \right) \times 100 = 8,9\%$$

▪ **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 (m^3/s).

S : La section de la conduite en (m^2).

La section est déterminée par la formule suivante en (m^2):

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

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.

IV-4-2-2. Refoulement : S.P de BEKE – Point de ramification 'A'

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{e \times p} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{t \times 3600} ;$$

Avec :

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

$Q_{\text{max.j}}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m^3/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), $t = 20\text{h}$.

$$\text{A.N: } Q_{e \times p} = \frac{163621}{20 \times 3600} = 22,726 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Donc, le diamètre économique de la conduite de refoulement moyennant la relation de BOONNIN sera égale :

A.N :

$$D_{éc o} = \sqrt[3]{227,26 \times 10^{-3}} = 0,477 \Rightarrow D_{éc o} = 477 \text{ m.m}$$

Le diamètre est : $D_{éco} = 477 \text{ mm}$.

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

Tableau IV.02: Calcul de la HMT du tronçon S.P BEKE – Point ‘A’.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{in}(m)$	$\Delta H_T(m)$	HMT(m)
150	6475	227,26	12,86	1872857	0,042	15449,81	16994,79	16994,79
200	6475	227,26	7,23	1404643	0,038	3319,26	3651,18	3651,18
250	6475	227,26	4,63	1123714	0,036	1010,21	1111,23	1111,23
300	6475	227,26	3,22	936429	0,034	382,95	421,25	421,25
350	6475	227,26	2,36	802653	0,032	168,86	185,75	185,75
400	6475	227,26	1,81	702321	0,031	83,15	91,47	91,47
450	6475	227,26	1,43	624286	0,030	44,55	49,00	49,00
500	6475	227,26	1,16	561857	0,029	25,50	28,05	28,05

Tableau IV.03: Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P BEKE – Point ‘A’.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
150	2592,59	6475	1494044,80
200	3137,08	6475	1807820,78
250	3749,3	6475	2160627,86
300	4455,52	6475	2567604,79
350	5249,74	6475	3025293,92
400	6125,96	6475	3530237,60
450	7113,18	6475	4099147,80
500	8687,22	6475	5006227,71

Tableau IV.04: Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P BEKE – Point ‘A’.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	16994,79	46205,52	337300291,88	451982391,12
200	3651,18	9926,85	72466012,88	97104457,25
250	1111,23	3021,21	22054823,47	29553463,45
300	421,25	1145,29	8360600,97	11203205,30
350	185,75	505,01	3686591,62	4940032,76
400	91,47	248,69	1815417,35	2432659,26
450	49,00	133,22	972533,89	1303195,41
500	28,05	76,26	556734,03	746023,60

Tableau IV.05: Bilan du tronçon S.P BEKE – Point ‘A’.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	1494044,80	451982391,12	453476435,92
200	1807820,78	97104457,25	98912278,03
250	2160627,86	29553463,45	31714091,31
300	2567604,79	11203205,30	13770810,08
350	3025293,92	4940032,76	7965326,68
400	3530237,60	2432659,26	5962896,85
450	4099147,80	1303195,41	5402343,21
500	5006227,71	746023,60	5752251,30

Les résultats de ce dernier tableau sont représentés dans la figure suivante :

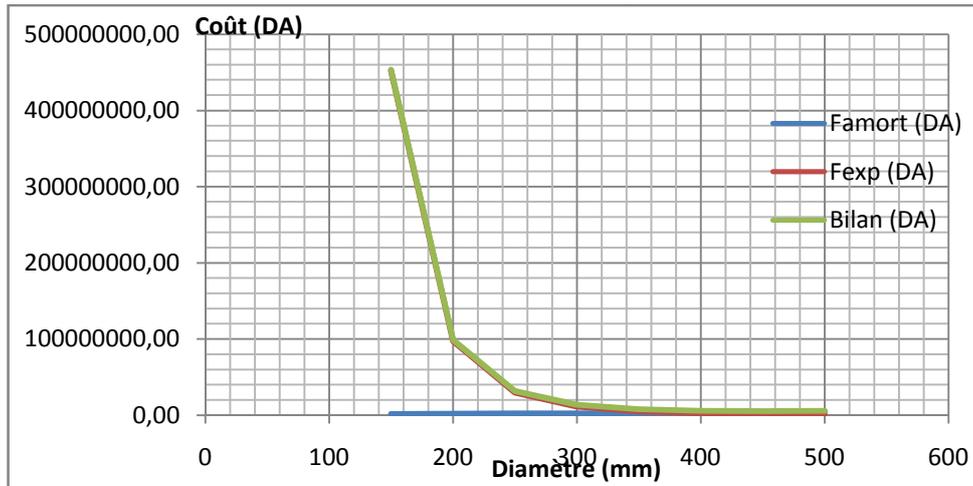


Figure IV.06: Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (S.P de BEKE – Point ‘A’).

Conclusion

Selon la combinaison des frais d’amortissement et d’exploitation, le diamètre économique est de **450mm**, avec une vitesse de 1,43m/s et sur une longueur de 6475 m.

IV-4-2-3. Dimensionnement de tronçon : Point ‘A’- Château d’eau projeté BEB.

Le débit d’exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{e \times p} = \frac{Q_{max,j}}{t \times 3600}$$

Q_{max,j} : le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 20h.

A.N: $Q_{e \times p} = \frac{809,82}{2 \times 3600} = 112,48 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$;

Donc, le diamètre économique de la conduite de refoulement moyennant la relation de BOONNIN sera égale :

A.N: $D_{éc o} = \sqrt{112,48 \times 10^{-3}} = 0,335 \Rightarrow D_{éc o} = 335 \text{ m.m}$

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

Tableau IV.06: Calcul de la HMT du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{in}(m)$	$\Delta H_T(m)$	$H_g(m)$	HMT(m)
150	905	112,48	6,37	926951	0,042	528,98	581,87	28,00	609,87
200	905	112,48	3,58	695214	0,038	113,65	125,01	28,00	153,01
250	905	112,48	2,29	556171	0,036	34,59	38,05	28,00	66,05
300	905	112,48	1,59	463476	0,034	13,11	14,42	28,00	42,42
350	905	112,48	1,17	397265	0,032	5,78	6,36	28,00	34,36
400	905	112,48	0,90	347607	0,031	2,85	3,13	28,00	31,13
450	905	112,48	0,71	308984	0,030	1,53	1,68	28,00	29,68
500	905	112,48	0,57	278085	0,029	0,87	0,96	28,00	28,96

Tableau IV.07: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
150	2592,59	905	208820,16
200	3137,08	905	252676,11
250	3749,3	905	301987,37
300	4455,52	905	358869,86
350	5249,74	905	422840,31
400	6125,96	905	493415,45
450	7113,18	905	572931,08
500	8687,22	905	699712,13

Tableau IV.08: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	609,87	820,67	5990921,09	8027834,25
200	153,01	205,90	1503054,68	2014093,28
250	66,05	88,88	648789,58	869378,03
300	42,42	57,09	416728,07	558415,62
350	34,36	46,24	337522,58	452280,26
400	31,13	41,89	305813,77	409790,45
450	29,68	39,94	291530,32	390650,62
500	28,96	38,97	284484,20	381208,82

Tableau IV.09: Bilan du tronçon Point 'A' – C-E projeté BEB.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	208820,16	8027834,25	8236654,42
200	252676,11	2014093,28	2266769,38
250	301987,37	869378,03	1171365,40
300	358869,86	558415,62	917285,48
350	422840,31	452280,26	875120,57
400	493415,45	409790,45	903205,90
450	572931,08	390650,62	963581,71
500	699712,13	381208,82	1080920,96

Les résultats de ce dernier tableau sont représentés dans la figure suivante :

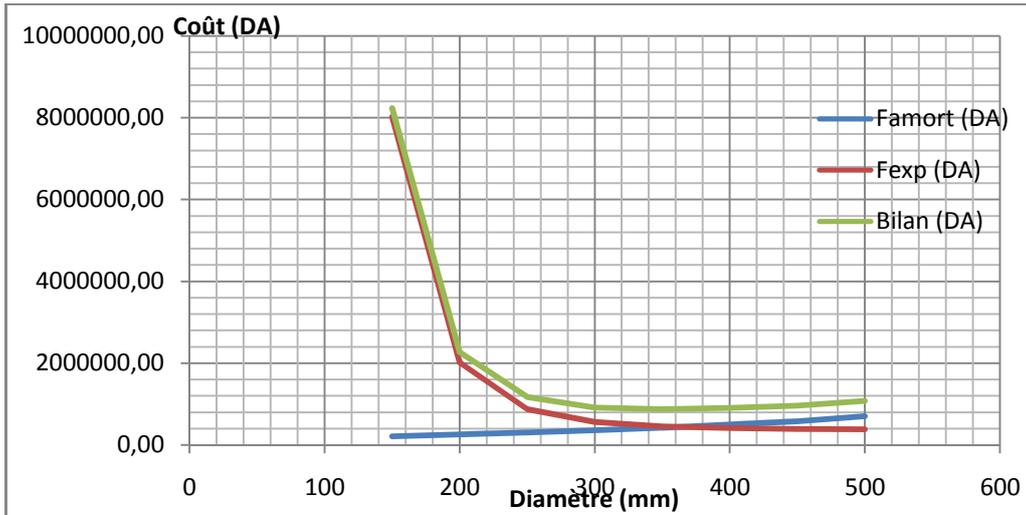


Figure IV.07: Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (Point ‘A’ –CE projeté BEB).

Conclusion

Selon la combinaison des frais d’amortissement et d’exploitation, le diamètre économique est de **350mm**, avec une vitesse de 1,17m/s et sur une longueur de 905 m.

IV-4-2-4. Dimensionnement de tronçon : Point ‘A’ – Point ‘B’.

Le débit d’exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$Q_{max,j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 20h.

$$A.N: \quad Q_{e \times p} = \frac{8 \ 1 \ 7,89}{2 \ 0 \times 3 \ 6 \ 0 \ 0} = 1 \ 1 \ 3,52 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \ ;$$

Donc, le diamètre économique de la conduite de refoulement moyennant la relation de BOONNIN sera égale :

A.N :

$$D_{éc \ o} = \sqrt[3]{113,52 \times 10^{-3}} = 0,337 \Rightarrow D_{éc \ o} = 337 \text{ m.m}$$

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

Tableau IV.10: Calcul de la HMT du tronçon Point ‘A’ – Point ‘B’.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH _{in} (m)	ΔH _T (m)	HMT(m)
150	630	113,52	6,42	935522	0,042	375,08	412,59	412,59
200	630	113,52	3,61	701642	0,038	80,58	88,64	88,64
250	630	113,52	2,31	561313	0,036	24,53	26,98	26,98
300	630	113,52	1,61	467761	0,034	9,30	10,23	10,23
350	630	113,52	1,18	400938	0,032	4,10	4,51	4,51
400	630	113,52	0,90	350821	0,031	2,02	2,22	2,22
450	630	113,52	0,71	311841	0,030	1,08	1,19	1,19
500	630	113,52	0,58	280657	0,029	0,62	0,68	0,68

Tableau IV.11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'A' – Point 'B'.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
150	2592,59	630	145366,52
200	3137,08	630	175896,08
250	3749,3	630	210223,25
300	4455,52	630	249821,01
350	5249,74	630	294352,92
400	6125,96	630	343482,58
450	7113,18	630	398836,00
500	8687,22	630	487092,43

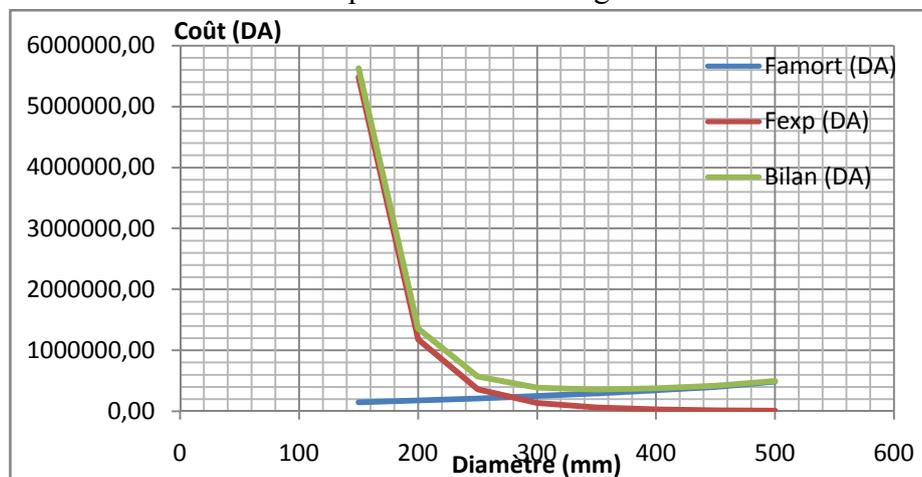
Tableau IV.12: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'A' – Point 'B'.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	412,59	560,33	4090398,63	5481134,16
200	88,64	120,38	878786,31	1177573,66
250	26,98	36,64	267456,10	358391,17
300	10,23	13,89	101387,97	135859,88
350	4,51	6,12	44706,84	59907,16
400	2,22	3,02	22015,34	29500,56
450	1,19	1,62	11793,80	15803,69
500	0,68	0,92	6751,44	9046,94

Tableau IV.13: Bilan du tronçon Point 'A' – Point 'B'.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	145366,52	5481134,16	5626500,68
200	175896,08	1177573,66	1353469,73
250	210223,25	358391,17	568614,42
300	249821,01	135859,88	385680,88
350	294352,92	59907,16	354260,08
400	343482,58	29500,56	372983,13
450	398836,00	15803,69	414639,69
500	487092,43	9046,94	496139,36

Les résultats de ce dernier tableau sont représentés dans la figure suivante :

**Figure IV.08:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Point 'A' – Point 'B').

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **350mm**, avec une vitesse de 1,18m/s et sur une longueur de 630 m.

IV-4-2-5. Dimensionnement de tronçon : Point 'B' – Réservoirs Chabou.

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{e \times p} = \frac{Q_{\max.j}}{t \times 3600};$$

Avec :

Q_{exp} : le débit d'exploitation en (m³/s).

$Q_{\max.j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m³/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), t = 20h.

$$A.N: \quad Q_{e \times p} = \frac{616,98}{2 \times 3600} = 8556 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Donc, le diamètre économique de la conduite de refoulement moyennant la relation de BOONNIN sera égale :

A.N :

$$D_{éc o} = \sqrt[3]{85,56 \times 10^{-3}} = 0,293 \Rightarrow D_{éc o} = 293 \text{ m.m}$$

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

Tableau IV.14: Calcul de la HMT du tronçon Point 'B' - Réservoirs Chabou.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{in}(m)$	$\Delta H_T(m)$	$H_g(m)$	HMT(m)
150	455	85,56	4,84	705103	0,042	153,88	169,27	25,00	194,27
200	455	85,56	2,72	528827	0,038	33,06	36,37	25,00	61,37
250	455	85,56	1,74	423062	0,036	10,06	11,07	25,00	36,07
300	455	85,56	1,21	352551	0,034	3,81	4,20	25,00	29,20
350	455	85,56	0,89	302187	0,032	1,68	1,85	25,00	26,85
400	455	85,56	0,68	264414	0,031	0,83	0,91	25,00	25,91
450	455	85,56	0,54	235034	0,030	0,44	0,49	25,00	25,49
500	455	85,56	0,44	211531	0,029	0,25	0,28	25,00	25,28

Tableau IV.15: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'B' - Réservoirs Chabou.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
150	2592,59	455	104986,93
200	3137,08	455	127036,05
250	3749,3	455	151827,90
300	4455,52	455	180426,28
350	5249,74	455	212588,22
400	6125,96	455	248070,75
450	7113,18	455	288048,22
500	8687,22	455	351788,97

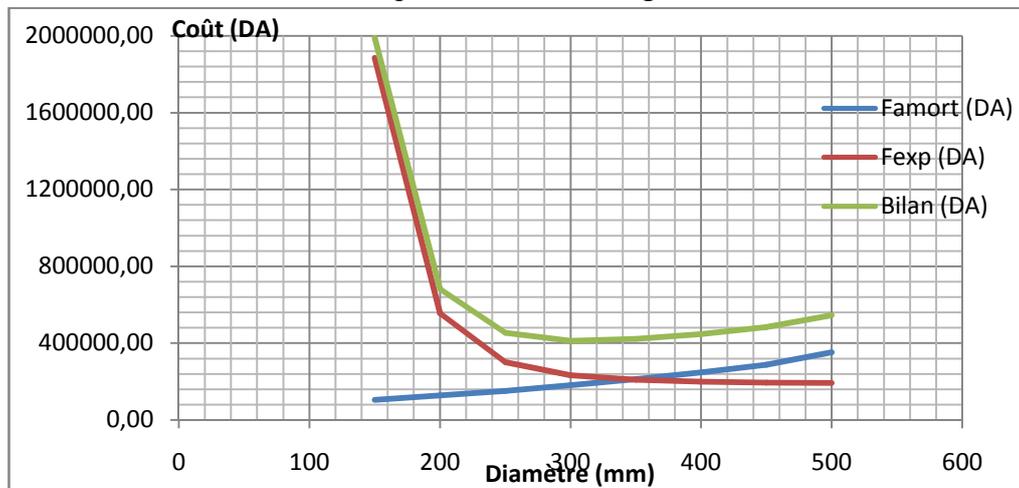
Tableau IV.16: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'B' - Réservoirs Chabou.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	194,27	198,85	1451633,69	1945189,14
200	61,37	62,81	458542,47	614446,90
250	36,07	36,92	269507,61	361140,20
300	29,20	29,88	218156,21	292329,32
350	26,85	27,48	200629,33	268843,30
400	25,91	26,52	193612,69	259441,00
450	25,49	26,09	190452,00	255205,67
500	25,28	25,88	188892,80	253116,36

Tableau IV.17: Bilan du tronçon Point 'B' - Réservoirs Chabou.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	104986,93	1885112,61	1990099,54
200	127036,05	554370,37	681406,43
250	151827,90	301063,67	452891,57
300	180426,28	232252,79	412679,07
350	212588,22	208766,77	421354,99
400	248070,75	199364,47	447435,22
450	288048,22	195129,14	483177,37
500	351788,97	193039,83	544828,80

Les résultats de ce dernier tableau sont représentés dans la figure suivante :

**Figure IV.09:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Point 'B' – R-Chabou).

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **300mm**, avec une vitesse de 1,21m/s et sur une longueur de 455 m.

IV-4-2-6. Dimensionnement de tronçon : Point 'B' – Réservoirs Englade.

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$Q_{\max,j}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m^3/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), $t = 20h$.

$$\text{A.N: } Q_{e \times p} = \frac{204,81}{203600} = 2795 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Donc, le diamètre économique de la conduite de refoulement moyennant la relation de BOONNIN sera égale :

A.N :

$$D_{éc o} = \sqrt[3]{27,95 \times 10^{-3}} = 0,167 \Rightarrow D_{éc o} = 167 \text{ m.m}$$

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

Tableau IV.18: Calcul de la HMT du tronçon Point 'B' - Réservoirs Englade.

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_{lin}(m)$	$\Delta H_T(m)$	$H_g(m)$	HMT(m)
150	1865	27,95	1,58	230337	0,042	67,31	74,04	31,72	105,76
200	1865	27,95	0,89	172753	0,038	14,46	15,91	31,72	47,63
250	1865	27,95	0,57	138202	0,036	4,40	4,84	31,72	36,56
300	1865	27,95	0,40	115168	0,034	1,67	1,84	31,72	33,56
350	1865	27,95	0,29	98716	0,032	0,74	0,81	31,72	32,53
400	1865	27,95	0,22	86376	0,031	0,36	0,40	31,72	32,12
450	1865	27,95	0,18	76779	0,030	0,19	0,21	31,72	31,93
500	1865	27,95	0,14	69101	0,029	0,11	0,12	31,72	31,84

Tableau IV.19: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Point 'B' - Réservoirs Englade.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
150	2592,59	1865	430331,05
200	3137,08	1865	520708,22
250	3749,3	1865	622327,56
300	4455,52	1865	739549,49
350	5249,74	1865	871378,09
400	6125,96	1865	1016817,47
450	7113,18	1865	1180681,18
500	8687,22	1865	1441948,21

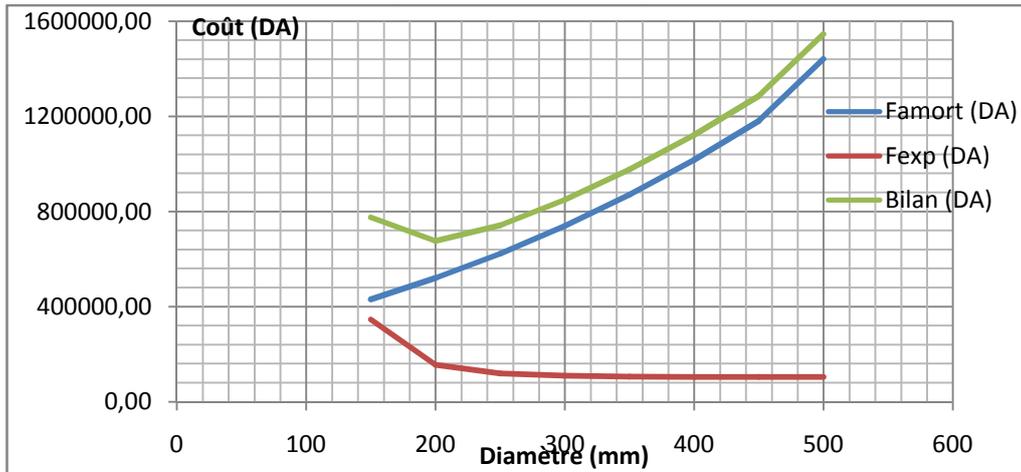
Tableau IV.20: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point 'B' - Réservoirs Englade.

Diamètre (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kw)	E (kwh)	F _{exp} (DA)
150	105,76	35,36	258157,92	345931,61
200	47,63	15,93	116255,53	155782,42
250	36,56	12,23	89244,42	119587,53
300	33,56	11,22	81906,84	109755,17
350	32,53	10,88	79402,44	106399,26
400	32,12	10,74	78399,83	105055,77
450	31,93	10,68	77948,20	104450,59
500	31,84	10,65	77725,41	104152,05

Tableau IV.21: Bilan du tronçon Point 'B' - Réservoirs Englade.

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
150	430331,05	345931,61	776262,66
200	520708,22	155782,42	676490,64
250	622327,56	119587,53	741915,09
300	739549,49	109755,17	849304,66
350	871378,09	106399,26	977777,36
400	1016817,47	105055,77	1121873,24
450	1180681,18	104450,59	1285131,77
500	1441948,21	104152,05	1546100,26

Les résultats de ce dernier tableau sont représentés dans la figure suivante :

**Figure IV.10:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Point 'B' – R-Englade).

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **200mm**, avec une vitesse de 0.89m/s et sur une longueur de 1865 m.

IV-4-3. Détermination de la hauteur manométrique totale de la station de pompage

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

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

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.

Remarque : pour le calcul de la HMT de la station de pompage projetée, on doit la calculer jusqu'aux différents ouvrages de stockage, à savoir le château d'eau de BEB, réservoirs Chabou et réservoirs Englade. Et en travaillant avec la côte piézométrique la plus grande au niveau de ce point A pour le calcul de la HMT. A fin de corriger cette dernière vers les autres sites de stockage, en créant des pertes de charge dans les autres tronçons par des robinets vannes de régulation.

IV-4-3-1. La hauteur géométrique

$$H_g = C_{TP} - C_{Asp} ;$$

Avec :

C_{TP} : cote de trop plein du réservoir rempli par la station de pompage.

C_{Asp} : cote du plan d'eau d'aspiration de site BEKE. $C_{Asp} = 34$ m NGA.

IV-4-3-2. Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

On a : $\Delta H_{sing} = (0,5 \text{ à } 0,10) \times \Delta H_{lin}$;

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

Les calculs des pertes des charges totales et des hauteurs manométriques totales de la station de pompage sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.22: Calculs des hauteurs manométriques totales pour différents réservoirs.

Tronçon	H_{gi} (m)	ΔH_i (mce) des tronçons considérés					ΔH_{Ti} (mce)	HMT _i (mce)
		S,P-A	A-CE.p BEB	A-B	B-R.Chabou	B-R.Englade		
S.P-CE.p BEB	28	49,00	6,36	----	----	----	55,36	83,36
S.P - R.Chabou	19	49,00	----	4,51	4,20	----	57,71	76,71
S.P - R.Englade	31,72	49,00	----	4,51	----	15,91	69,42	101,44

Donc, la hauteur manométrique totale la plus grande de la station de pompage sera :

$$\text{HMT} = 101,44 \text{ mce.}$$

Et pour équilibrer la HMT des autres tronçons, on doit créer des pertes de charge en utilisant des robinets vannes de régulation au niveau des tronçons ayant des HMT inférieure à celle calculée pour la station de pompage, pour ne pas avoir une mauvaise distribution de l'eau entre les réservoirs.

La perte de charge qui doit être créée par les vannes de régulation représente la différence entre la HMT calculée ci-dessus et la HMT calculée pour le réservoir considéré, autrement-dit la différence de la pression entre l'amont et l'aval des stabilisateurs de pression sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.23: Calculs des ΔH des vannes de régulation et leurs emplacements.

tronçon	HMT _i (mce)	HMT (mce)	Robinet vanne de régulation		
			$\Delta H_{T \text{ Amont-Aval}}$ (m)	Emplacement	Nom
S.P-CE projeté BEB	83,36	101,44	18,08	A-CE projeté BEB	V1
S.P - R.Chabou	76,71	101,44	24,73	B- R.Chabou	V2
S.P - R.Englade	101,44	101,44	-----	-----	----

La nouvelle représentation du réseau d'adduction de Bordj El Kiffan est représentée dans la figure ci-après.

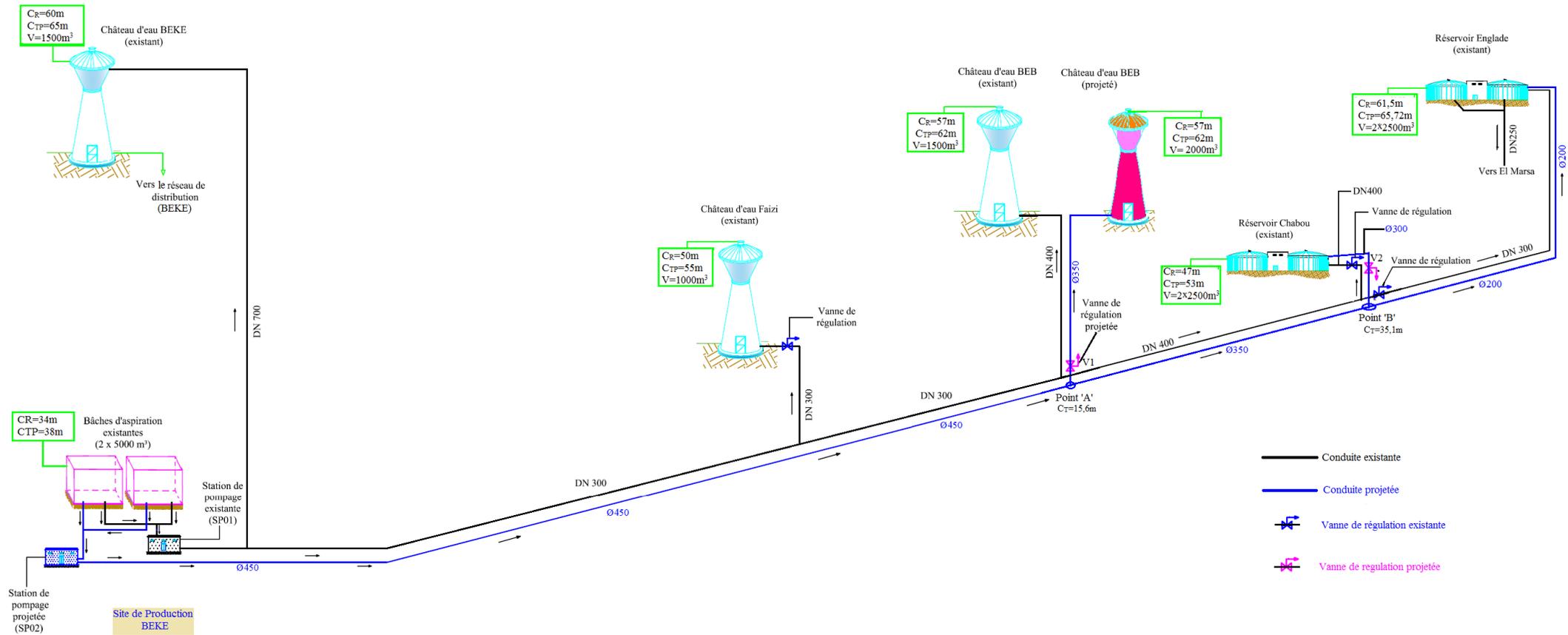


Figure IV.11: Schéma représentatif du nouveau réseau d'adduction de Bordj El Kiffan.

IV-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.

IV-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.

IV-5-2. Les vannes

IV-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)

IV-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.

IV-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.

IV-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 matte, allant dans l'intervalle de la corde goudronnée et du plomb cordé, une bague armée et

bétonnée entoure l'ensemble qui est coulé sur le chantier de pose. Tout cet ensemble peut aussi être remplacé par joint GIBLAULT spécial.

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

IV-5-5. Stabilisateur de pression aval (réducteur)

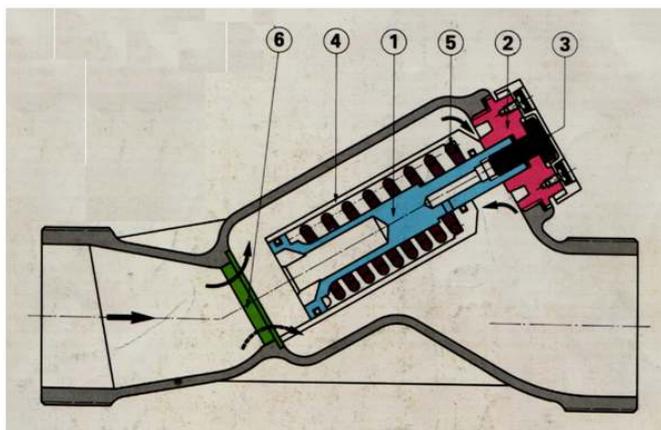
Le réducteur de pression réduit la pression à l'aval de l'appareil, quelque soit les variations du débit et la pression amonts. Il est cependant conseillé, afin d'obtenir des conditions de service raisonnables et éviter une détérioration prématurée des appareils (Cavitation) ou des phénomènes de bruits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

Donc pour notre conduite d'adduction on a installé à l'aval du réservoir 5000 m³ (Point 5 du profil en long) un hydrostab aval du diamètre 300 mm, pour briser la charge.

Avec une plage de réglage de la pression aval de 1à 12 bars, avec une pression à l'amont au maximum à 25 bars, le réglage de cet appareil se fait sur chantier. [01]

Description

- Le corps de régulateurs de pression comporte une cheminée oblique dont l'orifice est obturé par le chapeau du mécanisme. Ce mécanisme amovible, dit (cartouche), comprend un piston (1) rendu solidaire du chapeau (2) par la vis d'assemblage (3).
- La cloche (4) comprime le ressort (5), coulissé le long du piston dans l'axe de siège (6).
- L'intérieur de la cloche communique avec l'atmosphère et l'étanchéité à l'eau est assurée par deux joints toriques.
- Le siège, dont l'orifice de passage sera plus au moins obturer par la cloche, est fixé dans le corps de l'appareil sur un plan perpendiculaire à l'axe de la cartouche.
- Le siège de régulateur de pression est entièrement métallique. Dans le siège du stabilisateur de pression, un joint en caoutchouc est moulé dans la partie métallique.



LEGENDE

- 1 : Piston
- 2 : Chapeau
- 3 : Vis d'assemblage
- 4 : Cloche
- 5 : Ressort
- 6 : L'axe du siège

Figure IV.12: Régulateur de pression aval.

Fonctionnement

La cloche coulisse le long du piston, en comprimant les ressorts tarés, sous l'effet de la pression avale 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 avale, celle-ci ne changera de position qu'en modifiant le régime dans cette partie.

CONCLUSION

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul des diamètres adéquats pour chaque tronçon à savoir :

- Un diamètre de Ø450 pour le tronçon de refoulement entre la station de pompage et le Point de ramification 'A'.
- Un diamètre de Ø350 pour le tronçon entre le point 'A' et le château d'eau projeté de site Bordj El Bahri.
- Un diamètre de Ø350 pour le tronçon entre le point 'A' et le point 'B'.
- Un diamètre de Ø300 pour le tronçon entre le point 'B' et le réservoir de Chabou.
- Un diamètre de Ø200 pour le tronçon entre le point 'B' et le réservoir d'Englade.
- Avec la pose des deux vannes de régulation, une au niveau de château d'eau projeté de BEB et l'autre au niveau de réservoir Chabou.

Le tracé présente quelques obstacles naturels importants à savoir l'oued de El Hamiz, Ces traversées seront réalisées en parallèle avec le niveau du pont réservé par la société de tramway. Les autres obstacles à traverser sont plutôt d'ordre artificiel, notamment les infrastructures telles que les routes.

Le calcul de diamètre de refoulement permet de déterminer les données pour l'étude de pompage qui est le but de prochain chapitre.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Tableau V.01 : La fiche technique.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage</u>			type d'installation est en charge.
02	<u>Quantité d'eau à élever</u>	m ³ /h	818.14	
03	<u>Type de pompe</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H _{mt} - Puissance absorbée - (NPSH) _r - Poids de la pompe - η _p - Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m kg tr/min	 03 75,75 101,44 351 4,53 616 75,5 2900	
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm Fonte Fonte Fonte	 27 200 6475 450 03 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
05	<u>Le moteur électrique</u> - Nombre de tours - Rendement - Tension - Puissance absorbée - Poids du moteur	 trs/min % V KWh Kg	 2950 92 400 132 325	
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 21 04 5,4	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Longueur - Largeur - Hauteur	 m m m	 42 30 04	

INTRODUCTION

En fonction de la topographie de la région d'étude et l'emplacement de la source d'alimentation, l'alimentation des réservoirs à partir de cette dernière se fait gravitairement, et par fois nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire fasse à l'aspect accidentel du terrain, qui est le but de ce chapitre, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée dans le site de BEKE, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

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 de le site Bordj El Kiffan Est, à une côte de 39 m NGA, et sert à élever l'eau à partir de la bâche d'aspiration de site BEKE et la refouler vers les réservoirs de distribution des localités Bordj El Bahri, Chabou et Englade.

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 de site BEKE dans le tableau suivant :

Tableau V.02: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N	Q_{app} (m^3/h)	HMT _{APP} (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/mn)	Nbre d'étage	P_{abs} (kw)	$(NPSH)_r$ (m)	\varnothing_{roue} (mm)
1	818,14	101,44	----	----	----	----	----	----	----	----
2	409,07	101,44	PM150/5A	68,2	98,5	1450	03	308	7,84	360
3	272,71	101,44	PM125/2E	75,5	107	2900	02	351	4,53	300
4	204,54	101,44	PM125/2F	75	110	2950	04	347	4,78	300
5	163,63	101,44	PM125/2F	75	110	2900	02	347	4,78	300

A partir du tableau V.01, on déduit que la variante de (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque : On opte pour un nombre de pompes de (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM125/2E.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 de site BEKE.

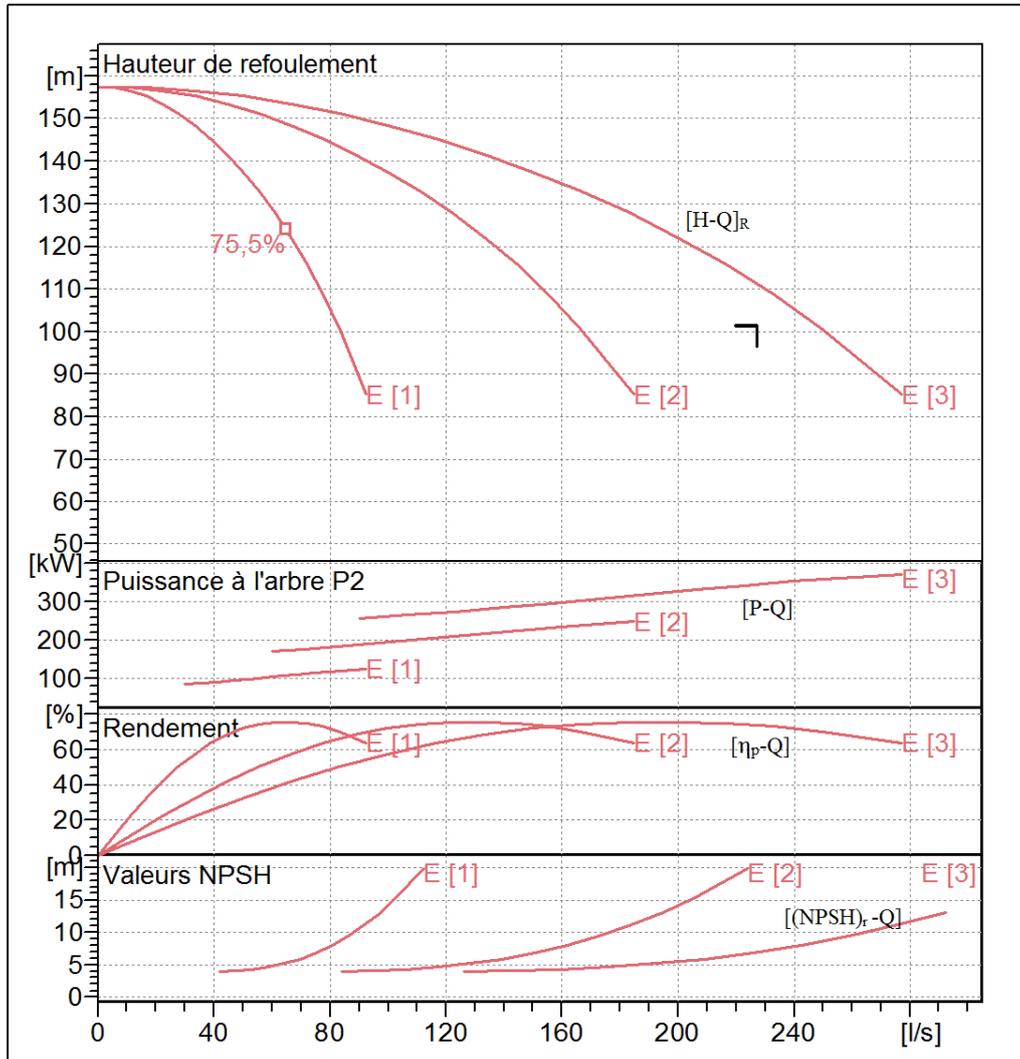


Figure V.01: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM125/2E-CAPRARI.

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'élevation d'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit :

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant ⇒ couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante ⇒ 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'élevation 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 :

$$\Delta H_{l i n} = \frac{8 \times \lambda \times L_{r e f} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{é c o}^5} ;$$

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:

$$\Delta H_T = \Delta H_{l i n} + \Delta H_{s i n} \approx \Delta H_{l i n} + 0,10 \times \Delta H_{l i n} \Rightarrow \Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{l i n}$$

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

$$\Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{l i n}$$

V-8-5. Refoulement S.P BEKE – Point ‘A’

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.03: Courbe caractéristique de la conduite (S.P BEKE – Point ‘A’).

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	6475	450	0,030	0,00	0,00	0,00
2	35	105	----	6475	450	0,030	0,73	0,81	0,81
3	70	210	----	6475	450	0,030	2,93	3,23	3,23
4	105	315	----	6475	450	0,030	6,60	7,26	7,26
5	140	420	----	6475	450	0,030	11,74	12,91	12,91
6	175	525	----	6475	450	0,030	18,34	20,18	20,18
7	210	630	----	6475	450	0,030	26,41	29,06	29,06
8	245	735	----	6475	450	0,030	35,95	39,55	39,55
9	280	840	----	6475	450	0,030	46,96	51,65	51,65
10	315	945	----	6475	450	0,030	59,43	65,38	65,38
11	350	1050	----	6475	450	0,030	73,37	80,71	80,71

La courbe caractéristique de la conduite est représentée ci-dessous dans la figure (Figure V.02).

V-8-6. Refoulement Point ‘A’ – Château d’eau projeté BEB

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.04: Courbe caractéristique de la conduite (Point ‘A’ – C-E projeté BEB).

N°	Q(m ³ /h)	3Q(m ³ /h)	Hg(m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	28	905	350	0,032	0,00	0,00	28,00
2	36	108	28	905	350	0,032	0,41	0,45	28,45
3	72	216	28	905	350	0,032	1,65	1,81	29,81
4	108	324	28	905	350	0,032	3,70	4,07	32,07
5	144	432	28	905	350	0,032	6,58	7,24	35,24
6	180	540	28	905	350	0,032	10,28	11,31	39,31
7	216	648	28	905	350	0,032	14,81	16,29	44,29
8	252	756	28	905	350	0,032	20,15	22,17	50,17
9	288	864	28	905	350	0,032	26,32	28,95	56,95
10	324	972	28	905	350	0,032	33,31	36,64	64,64
11	360	1080	28	905	350	0,032	41,13	45,24	73,24

La courbe caractéristique de la conduite est représentée ci-dessous dans la figure (Figure V.02).

V-8-7. Refoulement Point ‘A’ – Point ‘B’

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.05: Courbe caractéristique de la conduite (Point ‘A’ – Point ‘B’).

N°	Q(m ³ /h)	3Q(m ³ /h)	Hg(m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	630	350	0,032	0,00	0,00	0,00
2	32	96	----	630	350	0,032	0,23	0,25	0,25
3	64	192	----	630	350	0,032	0,90	1,00	1,00
4	96	288	----	630	350	0,032	2,04	2,24	2,24
5	128	384	----	630	350	0,032	3,62	3,98	3,98
6	160	480	----	630	350	0,032	5,66	6,22	6,22
7	192	576	----	630	350	0,032	8,14	8,96	8,96
8	224	672	----	630	350	0,032	11,08	12,19	12,19
9	256	768	----	630	350	0,032	14,48	15,93	15,93
10	288	864	----	630	350	0,032	18,32	20,16	20,16
11	320	960	----	630	350	0,032	22,62	24,88	24,88

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée ci-dessous dans la figure (Figure V.02).

V-8-8. Refoulement Point 'B' – Réservoir Chabou

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.06: Courbe caractéristique de la conduite (Point 'B' – Réservoir chabou).

N°	Q(m ³ /h)	3Q(m ³ /h)	Hg(m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc(m)
1	0	0	19	455	300	0,034	0,00	0,00	19,00
2	28	84	19	455	300	0,034	0,28	0,31	19,31
3	56	168	19	455	300	0,034	1,13	1,25	20,25
4	84	252	19	455	300	0,034	2,55	2,81	21,81
5	112	336	19	455	300	0,034	4,54	4,99	23,99
6	140	420	19	455	300	0,034	7,09	7,80	26,80
7	178,5	535,5	19	455	300	0,034	11,53	12,68	31,68
8	196	588	19	455	300	0,034	13,90	15,29	34,29
9	224	672	19	455	300	0,034	18,16	19,97	38,97
10	252	756	19	455	300	0,034	22,98	25,28	44,28
11	280	840	19	455	300	0,034	28,37	31,20	50,20

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée ci-dessous dans la figure (Figure V.02).

V-8-9. Refoulement Point 'A' – Réservoir Englade

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.07: Courbe caractéristique de la conduite (Point 'B' – Réservoir Englade).

N°	Q(m ³ /h)	3Q(m ³ /h)	Hg(m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc(m)
1	0	0	31,72	1865	200	0,038	0,00	0,00	31,72
2	3,5	10,5	31,72	1865	200	0,038	0,16	0,17	31,89
3	7	21	31,72	1865	200	0,038	0,63	0,69	32,41
4	10,5	31,5	31,72	1865	200	0,038	1,42	1,56	33,28
5	14	42	31,72	1865	200	0,038	2,52	2,77	34,49
6	17,5	52,5	31,72	1865	200	0,038	3,94	4,33	36,05
7	21	63	31,72	1865	200	0,038	5,67	6,24	37,96
8	24,5	73,5	31,72	1865	200	0,038	7,72	8,49	40,21
9	28	84	31,72	1865	200	0,038	10,08	11,09	42,81
10	31,5	94,5	31,72	1865	200	0,038	12,76	14,03	45,75
11	35	105	31,72	1865	200	0,038	15,75	17,32	49,04

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée ci-dessous dans la figure (Figure V.02).

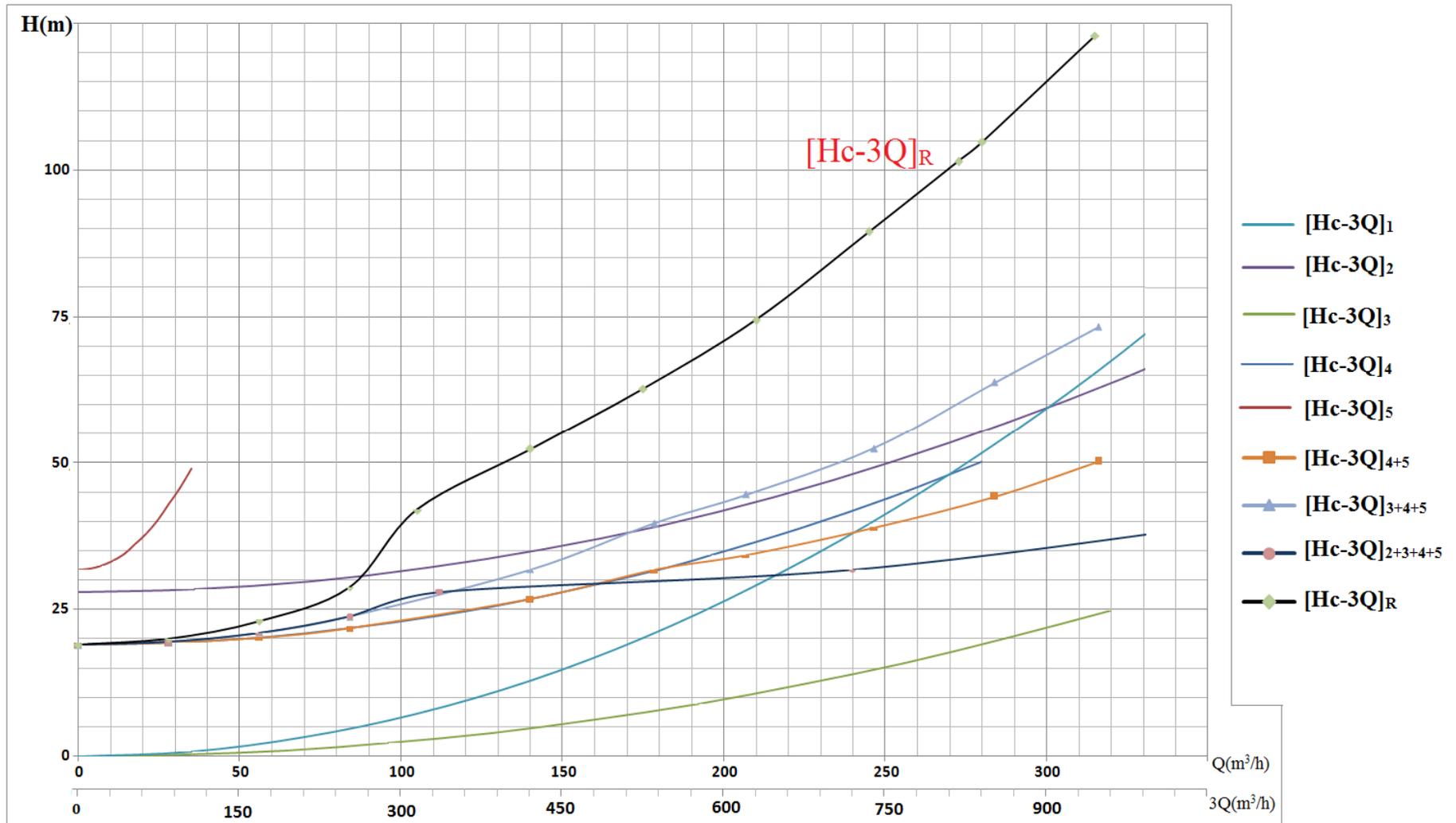


Figure V.02: Les courbes caractéristiques des conduites de refoulement.

Avec :

- (Hc-3Q)₁ : La courbe caractéristique de la conduite(S.P – Point ‘A’).
- (Hc-3Q)₂ : La courbe caractéristique de la conduite(Point ‘A’ – C.E BEB).
- (Hc-3Q)₃ : La courbe caractéristique de la conduite(Point ‘A’ – Point ‘B’).
- (Hc-3Q)₄ : La courbe caractéristique de la conduite(Point ‘B’ – R.Chabou).
- (Hc-3Q)₅ : La courbe caractéristique de la conduite(Point ‘B’ – R.Englade).
- (Hc-3Q)₄₊₅ : La courbe caractéristique résultante des conduites 4 et 5.
- (Hc-3Q)₃₊₄₊₅ : La courbe caractéristique résultante des conduites 3, 4 et 5.
- (Hc-3Q)₂₊₃₊₄₊₅ : La courbe caractéristique résultante des conduites 2, 3, 4 et 5.
- (Hc-3Q)_R: La courbe caractéristique résultante totale.

La courbe caractéristique de la pompe, la courbe caractéristique résultante de la conduite et le point de fonctionnement sont représentés dans la figure suivante.

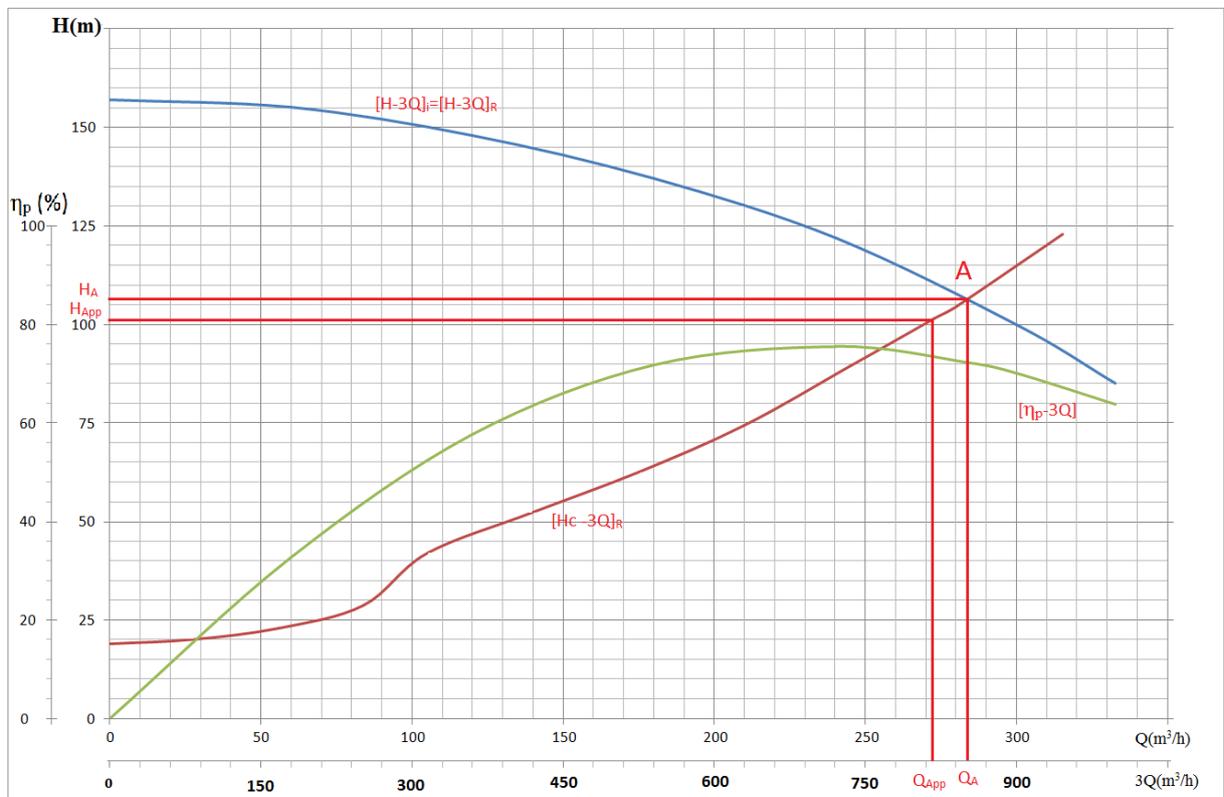


Figure V.03: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage projetée.

Avec :

- $[H-Q]_i$: la courbe caractéristique d'une seule pompe.
- $[H-3Q]_R$: la courbe caractéristique résultante des pompes.
- $[Hc-3Q]_R$: la courbe caractéristique résultante de la conduite.
- $[\eta_p-3Q]$: la courbe du rendement de la pompe.

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 851,7 \text{ m}^3/h > Q_{App} = 818,14 \text{ m}^3/h. \\ H_{Pf} = 106,5 \text{ m} > H_{App} = 101,44 \text{ m}. \end{cases}$$

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 :

$$\eta_{i n s t}^{a p v a n} = \eta_{i n s t}^{a w a n} \times \frac{H_{a p p}}{H_{a p p} + h_v};$$

$\eta_{i n s t}^{a p v a n}$: Rendement de l'installation après le vannage (%);

$\eta_{i n s t}^{a w a n}$: 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:

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

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 :

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

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 ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_E}{Q_{A p p}}} ;$$

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

Tableau V.08: 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 :

$$t' = \frac{Q_{a p p}}{Q_{P f}} \times t ;$$

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.

$Q_{P f}$: 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-9-3-1. Mode de réglage par vannage

La hauteur manométrique après vannage sera égale :

$H_c' = 110,50$ m (d'après la figure V.04).

La hauteur de vannage h_v sera égale :

$h_v = 110,50 - 101,44 = 9,06 \Rightarrow h_v = 9,06$ m.

Le rendement de l'installation après vannage serait :

$$\eta_{i n s t}^{a p v a n} = 75,5 \times \frac{101,44}{101,44 + 9,06} \Rightarrow \eta_{i n s t}^{a p v a n} = 69,31\%$$

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

$$P_{a b s} = \frac{g \times Q \times H M T}{\eta}$$

Q : le débit refoulé par une seule pompe en (m³/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 :

$$Q = \frac{Q_{A p p}}{n}$$

Avec : $Q_{A p p}$: le débit demandé (m³/h).

n : le nombre de pompes en parallèle, pour notre cas (n = 3).

A.N $Q = \frac{8184}{3} = 272,71$ m³/h $\Rightarrow Q = 757,5 \times 10^{-3}$ m³/s ;

Ainsi :

$$P_{a b s} = \frac{9,81 \times 75,75 \times 10^{-3} \times 110,5}{69,31 \times 10^{-2}} = 118,47 \Rightarrow P_{a b s} = 118,47$$
 kW

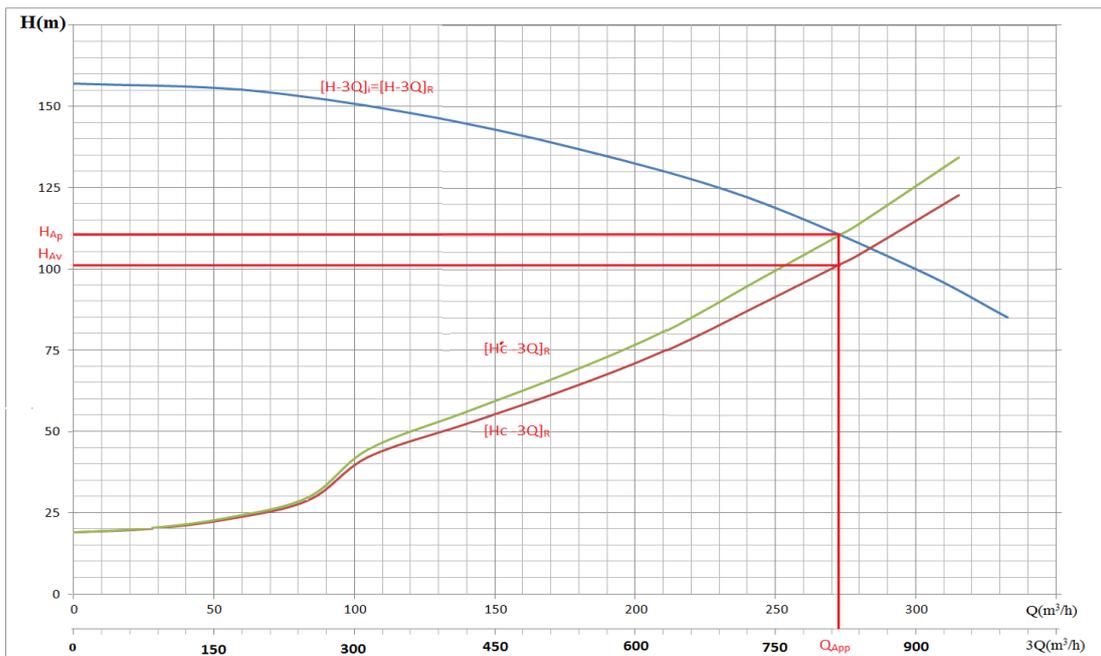


Figure V.04: Réglage par vannage.

$[H-3Q]_R$: la courbe caractéristique résultante de la conduite avant le vannage.

$[H'-3Q]_R$: la courbe caractéristique résultante de la conduite après le vannage.

$[H-Q]_i$: la courbe caractéristique d'une seule pompe.

$[H-3Q]_R$: la courbe caractéristique résultante des pompes.

V-9-3-2. Mode de réglage par la diminution de temps de pompage

Le nouveau temps de pompage est

$$t = \frac{818,14}{851,7} \times 20 = 19,21 \text{ h} \Rightarrow t = \mathbf{19 \text{ h } 1423'}$$

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

$$Q = \frac{851,7}{3} = 283,9 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow Q = \mathbf{788,6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}$$

Donc :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 78,86 \times 10^{-3} \times 101,44}{76,30 \times 10^{-2}} = 102,85 \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{102,85 \text{ kW}}$$

V-9-3-3. Réglage par rognage

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{101,44}{272,71} \times Q \Rightarrow H = \mathbf{0,37 \times Q} \text{ ; [m]}$$

Avec Q : le débit refoulé par une seule pompe en (m³/h).

Le débit de point d'intersection 'E' est $Q_E = 784,5 \text{ m}^3/\text{h}$ (d'après Figure V.05).

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :

$$d = 300 \times \sqrt{\frac{784,5}{818,14}} = 293,8[\text{mm}];$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{784,5}{818,14}} = 0,98 \text{ ;}$$

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

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : **75%** (figure V.01).

La puissance absorbée

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 75,75 \times 10^{-3} \times 101,44}{75 \times 10^{-2}} = 100,51 \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{100,51 \text{ kW}}$$

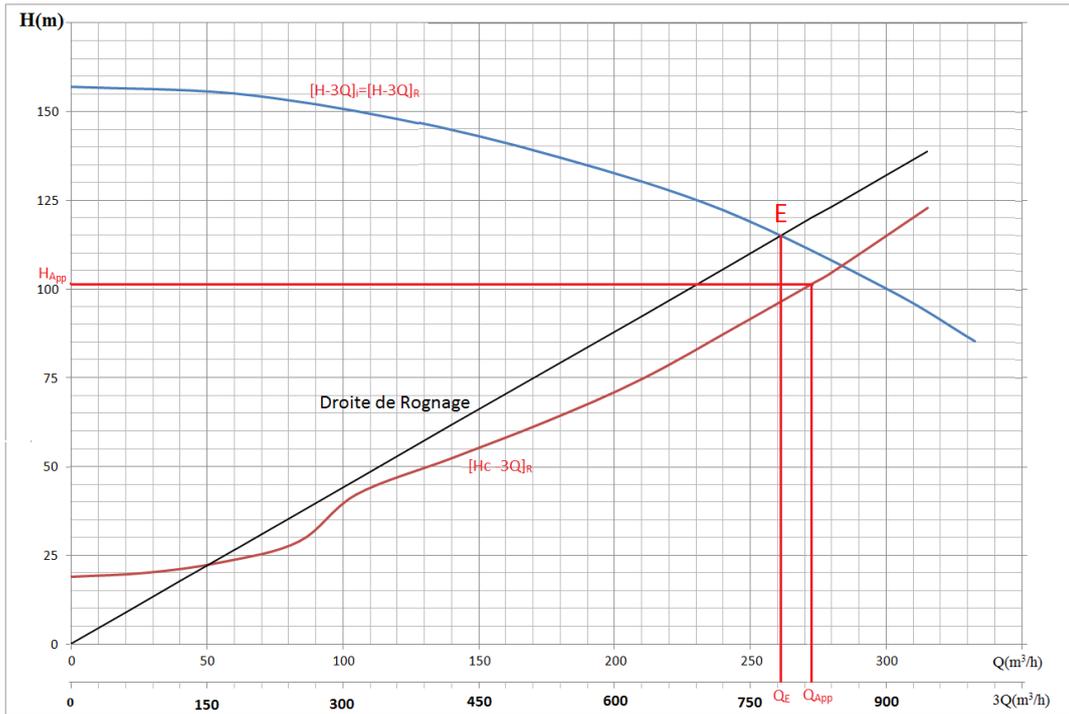


Figure V.05: Réglage par rognage.

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

C'est la variation de la vitesse de rotation, consiste à diminuer le nombre de tours de la pompe en gardant les mêmes dimensions, ce type de réglage est utilisé pour les deux cas (pour $q < Q_p$ et $q > Q_p$) et pour calculer la nouvelle vitesse de rotation, on utilise toujours les lois de 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 : $H = 1,36 \times 10^{-3} \times Q^2$;

q : débit appelé par la pompe (m³/h) ;

h : la hauteur appelée (m).

la courbe de proportionnalité coupe la courbe de la pompe dans le point 'B'.

En outre

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

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 au point 'B' (m).

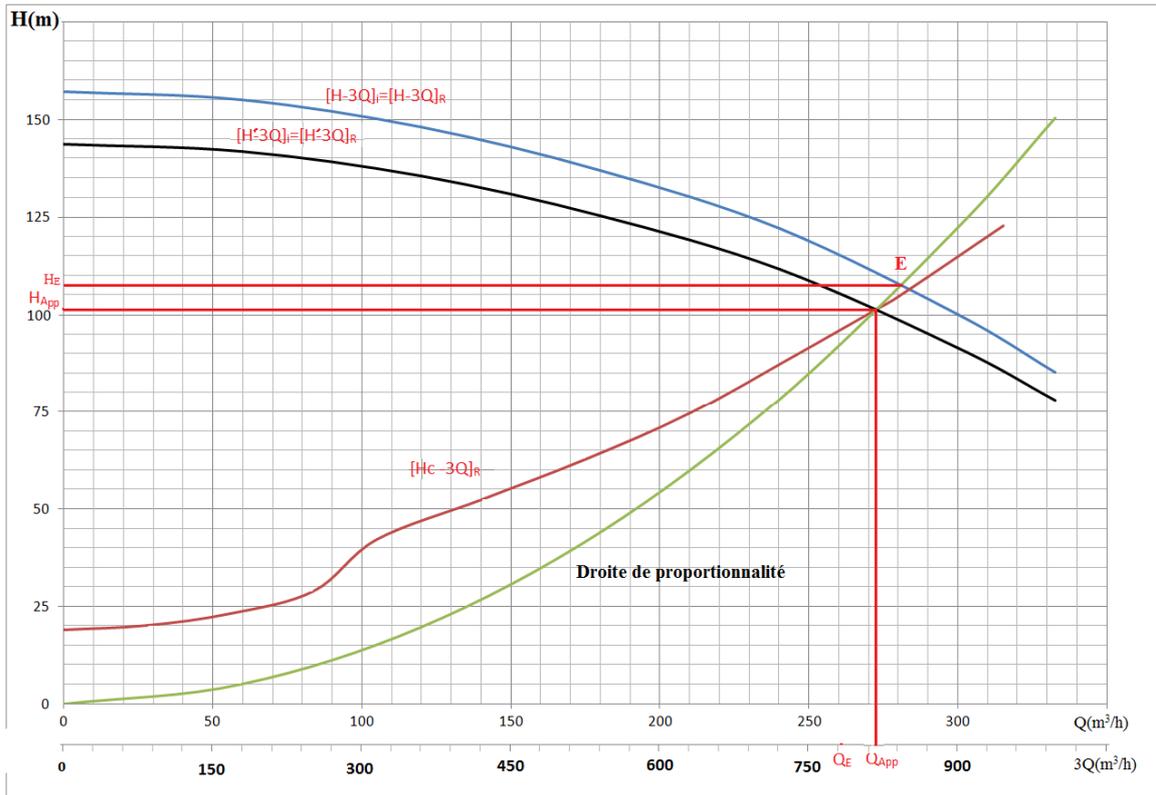


Figure V.06: Réglage par diminution de la vitesse de rotation.

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$n = 2900 \sqrt{\frac{10,44}{10,5}} = 2817 \frac{\text{tr}}{\text{m}} \Rightarrow n = 2817 / \text{tr} \eta$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{ap} = \eta_{av} \times \frac{H}{h} = 75,5 \times \frac{107,5}{101,44} = 80,01 \%$$

La puissance absorbée est : $P_{ab} = \frac{100 \times 0,8 \times 10,44 \times 0,0758}{0,8001} = 94,28 \text{ Kw}$;

Tableau V.09: Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.

Mode de réglage	η (%)	P_{ab} (Kw)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	69,31	118,47	1 158 873,54
Par diminution de temps de pompage	75,5	102,85	966 338,59
Par rognage	75	100,51	983 188,82
Par diminution de la vitesse	80,01	94,28	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 lorsqu'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, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,3$ 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 :

$$h_{a s p}^{d m} = (N P S)_H + r - \frac{P_{a t m}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{a s p}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{a s p} ;$$

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.10: 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.

$$\Delta h_{a s p} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{a s p}^{l i n} ;$$

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

$$\Delta h_{a s p}^{l i n} = 0,001735 \times \left(\frac{L_r \times Q_{a p p}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) [m];$$

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) ;

$$Q_a = \frac{Q_{a p p}}{n} ;$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

Q_{app} : le débit appelé en (m³/s).

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

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

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

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{a x e} = \nabla_{m i n} - h_{a s p}^a + r ;$$

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

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

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

$$\nabla_{m i n} = C_p - h + h_{i n c}$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

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

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

V-10-3. Station de pompage de BEKE projetée

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,53 \text{ m}$.

La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 40 \Rightarrow Pat = 10,27 \text{ mce}$.

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

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : $DN1 = 150 \text{ mm}$.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,33 \times 150 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 818,14}{3,14 \times 3600 \times 1,5}} = 0,439 \text{ m} \Rightarrow D_c = 450 \text{ mm}$$

Pour $D_a = 450 \text{ mm}$, la vitesse sera $V_a = 1,43 \text{ m/s}$ (cette vitesse est admissible).

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

$$\Delta h_{a\ s\ p}^{l\ i\ n} = 0,001735 \times \left[\frac{27 \times \left(\frac{818,14}{3600}\right)^2}{0,45^{5,3}} + \frac{2 \times \left(\frac{272,71}{3600}\right)^2}{0,20^{5,3}} \right] \Rightarrow \Delta h_{a\ s\ p}^{l\ i\ n} = 0,27 \text{ m}.$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,27 = 0,31 \text{ m}.$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{a\ s\ p}^{a\ d\ m} = 4,53 + 0,3 - 10,27 + 0,24 + \frac{2,41^2}{2 \times 9,81} + 0,31 \Rightarrow h_{a\ s\ p}^{a\ d\ m} = -4,59 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{m\ i\ n} = 38 - 4 + 0,2 = 34,20 \text{ m} \Rightarrow \nabla_{m\ i\ n} = 34,20 \text{ m.NGA} ;$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{a\ x} = 34,20 - 4,59 + 0,3 = 35,49 \Rightarrow \nabla_{a\ x} = 29,91 \text{ m.NGA} ;$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 29,91 m.NGA pour éviter la cavitation.

V-11. ENCOMBREMENT DE LA POMPE

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

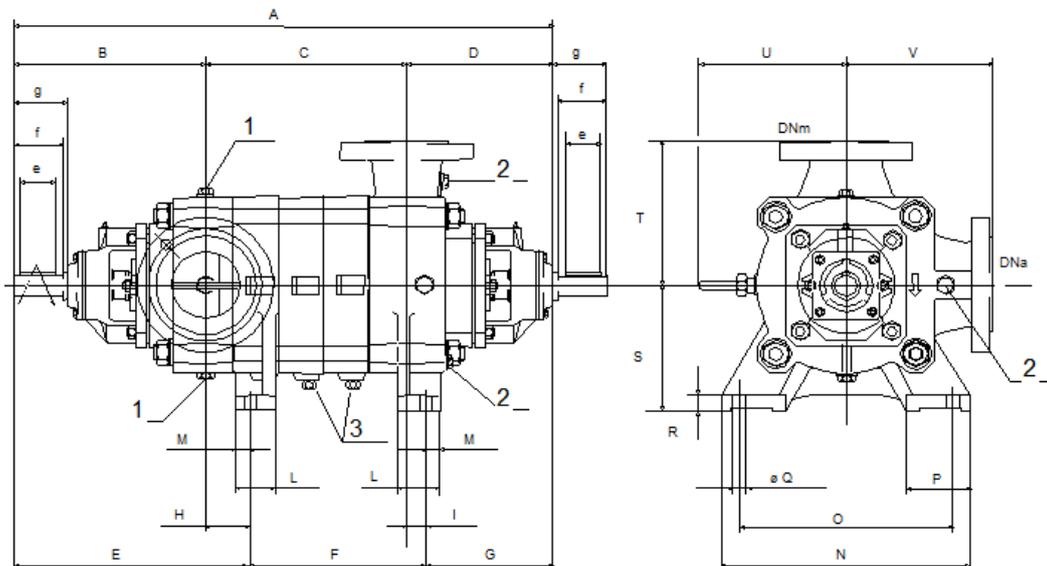


Figure V.07: Encombrement de la pompe PM125/2E.CAPRARI.

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

Tableau V.11: Dimensions des organes de la pompe PM125/2E.CAPRARI.

A = 1033	D = 337	e = 100	H = 88	No = 8	T = 320	Y_s = 300
a = 45	d = 9	E = 539	l = 43	O = 460	U = 326	Z_d = 185
B = 451	d_d = 25	f = 110	L = 100	P = 145	V = 320	Z_s = 218
b = 48,5	d_s = 25	F = 200	M = 32	Q = 24	X_d = 220	
c = 14	DNa = 150	g = 125	N = 570	R = 35	X_s = 250	
C = 245	DNm = 125	G = 294	No = 8	S = 280	Y_d = 295	

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 :

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

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.12: 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 50 HZ ;
- Tension nominale 400 V ;

- Vitesse nominale 2950 tr/min ;
- Nombre de pôles 2 ;
- Puissance nominale $P_2 = 132 \text{ Kw}$;
- 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 :

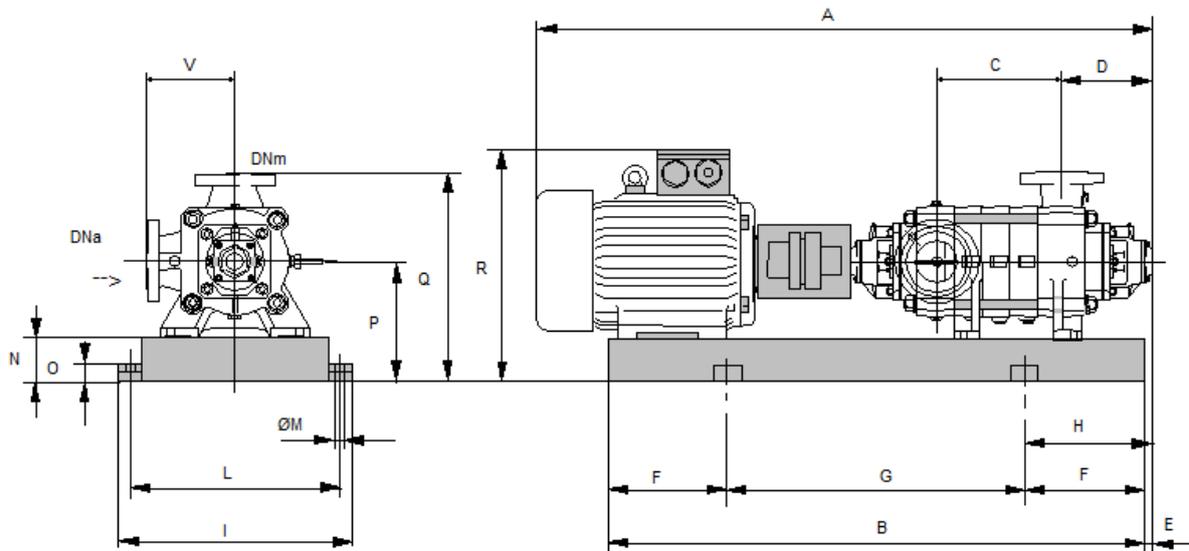


Figure V.08: Electropompe sur socle.

Tableau V.13: Différentes distances d'électropompe sur socle.

A = 2128	E = 181	M = 22	V = 320
B = 1730	F = 300	N = 160	
C = 245	G = 1130	O = 50	
D = 337	H = 481	P = 475	
DNa = 150	I = 760	Q = 795	
DNm = 125	L = 710	R = 941	

V-13. GENIE CIVILDE 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.14: 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 0,227 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 > 2m**.
 - 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 :

$$\mathbf{L_b = n \times L_p + l_{\text{int}} + l_p.f + l_r + l_b}$$

Avec :

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

L_p : longueur pompe et celle du moteur ;

$$L_p = 2,837 \text{ m} ;$$

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

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

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

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

$$L_b = 3 \times (2,837) + 1,2 + 3 + 4 + 3 = 19,71 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_b = 21 \text{ m} ;}$$

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

$$\mathbf{l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s}$$

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

l_1 : distance entre le mur et le premier organe 30 cm .

l_2 : distance entre les tubulures 20 cm .

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tr}} + l_{\text{tasp}} + l_c + l_j.$$

l_p : longueur de pompe = $1,12 \text{ m}$

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 \times D_r = 2 \times 450 \Rightarrow l_{tr} = 0,9 \text{ m}$

l_{asp} : longueur de la tubulure d'aspiration $l_{asp} = 2 \times D_a = 2 \times 200 = 0,40 \text{ m}$

l_c : longueur du convergent = 0,48 m.

l_j : longueur des joints.

Donc :

$$l_b = 2 \times 0,3 + 0,3 + 0,2 + 1,112 + 0,9 + 0,40 + 0,48 = 4 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{l_b = 4 \text{ m}} ;$$

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%.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,125 \times 21 \times 4 \Rightarrow S (\text{fenêtre}) = 10,50 \text{ m}^2;$$

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.15: 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
21	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 faite dans ce chapitre, on a adapté pour la station de pompage projetée de cite BEKE, des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type **CAPRARI** ont les caractéristiques suivantes :

- 03 pompes + 1 pompe de secours ;
- Type de pompe : PM125/2E-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 29,91 m.NGA.

CHAPITRE VI

EXPLOITATION DE LA STATION DE POMPAGE

INTRODUCTION

L'exploitation des ouvrages de production d'eau doit anticiper sur l'évolution de la demande pour être en mesure de prendre rapidement que possible les décisions de gestion adéquats afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de pompage.

Le bon fonctionnement de la station de pompage, est assuré par l'exploitation des équipements et la gestion technique des installations, il passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

VI-1. CONTROLE DES OUVRAGES DE STOCKAGE

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

VI-1-1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages

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

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

VI-1-1-1. Contrôle hebdomadaire

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

VI-1-1-2. Contrôle semestriel

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

VI-1-1-3. Nettoyage

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

VI-2. RECOMMANDATIONS PARTICULIERES ET INCOMPATIBILITES

VI-2-1. Généralités

Les problèmes d'adduction d'eau sont si diversifiés, tant sur le plan des caractéristiques hydrauliques à satisfaire que sur celui des contingences locales d'installation, qu'ils font nécessairement appel à toutes les techniques de conception des pompes.

Il en découle que ces conceptions sont telles qu'elles ne peuvent d'une manière générale admettre des eaux contenant des matières abrasives en suspension, sous peine, dans le cas contraire, de provoquer dans un temps plus ou moins court une usure des organes de la pompe ce qui a pour conséquence d'entraîner :

- une chute des caractéristiques,
- une augmentation de la consommation d'énergie,
- une fréquence accrue et anormale des réparations.

Il faut donc, dans toute la mesure du possible, éviter ces risques par la recherche et la mise en œuvre de solutions appropriées, telles que :

a) Il ne faut pas confondre le NPSH disponible d'une installation en service, avec l'indication relevée sur le mano-vacuomètre monté à l'aspiration de la pompe.

b) Une attention toute particulière est apportée au tracé de la tuyauterie d'aspiration. D'une manière générale, afin de permettre une alimentation correcte de la pompe, il convient d'éviter dans la mesure du possible les coudes, les divergences et discontinuités de la section transversale à proximité de l'orifice d'aspiration de la pompe.

c) Il convient également de veiller à ce que le point de départ de la tuyauterie d'aspiration (clapet de pied, crépine, tulipe, etc...) soit convenablement immergé et conçu afin d'éviter tout risque de formation d'un phénomène de vortex.

d) On évite la formation de poche de gaz dans la tuyauterie d'aspiration par la suppression de tous points hauts intermédiaires dans le tracé de la tuyauterie. En cas d'impossibilité majeure de réaliser un tel tracé, il faut prévoir un dispositif permettant le dégazage tel que, par exemple, purgeur, éjecteur, pompe à vide, etc...

e) Afin d'éviter le risque d'entrée d'air, il faut être vigilant sur la qualité de l'étanchéité des raccords de la tuyauterie et de la robinetterie.

f) Quand l'installation comporte plusieurs pompes, il est recommandé de réaliser pour chacune d'elle, une aspiration individuelle, ce qui est indispensable quand les pompes fonctionnent en « aspiration ».

VI-2-2. Équipements particuliers

Dans certains cas, il est nécessaire de mettre en place en complément des pompes et accessoires hydrauliques, des matériels spécifiques qui ont toujours pour objectif une amélioration de la qualité et de la fiabilité de l'installation concernée, à savoir :

- variateur de vitesse électronique,
- groupe électrogène,
- débitmètre (avec les longueurs droites à respecter),
- moyen de mesure complémentaire,
- pompe de secours.

VI-2-3. Télétransmission

La télétransmission comprend : la télésurveillance, la télégestion et la supervision qui représentent des niveaux différents de contrôle, de gestion et d'automatisme à distance des ouvrages constituant les réseaux d'eau potable et d'assainissement. Les fonctions qu'ils proposent sont complémentaires.

La télétransmission permet le paramétrage à distance, la gestion des alarmes et l'acquisition de données (mesures de débit, de pression,...).

VI-2-4. Maintenance

Pour la maintenance, il est nécessaire de prévoir :

- l'espace utile pour toute opération d'entretien,
- une prise d'eau claire (hygiène),
- une ou des prise(s) de pression pour réception et installation (permanent/transitoires),
- une prise de courant pour baladeuse ou outillage électrique,
- un moyen de levage ou sa possibilité d'installation,
- une vidange de la conduite de refoulement,
- la détection de présence anormale d'eau dans le local pompage.

Nota: tous dispositifs en amont d'une pompe doit faire l'objet d'une surveillance particulière.

VI-3. CONSIDERATIONS PARTICULIERES

VI-3-1. Vibration des pompes

Beaucoup de pompes d'AEP vibrent. Ces vibrations sont causées par un déséquilibre des parties mécaniques en rotation et par des pulsations du débit générées par les aubes de la roue mobile et par les forces hydrodynamiques radiales produites par la masse du fluide en rotation dans les roues. Quelques roues vibrent beaucoup moins car elles ne produisent pas de pulsation à la pression. La vibration générée par le déséquilibre résiduel des pompes ayant un corps en forme de volute est négligeable par rapport aux autres facteurs de vibrations. Si le fabricant améliore les procédures d'équilibrage, cela n'a pas d'incidence notable sur le taux de vibrations de la pompe.

VI-3-2. Bruit de pompe

Différents facteurs ont une influence sur le niveau de bruit de la station de pompage :

- les vibrations de la pompe,
- les vibrations de la canalisation transmises par les pulsations de pression ou d'autres vibrations,
- le débit dans la tuyauterie. Les coudes, vannes, tés causent des turbulences génératrices de bruit,
- les caractéristiques acoustiques de la station,
- le flux d'arrivée dans la station,
- la cavitation de la pompe.

Le niveau de bruit d'une station se compose de tous les éléments ci-dessus, et des informations sur le seul niveau de bruit de la pompe ne sont pas très utiles et difficiles à mesurer sur site. Le bruit émis par la tuyauterie est souvent le plus important, à cause de la grande surface d'émission de vibrations.

Une mesure correcte du niveau de bruit de la pompe suppose qu'elle soit faite dans un local insonorisé, avec les tuyauteries de refoulement à l'extérieur. Il n'y a pas de standard de mesure de bruit disponible concernant les pompes des eaux claires. Un protocole de mesure du niveau de bruit des pompes est difficile à mettre en œuvre, du fait de toutes les difficultés pratiques que cela entraîne.

Le bruit dans les stations de pompage n'est pas un problème fréquent. Une station construite pour un immeuble d'habitation ou de bureaux peut parfois provoquer des nuisances sonores. Dans les

situations extrêmes, il est toujours possible d'isoler les tuyauteries, les moteurs des installations et la pompe pour minimiser le bruit.

VI-3-4. Collaboration avec le constructeur de pompes

Il est beaucoup plus compliqué de concevoir et de mettre en œuvre une installation avec des variateurs de fréquence que lorsqu'il n'y en a pas. Une étroite collaboration entre le fabricant et le client est par conséquent souhaitable, ne serait-ce que pour planifier les étapes du travail. Le point de fonctionnement garanti et le standard de tests utilisés seront négociés chaque fois que c'est possible.

VI-4. TEST DES POMPES

Les caractéristiques des pompes sont déterminées ou confirmées par des tests. Ceux-ci peuvent être effectués pour de nombreuses et différentes raisons et en divers endroits. Dans le but d'obtenir des résultats sans ambiguïté, des standards de tests ont été développés et agréés. Les standards requièrent un matériel contrôlé et calibré et ne sont donc généralement pas applicables directement sur site.

Un fabricant de pompe teste sa production à la fois pour des raisons de conformité et des raisons de qualité. Des tests peuvent être requis pour confirmer que les performances de la pompe correspondent bien à celles annoncées ou pour résoudre un conflit.

Des tests réalisés sur place ne donnent pas une idée exacte des performances de la pompe, car la précision avec laquelle ils sont effectués ne correspond pas à celle imposée par les standards.

Ces tests donnent malgré tout de précieuses informations sur les pompes et la station de pompage et peuvent être utilisés pour la conduite de la station, à condition qu'ils soient réactualisés périodiquement.

Les standards de tests ont adopté et agréé par convention l'usage d'un manomètre pour l'évaluation des performances de la pompe. La présentation ci-dessous propose des méthodes pour leur interprétation. Dans un but de clarté, elles ont été résumées et seuls les textes officiels seront utilisés comme référence.

VI-4-1. Conditions de tests

Il y a plusieurs conditions de tests, sont :

VI-4-1-1. Tests à la production

Un contrôle efficace pendant les tests des pompes nécessite un banc de test construit et calibré selon les normes requises par les standards. Le banc de test doit aussi permettre le raccordement aisé et rapide des pompes à tester, de façon à ne pas ralentir la chaîne de fabrication.

Principe d'un banc de test de production de pompes submersibles dans lequel l'eau est en recirculation. Toute l'installation a été conçue pour fournir des conditions de fonctionnement idéales et connues au manomètre et au débitmètre permettant des lectures sans ambiguïté. Les données obtenues sont entrées dans un ordinateur pour accélérer leur traitement et la production. Le banc comporte les instruments nécessaires à la mesure du débit et de la pression. Il peut aussi être équipé d'instruments d'enregistrement ainsi que d'un ordinateur qui contrôlera le processus de test et fournira une présentation des données mesurées. Un appareil mesurant à la fois la pression statique et dynamique est utilisé.

Selon le standard, le point de mesure de pression se situera à $2 \times D2$ de la bride de refoulement de la pompe. Cette partie étant constituée d'une longueur droite de tuyauterie.

VI-4-1-2. Champ d'application des tests, point de fonctionnement

Il est intéressant de tester les pompes directement sur l'installation lorsqu'il n'est pas requis une précision importante ou lorsque les informations serviront à la conduite de celle-ci.

On peut estimer le débit à l'aide de la méthode volumétrique, où la différence de niveau, dans une station dont les dimensions sont connues, est mesurée pendant un temps donné. Si le débit entrant ne peut pas être neutralisé pendant la durée de la mesure, il faudra le déterminer lorsque la pompe est à l'arrêt. On pourra ensuite facilement calculer le débit de la pompe.

VI-5. NOTE DE CALCUL AVEC VARIATION ELECTRONIQUE DE VITESSE (VEV)

Les trois facteurs principaux d'une courbe de pompe sont le débit, la pression ou hauteur manométrique totale et la puissance absorbée. En variation de vitesse ils suivent les règles d'évolutions suivantes :

- Le débit Q est proportionnel à la vitesse de rotation de la pompe.
- La hauteur manométrique totale H est proportionnelle au carré de la vitesse de rotation.
- La puissance absorbée P d'une pompe est la puissance mécanique absorbée.

VI-6. AVANTAGES DE LA VARIATION DE VITESSE

On peut citer de ces avantages :

1) Des équipements préservés

Le variateur électronique de vitesse demande peu d'entretien. Son intégration permet de diminuer les sollicitations dynamiques (desserrage de la boulonnerie, augmentation des jeux, érosion, usure des joints, dérive des capteurs...) lors des phases de démarrage et d'arrêt commandés sous réserve d'un temps d'action suffisamment long. Par contre la variation de vitesse ne dispense pas d'une protection anti-bélier lors d'une disjonction électrique et d'une surveillance accrue de la partie électrique.

2) Une fiabilité accrue

La réduction des contraintes mécaniques (marche/arrêt) augmente la fiabilité des installations et assure une durée de vie prolongée des pompes et accessoires (garniture mécanique, roulements, manomètre, capteur de pression, débitmètre...). Le système de pompage ne tourne plus en permanence à sa vitesse maximale.

3) Une réduction du bruit

Lorsqu'on diminue la vitesse de rotation d'une pompe, son niveau sonore diminue. Pour une pompe équipée d'une VEV, on estime à seulement 20 % le temps de fonctionnement à sa vitesse maximale.

4) Un gain de place

Dans le cadre d'une installation de surpression, la technologie du variateur embarqué directement sur le moteur permet de diminuer la taille du réservoir de régulation.

VI-7. PRECAUTIONS D'INSTALLATION

La VEV, facteur important d'économies, nécessite quelques précautions d'installation pour se prémunir de risques annexes :

Tableau VI.01: Les risques, les causes et les solutions de la VEV.

Risque	Cause	Solution
Perturbations électromagnétiques et électriques indésirables sur le réseau	Le découpage de la fréquence par le convertisseur de fréquence	Apposer des filtres proprement dimensionnés pour assurer une meilleure compatibilité électromagnétique (mise en œuvre compliquée en régime de neutre IT) Prévoir des câbles électriques blindés
En pompage d'eaux usées, canalisations mal nettoyées	Non respect des vitesses d'auto-curage	Ne pas descendre en-dessous du débit minimum correspondant à la vitesse d'auto-curage. A défaut, programmer des phases de marche forcée à pleine vitesse au moins trois fois par jour (toutes les 8 heures)
A partir d'une certaine puissance, roulements endommagés sur les moteurs électriques d'entraînement	Un courant parasite peut être induit dans les roulements moteurs et provoquer leur échauffement et la perte de lubrifiant	S'assurer que les roulements du moteur électrique sont isolés
Pour les moteurs ventilés ; une vitesse minimum de rotation est à respecter pour évacuer les calories	Echauffement du moteur par mauvaise ventilation	2 solutions : respecter la fréquence minimum indiquée par le constructeur ou recourir à un autre mode de refroidissement

Sur une installation existante, il faut vérifier la compatibilité des moteurs à une utilisation en VEV.

CONCLUSION

Pour assurer une bonne gestion et exploitation de la station de pompage, il faut que cette dernière soit bien conçue, en respectant les diverses normes et les conditions de fonctionnement et d'équiper de la station des différents organes et accessoires, en adaptant le temps de fonctionnement des pompes, qui faciliteront sa gestion et son entretien.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

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.

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

VII-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].

VII-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.

VII-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.

VII-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.

VII-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 (détachement 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).

VII-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 bêche 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.

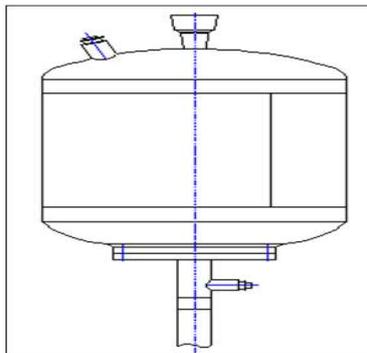


Figure VII.01: Réservoir hydropneumatique.

b) Cheminée d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

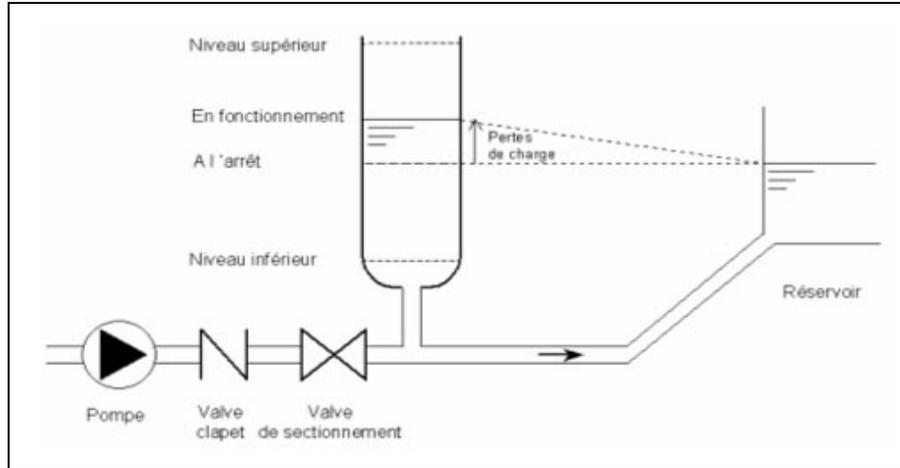


Figure VII.02: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

c) 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.

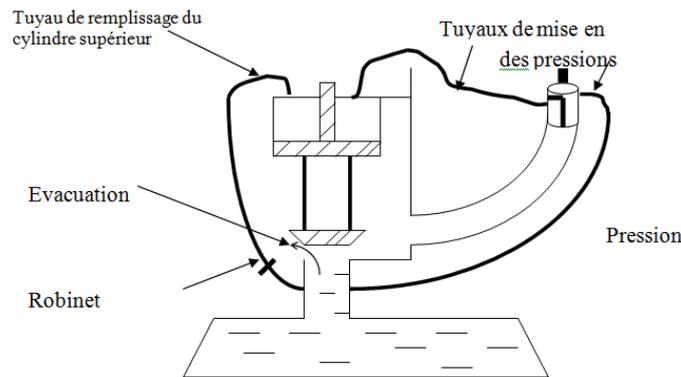


Figure VII.03: Soupape de décharge type LEZIER.

d) 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.

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

VII-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.

VII-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.

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

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

VII-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).

VII-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.

VII-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 préférés aux robinets à papillon. L'accès et les moyens de levage (pour maintenance et/ou remplacement) sont à prévoir.

VII-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.

VII-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.

VII-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 ;

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0038m$ 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/s^2).

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:

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

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

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 VII.01: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	L (m)	Hg (m)
Fonte	450	0,159	0,83	6475	31,72

- **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 VII.02: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa)	ρ (kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C (m/s)
$2,07 \times 10^9$	1000	0,45	0,3	0,33	2×10^8	3×10^9	0,0038	286,43

• **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 VII.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)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{mi}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	$V_{normalisé}$ (litre)
41,72	65,95	0,83	9,81	0,023	$5,5 \times 10^{-4}$	0,006	0,655	6,177	9,43	10000

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 VII.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)
10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400

VII-1-9-3. Détails du réservoir d'air

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

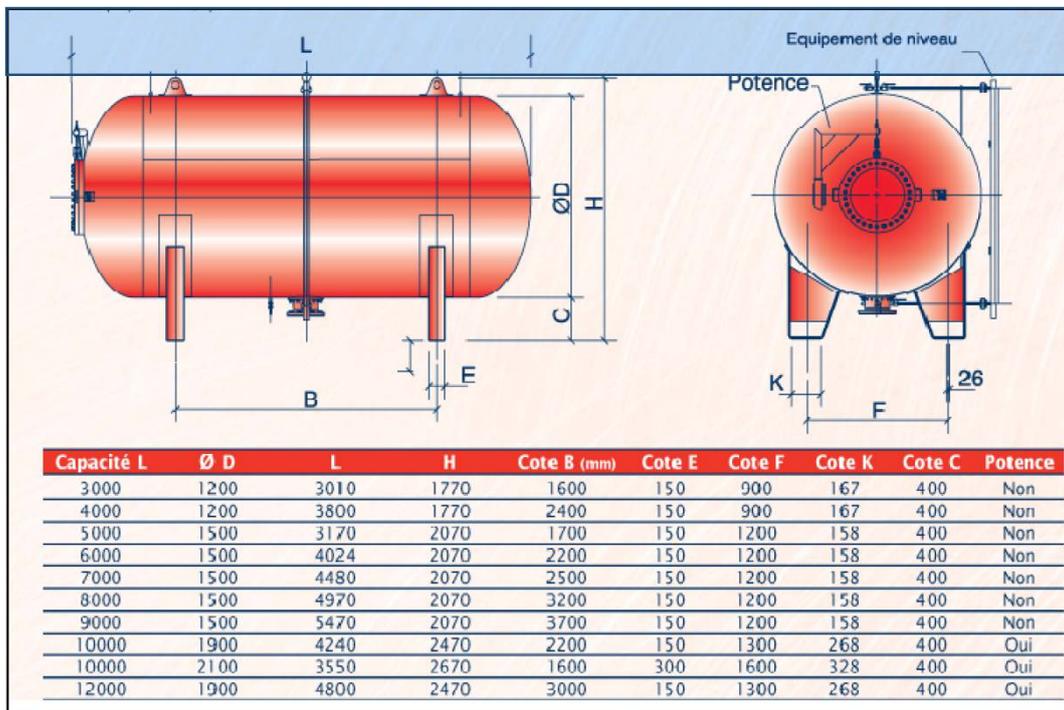


Figure VII.04: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VII-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.

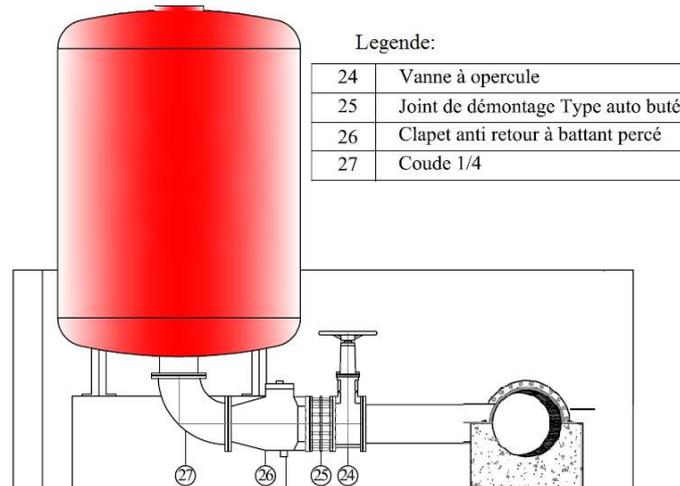


Figure VII.05: Schéma d'installation du réservoir d'air.

VII-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 de site BEKE, l'installation d'un réservoir d'air d'une capacité 10000 litres.

VII-2. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

VII-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).

VII-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).

VII-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.

VII-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) crée 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).

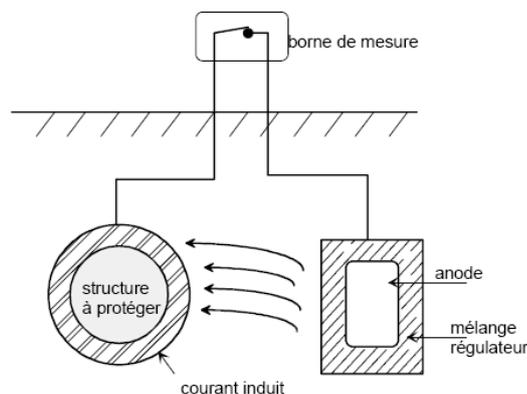


Figure VII.06: Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles.

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.

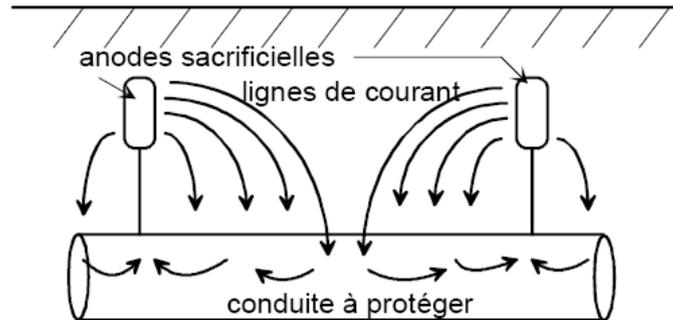


Figure VII.07: Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.

VII-2-2-3. Systèmes de protection par courant imposé

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).

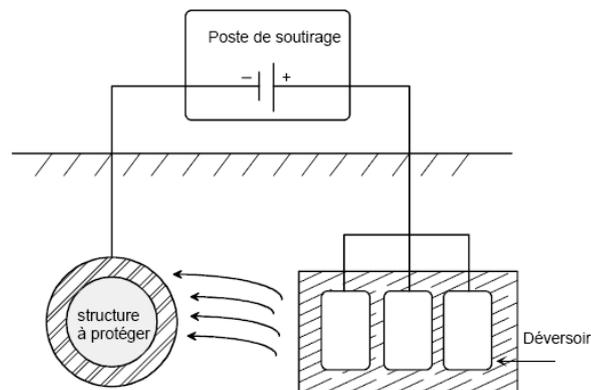


Figure VII.08: Principe de la protection cathodique à courant imposé.

VII-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.

VII-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.

VII-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.

VII-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.

VII-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 500 μ m. 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.

CHAPITRE VIII

ORGANISATION ET SECURITE DE CHANTIER

VIII-1. ORGANISATION DE CHANTIER

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 constriction d'une station de pompage.

VIII-1-1. Différents travaux à entreprendre

VIII-1-1-1. Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations 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.

VIII-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.

VIII-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.

VIII-1-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction**VIII-1-2-1. Déblais d'excavation**

Le volume des déblais (m^3) est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, Sachant que :

$$S_{exc} = b \times h ;$$

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 : $V_{exc} = S \times L_{exc}$;

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.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

b) Largueur 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).

VIII-1-3. Déblais d'excavation de la conduite d'adduction

Tableau VIII.01: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'A' - C-E BEB).

Point	h (m)	b (m)	S (m^2)	S_{moy} (m^2)	L (m)	V (m^3)
1	2,52	0,95	2,394	2,123	442,02	938,52
2	1,95	0,95	1,853			
3	2,36	0,95	2,242	2,047	242,66	496,79
4	1,45	0,95	1,378	1,810	151,15	273,54
TOTAL						1708,85

Tableau VIII.02: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'A' - Point 'B').

Point	h (m)	b (m)	S (m^2)	S_{moy} (m^2)	L (m)	V (m^3)
1	2,52	0,95	2,394	2,005	34,15	68,45
2	1,7	0,95	1,615			
3	2	0,95	1,900	1,758	195,18	343,03
4	1,85	0,95	1,758	1,829	323,09	590,85
5	2,05	0,95	1,948	1,853	191,47	354,70
6	1,8	0,95	1,710	1,829	192,91	352,78
TOTAL						1709,82

Tableau VIII.03: Calcul du volume des déblais (tronçon S.P BEKE - Point 'A').

Point	h (m)	b (m)	S (m ²)	S _{moy} (m ²)	L (m)	V (m ³)
1	1,6	1,05	1,680			
				1,764	27,82	49,07
2	1,76	1,05	1,848			
				1,895	95,42	180,84
3	1,85	1,05	1,943			
				1,811	69,34	125,59
4	1,6	1,05	1,680			
				1,575	279,12	439,61
5	1,4	1,05	1,470			
				1,995	84,25	168,08
6	2,4	1,05	2,520			
				2,793	106,09	296,31
7	2,92	1,05	3,066			
				2,478	577,39	1430,77
8	1,8	1,05	1,890			
				1,853	467,62	866,62
9	1,73	1,05	1,817			
				1,906	277,29	528,45
10	1,9	1,05	1,995			
				2,552	339,02	865,01
11	2,96	1,05	3,108			
				2,552	496,94	1267,94
12	1,9	1,05	1,995			
				1,995	249,96	498,67
13	1,9	1,05	1,995			
				1,916	216,37	414,62
14	1,75	1,05	1,838			
				1,916	478,52	916,96
15	1,9	1,05	1,995			
				1,785	385,94	688,90
16	1,5	1,05	1,575			
				1,733	459,92	796,81
17	1,8	1,05	1,890			
				1,743	432,34	753,57
18	1,52	1,05	1,596			
				1,365	353,49	482,51
19	1,08	1,05	1,134			
				1,202	47,81	57,48
20	1,21	1,05	1,271			
				1,691	96,8	163,64
21	2,01	1,05	2,111			
				1,843	99,98	184,24
22	1,5	1,05	1,575			
				2,000	312,82	625,72
23	2,31	1,05	2,426			
				2,546	226,44	576,57
24	2,54	1,05	2,667			
				2,657	463,21	1230,52
25	2,52	1,05	2,646	TOTAL		13608,52

Tableau VIII.04: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'B'- R.Chabou).

Point	h (m)	b (m)	S (m ²)	S _{moy} (m ²)	L (m)	V (m ³)
1	1,80	0,90	1,620			
				1,778	169,40	301,11
2	2,15	0,90	1,935			
				1,890	137,61	260,08
3	2,05	0,90	1,845			
				1,818	129,54	235,50
4	1,99	0,90	1,791			
				1,962	75,95	149,01
5	2,37	0,90	2,133			
				1,562	40,60	63,40
6	1,10	0,90	0,990			
TOTAL						1009,11

Tableau VIII.05: Calcul du volume des déblais (tronçon Point 'B'- R.Englade).

Point	h (m)	b (m)	S (m ²)	S _{moy} (m ²)	L (m)	V (m ³)
1	1,8	0,8	1,440			
				1,720	513,19	882,69
2	2,5	0,8	2,000			
				2,000	470,27	940,54
3	2,5	0,8	2,000			
				1,920	559,15	1073,57
4	2,3	0,8	1,840			
				1,560	262,64	409,72
5	1,6	0,8	1,280			
TOTAL						3306,51

VIII-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 tranchée en (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau VIII.06: Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V _s (m ³)
S.P BEKE-Point A	1,05	0,15	6475	1019,81
Point A- CE BEB	0,95	0,15	905	128,96
Point A- Point B	0,95	0,15	630	89,78
Point B- R.Chabou	0,90	0,15	455	61,43
Point B- R.Englade	0,80	0,15	1865	223,80
TOTAL				1523,78

VIII-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 VIII.07: Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D (mm)	S_C (m^2)	L (m)	V_C (m^3)
S.P BEKE-Point A	450	0,159	6475	1029,53
Point A- CE BEB	350	0,096	905	86,88
Point A- Point B	350	0,096	630	60,48
Point B- R.Chabou	300	0,071	455	32,31
Point B- R.Englade	200	0,031	1865	57,82
TOTAL				1267,02

VIII-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 VIII.08: Volumes 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.P BEKE-Point A	13608,52	1019,81	1029,53	11559,18
Point A- CE BEB	1708,85	128,96	86,88	1493,01
Point A- Point B	1709,82	89,78	60,48	1559,59
Point B- R.Chabou	1009,11	61,43	32,31	915,37
Point B- R.Englade	3306,51	223,80	57,82	3024,89
TOTAL	21342,81	1523,78	1267,02	18552,01

Tableau VIII.09: Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
01	Déblais	m ³	21342,81
02	Remblais	m ³	18552,01
03	Lit de sable	m ³	1523,78
04	Conduite	m ³	1267,02

VII-1-7. Calcul du volume des travaux de la station de pompage**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
21	4	5,5	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

Poteaux : bxb =40x40.

Poutres : bxb = 40x40.

1. Volumes**a. Décapage**

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times (21+1) \times (4+1) = 16,5 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 16,5 \text{ m}^3}$$

b. Excavation (Fouilles)

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

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 $V_{bp} = 14 \times 0,225 = 3,15 \text{ m}^3$.

$$\mathbf{V_{bp} = 3,15 \text{ m}^3}$$

d. Béton armé▪ **Semelles**

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

$$\mathbf{V_s = 12,6 \text{ m}^3}$$

- **Demi – poteaux**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16\text{m}^3$$

On a 14 demi – poteaux, donc :

$$V_{dp} = 14 \times 0,16 \Rightarrow V_{dp} = 2,24\text{m}^3$$

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

- **Poutre inférieure**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 21 \times 2) + (0,4 \times 0,4 \times 4 \times 7) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14) = 10,304\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{pinf} = 10,304\text{m}^3}$$

- **Chape inférieure**

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V = 0,07 \times 21 \times 4 = 5,88\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{cinf} = 5,88\text{m}^3}$$

- **Poteaux**

$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3$; donc pour 14 poteaux est :

$$V_p = 14 \times 0,88 = 12,32 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_p = 12,32\text{m}^3}$$

- **Poutres supérieures**

$$\mathbf{V_{ps} = 10,304 \text{ m}^3.}$$

- **Chape supérieure**

$$\mathbf{V_{cs} = 5,88 \text{ m}^3.}$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille**

$V_0 = 3,375\text{m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225\text{m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16\text{m}^3$ est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9 \text{ m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,16) = 2,09\text{m}^3$$

Donc pour 14 semelles $V = 2,09 \times 14 = 29,26\text{m}^3$

$$\mathbf{V = 29,26\text{m}^3}$$

- **Remblai compacte de la dalle inférieure**

$$V_{rc}=0,9 \times 21 \times 4 = 75,6 \text{ m}^3.$$

$$V_{rc}=75,6 \text{ m}^3$$

- **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) $S_i=0,06 \text{ m}^2$

Surface du mur $S = 2 \times 5,5 \times (21+4) = 275 \text{ m}^2$

$N_b=275/0,06=4584$ briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$N_b+100=100+4584=4684$ briques

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

$S=0,9 \times 2 \times (21+4) = 45 \text{ m}^2$

$N_b=45/0,06=750$ briques.

$$N_{b.tot}=4684+750=5434 \text{ briques}$$

Tableau VIII.11: les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux ou matériel	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	5434

VIII-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.

VIII-1-8-1. La niveleuse

La première opération pour la construction du bâtiment de la station de pompage c'est le découpage de terre végétale sur des faibles profondeurs.

Dans ce cas nous allons utiliser la niveleuse automotrice.

Les niveleuses qui entretiennent les pistes du chantier en nivelant le sol avec leur lame. Elles participent également aux réglages des différentes couches des plates-formes routières ou ferroviaires et peuvent être équipées de système GPS ou de système 3D afin d'obtenir une précision des couches de l'ordre du centimètre.



Figure VIII.01: La niveleuse.

VIII-1-8-2. 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.02: La pelle hydraulique et le chargeur.

VIII-1-8-3. Les décapeuses

Les décapeuses automotrices (souvent appelées « scrapers »), qui raclent le sol à l'aide d'un bulldozer pousseur et emmènent les matériaux directement vers les zones de remblais.

Le choix des engins de chargement est essentiellement lié à la nature des matériaux à extraire.

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement.



Figure VIII.03: La dcapeuse.

Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ; et aussi temps de remise en position de déblais.

VIII-1-8-4. 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.04: Les engins de transport.

VIII-1-8-5. Matériels de compactage

Après les travaux de réalisation des semelles et les demi poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et la bien compactée. Même chose pour le remblayage des cases entre les longrines, donc on a besoin d'un engin de compactage. Et puisque la station de pompage a une petite surface on pet

utiliser les compacteurs à main. Mais sachant qu'on a d'autre travaux de compactage avec un volume important (compactage de la trachée de la conduite) d'où on a besoin d'un compacteur avec un rendement important. On utilise alors un compacteur a rouleau lisse.



Figure VIII.05: Compacteur à rouleau lisse.

VIII-1-9. Planification des travaux

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Les principales opérations à exécuter sont :

- Préparation de l'espace de travail ;
- Décapage de la couche supérieure le long de l'adduction ;
- Décapage de la couche de végétation pour la station de pompage ;
- Exécution des tranchées ;
- Exécution des fouilles pour les regards ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Construction des regards en béton armé ;
- Construction de la station de pompage ;
- Remblaiement des tranchées ;
- Faire des vérifications et des finitions du projet.

Tableau VIII.12: La liste des taches.

Note	Opération	TR (jours)
A	Préparation de l'espace de travail	05
B	Décapage de la couche supérieure le long de l'adduction	25
C	Décapage de la couche de végétation pour la station de pompage	5
D	Exécution des tranchées	230
E	Exécution des fouilles pour les regards	25
F	La mise en place des canalisations en tranchée	140
G	Construction des regards en béton armé	45
H	Construction de la station de pompage	120
I	Remblaiement des tranchées	30
J	Faire des vérifications et des finitions du projet	7

VIII-1-9-1. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent dans le tableau suivant.

Tableau VIII.13: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.

N°	Opération	TR (jours)	Précède	Succède
01	A	05	B-C	----
02	B	25	D-E	A
03	C	5	H	A
04	D	230	F	B
05	E	25	G	B
06	F	140	I	D
07	G	45	I	E
08	H	120	J	C
09	I	30	J	F-G
10	J	7	----	H-I

Après avoir pris en considération tous les éléments cités on obtient le diagramme suivant :

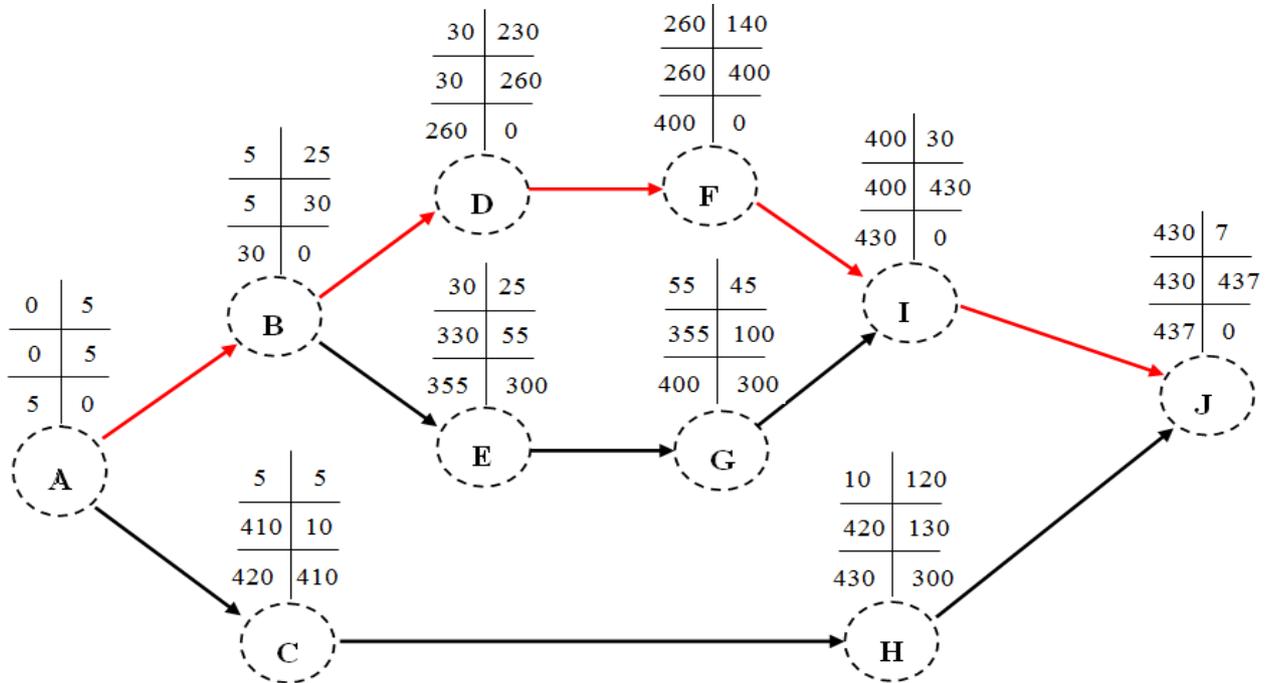


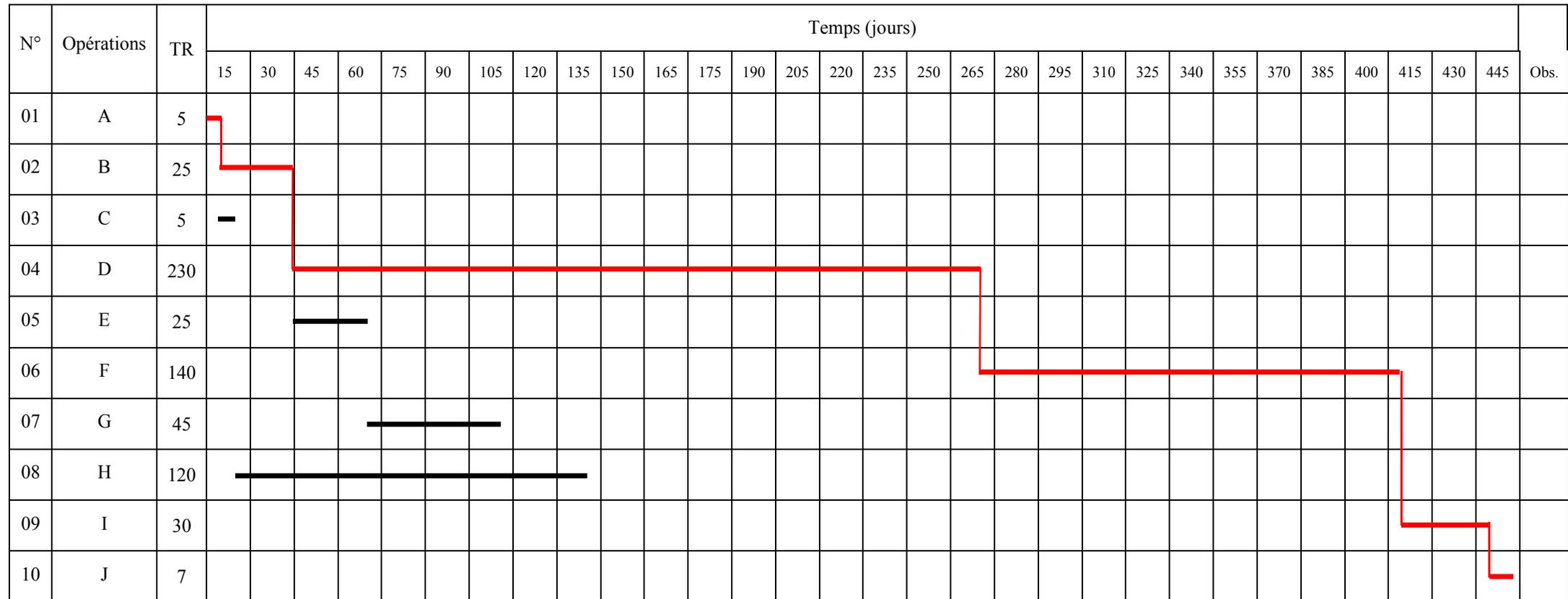
Figure VIII.06: Réseaux à nœuds (méthode CPM).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait en premier lieu un devis quantitatif pour la conduite de transfert, la station de pompage principale et l’ouvrage de décharge, et déterminé les engins adaptés pour chaque tâche.

Par la suite nous avons dressé le réseau d’exécution des travaux, et nous avons trouvé une période de réalisation de 437 jours, à l’environ de 15 mois.

Tableau VIII.14: Diagramme de GANT.



: Chemin critique.

VIII-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,

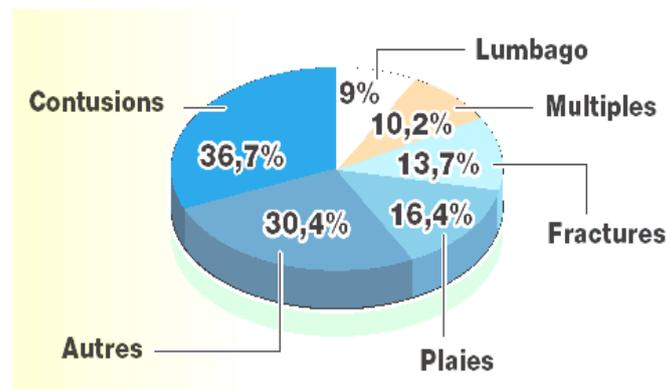


Figure VIII.07: Pourcentage des différentes natures d'accident.

VIII-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].

VIII-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.

VIII-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.

VIII-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.

VIII-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.

VIII-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].

VIII-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.

VIII-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, empoussièrément, 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.

Formation des salariés à la sécurité

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail. Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

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 cagoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

VIII-2-4-3. Prévention médicale (Les missions du médecin du travail)

Les préventions suivre 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.

VIII-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 évité 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.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement. Toilette lavabo

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pouvons conclure que le renforcement du réseau d'alimentation de notre région d'étude présenté dans le transfert des eaux potable de site de production de Bordj El Kiffan vers les différents réservoirs de distribution, doit être composé de :

- Une station de pompage installée en charge au site de BEKE refoule un débit de 227,26 l/s, à une HMT de 101,44 m et composée de trois pompes fonctionnent en parallèle avec une pompe de secours.
- La construction d'un château d'eau de capacité 2000 m³ à l'EST pour l'alimentation du site Bordj El Bahri.
- Une conduite Ø450 pour refouler un débit de 227,26 l/s de la station de pompage projetée de site BEKE vers le point de ramification 'A'.
- Une deuxième conduite Ø350 de refoulement, pour un débit de 112,48 l/s du point de ramification 'A' vers le château projeté de Bordj El Bahri.
- Une troisième conduite Ø350 de refoulement, pour un débit de 113,52 l/s du point de ramification 'A' vers le deuxième point de ramification 'B'.
- Une quatrième conduite Ø300 de refoulement, pour un débit de 85,56 l/s du point de ramification 'B' vers les réservoirs de Chabou.
- Une cinquième conduite Ø200 de refoulement, pour un débit de 27,95 l/s du point de ramification 'B' vers les réservoirs d'Englade.

Concernant le phénomène transitoire, on a opté un réservoir d'anti-bélier d'une capacité 10000 litre pour protéger les conduites et les pompes contre ce phénomène. Même aussi on a prévu des revêtements organiques à l'extérieurs et l'intérieurs des conduites pour augmenter la durée de vie des conduite et minimiser l'agressivité de l'eau et le sol sur leurs parois, et on désigne des précautions pour la protège.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

Ouvrages généraux

- [01] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaines (Exercices et projets) » Edition EYROLLES Paris 1980, p.120, 121, 122, 124, 125, 156, 157, 159.
- [02] **A. DUPONT Paris 1977**« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [03] **A.G.H.T.M Paris 1982** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101, 102, 103, 104, 105.
- [04] **A. LENCASTRE Paris 1983** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.49, 150.
- [05] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance » Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL, p.58, 59, 60, 61, 62.
- [06] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 79, 140.
- [07] **M. CARLIER Paris 1972** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [08] **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau », p.5, 9, 37, 40, 195.
- [09] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 -10, 16, 18, 25, 42, 43.

Catalogues

- [10] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [11] **BADORIS** - Document de synthèse relatif à une barrière technique de sécurité (BTS) Version 1.1 – janvier 2008.
- [12] **Electrostal Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [13] **V.AMBARTSOUMIAN**« Recommandations méthodologiques »2^{ème} Edition 11/1994, p.5, 6, 9, 10, 14, 15, 16, 17, 21, 22, 23.

ANNEXES

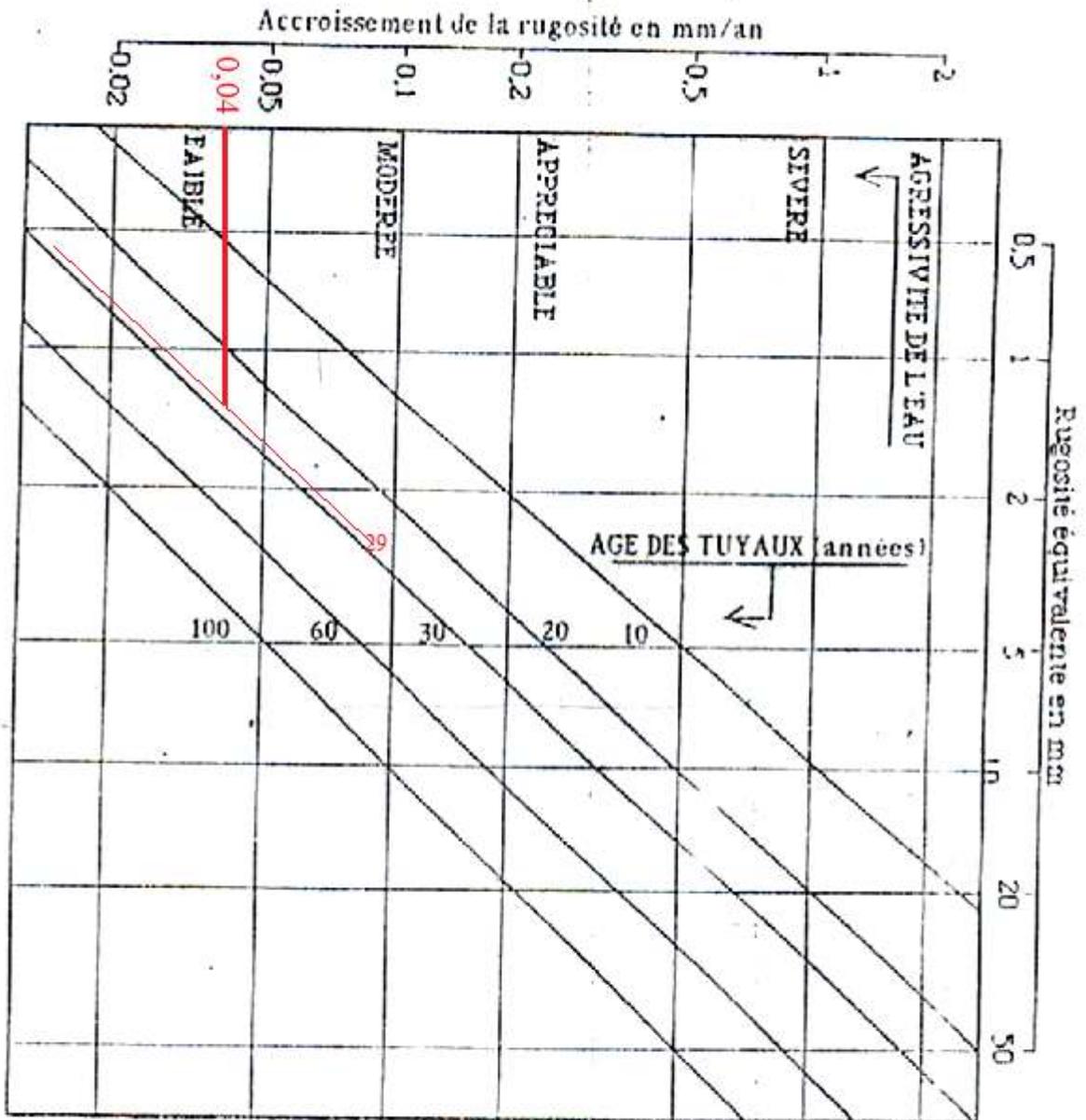
Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

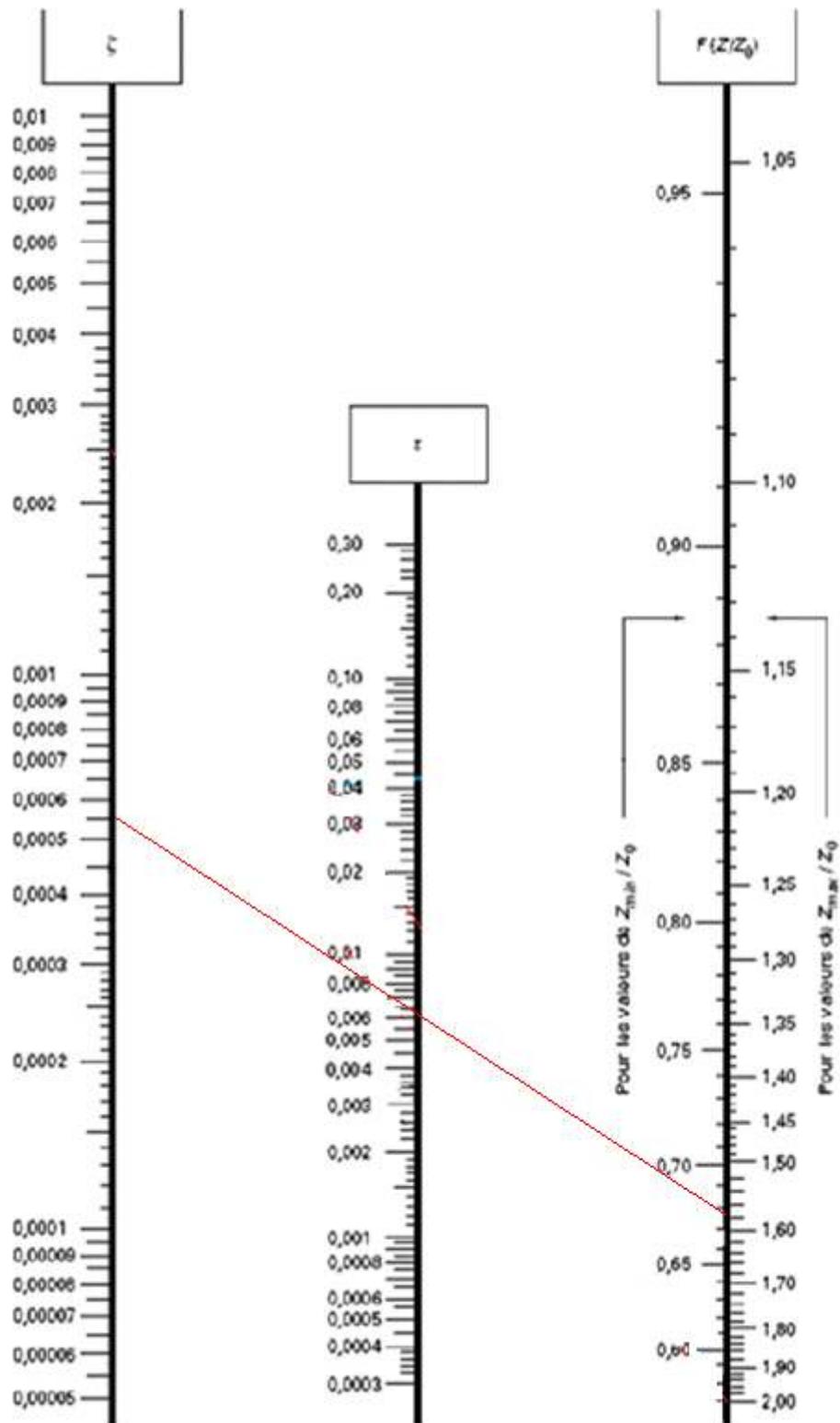
(Source : Le catalogue de SALAH.B)

Annexe (II) : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

ABAQUE DE M.PETER LAMONT
RUGOSITE D'UNE CONDUITE EN FONCTION DE SON AGE



Annexe (III) : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.



$$\zeta = \frac{V^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z^2}{Z_0^2} - \ln \frac{Z}{Z_0} - 1 \right]^{-1} \quad \text{— Représentation de S.P. BEKE}$$

Travaux en sécurité

Avant le travail

- Contactez obligatoirement le(s) opérateur(s) présent(s) sur le site. Les numéros d'appel se trouvent en dernière page.**
Les opérateurs sont les seuls habilités à fournir les renseignements concernant l'accessibilité du site et vous informeront de la procédure à suivre.
Si plusieurs opérateurs sont présents sur le même site, vous devez téléphoner à chaque opérateur.
- Examinez l'état général du site où vous allez travailler afin d'identifier les zones représentant un danger potentiel;** par exemple, les bords des toitures non protégés, un sol glissant, la présence d'objets ou de matériaux augmentant le risque de chute, la proximité des antennes (cf. les gabarits de sécurité). Délimitez les zones dangereuses avec un ruban, installez des panneaux de signalisation temporaires,...
- Utilisez les équipements de protection collective** afin d'assurer votre protection ainsi que celle du public; par exemple, installez un garde-corps métallique ou temporaire, des filets de sécurité, utilisez des lignes de vie,...

Annexe (IV) : Fiche des travaux en sécurité.

et/ou de protection individuelle: utilisez un casque, des gants et des bottines de sécurité, un harnais, un amortisseur de choc et accrochez-vous à un point d'ancrage,...

Assurez-vous du bon état du matériel et utilisez-le correctement.

- Respectez les 3 règles de sécurité suivantes :**
 - **SECURISEZ LE SITE ET L'ACCES AU SITE**
 - **TENEZ COMPTE DES 3 MAILLONS DE LA SECURITE INDIVIDUELLE: Ancrage, liaison et préhension adaptés aux circonstances.**
 - **SEULES LES PERSONNES COMPÉTENTES et formées aux différentes interventions sont aptes à les exécuter.**

Pendant le travail

Aucun travail à effectuer dans des conditions dangereuses ne doit être confié à un travailleur isolé. La présence d'une autre personne susceptible de donner rapidement l'alarme est nécessaire.

Après le travail

Nettoyez convenablement le site de tous les déchets et matériaux utilisés pendant l'intervention et emportez-les.

Pictogrammes



Accès interdit aux personnes non autorisées.



Extincteur



Port du casque obligatoire.



Port des bottines de sécurité obligatoire.



Port du harnais de sécurité obligatoire.



Rayonnement non-ionisant.



Tension électrique dangereuse.



Danger de chute par différences de niveau.

N° de téléphone

En cas de travaux dans les zones de sécurité, veuillez téléphoner à un ou plusieurs des numéros de téléphone