

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau industrielle des chantiers pétrolières
application au champs de Hassi Messaoud.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-10

APA Citation (توثيق APA):

**Hamdani, Ahcene (2010). Alimentation en eau industrielle des chantiers pétrolières
application au champs de Hassi Messaoud[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ABDELLAH ARBAOUI

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 SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE

THEME :

ALIMENTATION EN EAU INDUSTRIELLE DES CHANTIERS
PETROLIERS – APPLICATION AU CHAMP DE HASSI
MESSAOUD.

Présenté par :
M^r: HAMDANI AHCENE

Promoteur :
M^r: Y.DERNOUNI

MEMBRES DE JURY :

Président : M^r O.KHODJET- KESBA

Examineur : M^{me} L.TAFAT

Examineur : M^r M.S BENHAFID

Examineur : M^{me} K.ZERHOUNI

Examineur : M^r A.AYADI

Examineur : M^r B.BOUTAHRAOUI

Juin 2010

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ABDELLAH ARBAOUI

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 SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE

THEME :

ALIMENTATION EN EAU INDUSTRIELLE DES CHANTIERS
PETROLIERS – APPLICATION AU CHAMP DE HASSI
MESSAOUD.

Présenté par :
M^r: HAMDANI AHCENE

Promoteur :
M^r: Y.DERNOUNI

MEMBRES DE JURY :

Président : M^r O.KHODJET- KESBA

Examineur : M^{me} L.TAFAT

Examineur : M^r M.S BENHAFID

Examineur : M^{me} K.ZERHOUNI

Examineur : M^r A.AYADI

Examineur : M^r B.BOUTAHRAOUI

Juin 2010

Je dédie ce travail à :

- ✓ *Mes très chers parents ma mère qui m'a encouragé
et mon père qui a toujours cru en moi;*
- ✓ *Mes frères et sœurs,*
- ✓ *à toute ma famille ;*
- ✓ *Tous mes amis et amies de l'ENSH.*
- ✓ *A Tous les martyrs de l'ALGERIE.*

REMERCIEMENTS

Toute la gratitude et le merci à Dieu. Notre créateur qui nous a donné la force pour effectuer ce travail.

Nous remercions, notre promoteur Mr Y.DERNOUNI pour sa disponibilité, son sérieux et ses conseils judicieux.

Nous remercions également

Tous les enseignants de l'ENSH, qui ont assuré notre formation durant tout le cycle d'étude.

Toute l'équipe du DOF de SONATRACH pour toute l'attention et l'aide qu'ils nous ont accordées.

Nous tenons par cette occasion à présenter nos vifs remerciements à tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

AHCENE

ملخص

في الصحراء تكون المصادر المائية بعيدة عن السكان والمصانع , و من اجل هذا السبب يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لنقل هذه المياه إلى الخزانات من اجل تزويد الورشات البترولية بالماء, وفي اغلب الحالات يكون مصدر المياه جوفي.

الغرض من هذا العمل هو دراسة تزويد الورشات البترولية بالمياه الصناعية – تطبيق في حقل حاسي مسعود, انطلاقا من حقل أبار المياه الجوفية لحاسي القاسي من اجل تلبية احتياجات الورشات البترولية بالمياه الصناعية.

Résumé

Dans le Sahara les ressources en eau se trouvent loin des agglomérations et des industries, et pour cette raison on est obligé de projeter des adductions pour ramener l'eau chez les chantiers pétroliers et d'une manière générale les eaux destinées à l'alimentation en eau potable, l'irrigation et à l'industrie proviennent surtout des eaux souterraines.

Le but de ce travail est l'étude de l'alimentation en eau industrielle des chantiers pétroliers- Application au champ de HASSI MESSAOUD à partir du champ de captage des eaux souterraines de HASSI EL GASSI dans le but de satisfaire les besoins eau des chantiers pétroliers.

Abstract

In the Sahara the water resources are far from the agglomerations and of industries, and for this reason one is obliged to project adductions to bring back water at the oil building sites and generally the water intended for the drinking water supply, the irrigation and with industry come especially from subterranean water.

The goal of this work is the study of the industrial water supply of the oil building sites Application to the field of HASSI MESSAOUD starting from the field of collecting of subterranean water of HASSI EL GASSI with an aim of satisfying the water needs for the oil building sites.

SOMMAIRE

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de champ de HASSI MESSAOUD

| | |
|---|----|
| Introduction | 1 |
| Historique de la découverte | 1 |
| I.SITUATION DE CHAMP DE HASSI MESSAOUD..... | 1 |
| I.1. Situation Géographique..... | 1 |
| I.2.Données socio-économiques | 3 |
| I.3.Géomorphologie | 3 |
| I.4.Situation climatologique | 3 |
| I.4.1.Température | 3 |
| I.4.2.Pluviométrie | 4 |
| I.4.3. Le vent | 4 |
| I.4.4. Le Climat | 5 |
| I.5. Situation géologique et hydrogéologique | 5 |
| I.5.1.Situation hydrogéologique | 5 |
| I.5.2.Situation géologique | 5 |
| I.6. Description de la série stratigraphie | 5 |
| I.6.1. Représentation du gisement de Hassi Messaoud | 9 |
| I.7.Zones et numérotation des puits | 9 |
| Conclusion..... | 11 |

Chapitre II : Les chantiers pétroliers

| | |
|--|----|
| Introduction | 12 |
| I. Définition d'un chantier pétrolier | 12 |
| II.L'activité pétrolière | 12 |
| III. Les différents chantiers pétroliers | 12 |
| III.1.Les chantiers de réalisation d'un forage pétrolier | 12 |
| III.2.Les Chantiers Work Over | 13 |

| | |
|--|----|
| III.3. Centre de production | 13 |
| III.4. Station de Raffinerie | 14 |
| III.5. Les base de vie | 14 |
| IV. Utilisation de l'eau dans l'activité pétrolière..... | 15 |
| IV.1.la boue de forage | 15 |
| IV.2.Utilisation industrielle | 15 |
| IV.3.Refroidissement des machines | 15 |
| IV.4.Les bases de vie | 15 |
| IV.5. L'incendie | 15 |
| IV.6.Les Sociétés parapétroliers | 15 |
| V. Présentation de la zone d'étude | 15 |
| V.1.Les chantiers concernés | 16 |
| V.2.Localisation des chantiers | 16 |
| V.I. Situation hydraulique | 16 |
| Conclusion | 18 |

Chapitre III : Estimation des besoins

| | |
|---|----|
| Introduction | 19 |
| I. Définition d'une eau industrielle | 19 |
| II.les normes de la qualité de l'eau demandée | 19 |
| III. Evolution des besoins en eau | 19 |
| III.1. Evaluation des besoins en eau industrielle | 20 |
| III.1. 1.Consommation moyenne journalière | 20 |
| III.1.2.Variation de la consommation | 23 |
| Conclusion..... | 35 |

Chapitre IV : Qualité des eaux souterraines

| | |
|--------------------|----|
| Introduction | 36 |
|--------------------|----|

| | |
|---|----|
| I. But de l'étude | 36 |
| II. Qualité des eaux souterraines | 36 |
| II.1. Généralités | 36 |
| II.2. Qualité des eaux de la Région de Ouargla | 37 |
| III. Paramètres de Qualités | 38 |
| III.1. La méthodologie d'analyse | 38 |
| III.1.2. Méthodes analytiques | 38 |
| III.1.3. Résultats | 38 |
| III.2. Etude des paramètres physico-chimiques | 40 |
| III.3. Etude des paramètres chimiques | 41 |
| III.3.1. Les cations | 41 |
| III.3.2. Les anions | 42 |
| IV. Classification et potabilité des eaux | 42 |
| IV.1. Les diagrammes de représentation des échantillons d'eau | 42 |
| IV.1.1. diagramme de piper | 42 |
| IV.1.2. diagramme de Schoëller -Berkaloff | 44 |
| V. Qualité chimique de l'eau souterraine | 46 |
| V.1. Cas de la nappe Mio –Pliocène | 46 |
| V.2. Cas de la nappe Sénono-éocène | 47 |
| V.3. Cas de La nappe Turonienne | 47 |
| V.4. Cas de la nappe Albienne | 47 |
| Conclusion | 47 |

Chapitre V : Champ de captage des eaux souterraines

| | |
|--|----|
| Introduction | 48 |
| I. But de l'étude | 48 |
| II. Présentation du champ de captage de HASSI EL GASSI..... | 48 |
| III. Situation des champs de captage..... | 48 |
| IV. Calcul de volume de production journalière des forages | 50 |
| V. discussion des résultats | 51 |

| | |
|---|----|
| V.I. Choix des forages de production | 51 |
| V.2.Fonctionnement Cyclique des forages | 52 |
| V.2.1.Le forage ajouté | 52 |
| Conclusion | 53 |

Chapitre VI : Etude de L'adduction

| | |
|--|----|
| Introduction | 54 |
| I. Types d'adduction | 54 |
| I.1. Adduction gravitaire..... | 54 |
| I.2. Adduction par refoulement..... | 54 |
| I.3. Adduction mixte | 54 |
| II. Adduction et types d'écoulement..... | 54 |
| II.1. Ecoulement à surface libre..... | 54 |
| II.2. Ecoulement en charge | 55 |
| III. Etude des variantes..... | 55 |
| III.1. Proposition des variantes..... | 55 |
| III. 2. Analyse et choix de la variante..... | 56 |
| III.4. Choix du trac..... | 59 |
| III.5.Choix du matériau de la conduite | 59 |
| III.5.1.Caractéristiques et avantages de PRV | 59 |
| IV. Calcul hydraulique..... | 60 |
| IV.1. Méthode de calcul | 60 |
| a) Cas gravitaire..... | 60 |
| b) Cas de refoulement | 61 |
| V. Dimensionnement de l'adduction gravitaire..... | 64 |
| V.1.Adduction Bâche d'accumulation-Station de reprise..... | 64 |
| V.2.Adduction Réservoir Tampon RT1 - Réservoir d'équilibre | 66 |
| VI. Dimensionnement de l'adduction par refoulement..... | 67 |
| VI.1.Refoulement : Station SPP- Réservoir Tampon RT1..... | 67 |

| | |
|---|----|
| VI.2.Refolement : Champ de captage –Bâche d’accumulation..... | 70 |
| VII. Profil en long du terrain naturel | 72 |
| Conclusion..... | 72 |

Chapitre VII : Etude des réservoirs du système d’adduction

| | |
|--|----|
| Introduction | 73 |
| I. Fonctions des réservoirs | 73 |
| II. Classification des réservoirs..... | 73 |
| III. Emplacement des réservoirs..... | 74 |
| IV. Calcul des capacités des réservoirs..... | 75 |
| V. Dimensionnement des réservoirs du système d’adduction | 75 |
| V.1.Bâche d’accumulation (BAC) :..... | 75 |
| V.1.1.Dimensions du réservoir :..... | 76 |
| V.2. Réservoirs de transit | 77 |
| V.2.1.Réservoir de la Station de reprise, station (SPP) | 77 |
| V.2.2.Dimensions du réservoir..... | 79 |
| V.2. 3. Réservoir Tampon RT1 | 80 |
| V.2.4. Réservoir d’équilibre RT2 | 82 |
| VI. Equipements des réservoirs | 84 |
| VI.1. Matérialisation de la réserve d’incendie | 84 |
| VI.2. Système à deux prises | 84 |
| VI.3. Système à siphon..... | 84 |
| VII. Traversée des conduites dans les parois de la cuve..... | 86 |
| Conclusion..... | 87 |

Chapitre VIII: Etude du pompage

| | |
|--------------------------------|----|
| Introduction | 88 |
| I. Choix du type de pompe..... | 88 |

| | |
|--|-----|
| I.1. Description du produit..... | 88 |
| II. Couplage des pompes | 91 |
| II.1. Choix du nombre de pompes..... | 91 |
| II.2. Refoulement : Station SPP - Réservoir Tampon RT1 | 91 |
| II.3. Courbes caractéristiques des pompes | 92 |
| II.4. Points de fonctionnement des pompes..... | 92 |
| II.5. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données..... | 96 |
| A)-Débit disponible > Débit appelé | 96 |
| B)- Débit disponible < Débit appelé | 97 |
| II.6. Refoulement : SPP - Réservoir RT1..... | 98 |
| III. Etude de la cavitation | 99 |
| III.1. Refoulement : Station SPP - Réservoir RT1..... | 101 |
| III.2. Choix du moteur électrique..... | 103 |
| III.2.1. Critères de choix du moteur électrique..... | 103 |
| III.2.2. Puissance fournie par le moteur | 103 |
| III.2.3. Refoulement : Station SPP - Réservoir RT1..... | 104 |
| III.3. Encombrement des moteurs | 104 |
| III.4. Dimensionnement de bâtiment de la station (SPP)..... | 107 |
| III.4.1. Hauteur du bâtiment | 107 |
| III.4.2. Longueur du bâtiment..... | 107 |
| III.4.3. Largeur du bâtiment..... | 108 |
| III.4.4. Dimensions des portes..... | 109 |
| III.4.5. Dimensionnement des fenêtres | 109 |
| III.4.6. Dimensionnement des marches d'escalier | 109 |
| IV. Refoulement : les forages de Champ de captage – Bâche d'accumulation BAC | 110 |
| IV.1. Calcul de la hauteur manométrique pour les quinze(15) forages..... | 110 |
| IV.2. Choix des pompes des forages | 113 |
| IV.3. Les courbes caractéristiques des pompes | 113 |
| Conclusion..... | 121 |

Chapitre IX: Pose canalisation et accessoires

| | |
|---|-----|
| Introduction | 122 |
| I. Pose de canalisation | 122 |
| I.1.Principe de pose de canalisations | 122 |
| I.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire | 123 |
| I.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain | 123 |
| II. Pose de canalisation en galerie | 124 |
| III. Assemblage par emboîtement | 125 |
| III.1.avantages de pose des conduites en PRV | 126 |
| III.2.Profil de tranchée type | 126 |
| III.3.Caractéristiques géométriques des jonctions | 127 |
| IV. Accessoires | 128 |
| IV.1.Robinets vannes | 129 |
| IV.2.Clapets anti retour | 130 |
| IV.3. Ventouses | 131 |
| IV.4. Vannes de décharge | 132 |
| IV.5. Moyens anti-bélier | 132 |
| IV.6. By-pass | 133 |
| IV.7. Poteaux d'incendie | 133 |
| IV. 8. Crépines | 133 |
| IV.9. Déversoirs de trop plein | 134 |
| V. Organes de mesure | 134 |
| VI. Organes de raccordement | 135 |
| VI.1. Coudes | 135 |
| VI.2.Cônes | 135 |
| VI.3. Tés..... | 137 |
| VI.4.Joints de démontage..... | 137 |
| Conclusion..... | 137 |

Chapitre X: Protection des conduites contre le coup bélier

| | |
|---|-----|
| Introduction | 138 |
| I. Protection des conduites contre le coup de bélier | 138 |
| I.1. Définition..... | 138 |
| II. Causes du coup de bélier | 138 |
| II.1. Risques dus aux coups de bélier | 138 |
| III. Description des phénomènes physiques..... | 139 |
| IV. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier..... | 140 |
| IV.1. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier | 141 |
| IV.2. Calcul des réservoirs d'air..... | 142 |
| IV.3. Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH. B..... | 142 |
| V. Caractéristiques finales du réservoir d'air..... | 144 |
| VI. Encombrement du réservoir d'air | 145 |
| VI.1. Installation du réservoir d'air..... | 145 |
| Conclusion..... | 145 |

Chapitre XI: Organisation du chantier

| | |
|--|-----|
| Introduction | 146 |
| I. Différents travaux à entreprendre..... | 146 |
| I.1. Travaux concernant la station de pompage | 146 |
| I.2. Travaux concernant l'adduction..... | 147 |
| I.3. Travaux concernant les réservoirs..... | 148 |
| II. Calcul des volumes des travaux | 149 |
| II.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage..... | 149 |
| II.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction | 152 |
| III. Calcul des volumes des travaux des réservoirs..... | 155 |
| III.1. Réservoirs jumelés 2*2000 m ³ | 156 |
| III.2. Réservoir jumelé 2*3500 m ³ de RT1..... | 161 |

| | |
|---|-----|
| III.3. Réservoir jumelé 2*5000 m ³ de la station de reprise SPP..... | 163 |
| III.4. Réservoir simple de capacité 3500 m ³ de RT2..... | 166 |
| IV. Calcul des coûts des travaux | 170 |
| IV.1.Station de pompage | 170 |
| IV.2.Adduction..... | 171 |
| IV.3.Coût des réservoirs..... | 171 |
| IV.4.Coût global du projet..... | 172 |
| V. Planification des travaux | 172 |
| V.1. Définitions des tâches et leurs durées | 172 |
| V.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)..... | 175 |
| VI. Engins | 177 |
| VI.1. Pelle hydraulique | 177 |
| VI.2. Dozer | 178 |
| VI.3. Chargeur | 179 |
| VI.4. Compacteur | 179 |
| Conclusion..... | 180 |
| Conclusion générale | |
| Bibliographie | |
| Annexe | |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de champ de HASSI MESSAOUD

Tableau N°I-1 : Températures moyennes mensuelles(C°) à la Station de HASSI MESSAOUD

Tableau N°I.2: Précipitation Moyenne Mensuelle (mm)

Tableau N°I-3 : vitesse du vent moyenne mensuelle (m/s), (Source ONM)

Chapitre II : Les chantiers pétroliers

Tableau N°II.1 : Situation des chantiers concernés par le projet (HASSI ELGASSI).

Chapitre III : Estimation des besoins en eau industrielle

Tableau. III.1. des Normes de la qualité de l'eau demandée

Tableau .III.2.Consommation moyenne journalière de la Raffinerie de NEZLA

Tableau .III.3.Consommation moyenne journalière de la Raffinerie de Zemoul EL Harcha

Tableau .III.4 : Consommation moyenne journalière de Centre de production ORHOUD

Tableau .III.5. Consommation moyenne journalière de Centre de production NEZLA

Tableau .III.6. Consommation moyenne journalière de Centre de production RHOUD

Tableau .III.7. Consommation moyenne journalière de Centre de Traitement ORHOUD

Tableau .III.8.Consommation moyenne journalière de Centre de Traitement GASSI EL AZIBI

Tableau .III.9. Consommation moyenne journalière de Centre de Traitement de NEZLA

Tableau .III.10.Récapitulatif des besoins en eau moyenne journaliers

Tableau III.11: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque Chantier

Tableau III.12: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Tableau III.13: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Tableau III.14: Répartition horaire du débit maximum journalier

Tableau III.15: Variation du débit horaire de la Raffinerie de NEZLA

Tableau III.16: Variation du débit horaire de la Raffinerie de Zemoul EL HARCHA

Tableau III.17: Variation du débit horaire de Centre de production d'ORHOUD

Tableau. III.18: Variation du débit horaire de Centre de production de NEZLA

Tableau. III.19: Variation du débit horaire de Centre de production de RHOUD

Tableau. III.20: Variation du débit horaire de Centre de Traitement d'ORHOUD

Tableau .III.21: Variation du débit horaire de Centre de Traitement de GASSI EL AZIBI

Tableau. III.22: Variation du débit horaire de Centre de Traitement de NEZLA

Chapitre IV : Qualité des eaux souterraines

Tableau N°IV.1 : analyse des constituantes chimiques des eaux souterraines de la région de Ouargla et HASSI MESSAOUD. (Source ANRH.2007).

Tableau N°IV.2 : Classification des eaux d'après leurs pH

Tableau N° IV.3 : Conductivité des différentes nappes aquifère, HMD.

Tableau N°IV.4 : Les intervalles de la dureté

Tableau N°IV.5 : Intervalles de la variabilité du (TH) et caractère de l'eau des différentes nappes aquifères, HASSI MESSAOUD.

Tableau N°IV.6 : Faciès chimiques de différentes nappes aquifères, Hassi Messaoud.

Tableau N°.IV.7 : Les normes utilisées pour les eaux de consommation

Chapitre V : Champ de captage des eaux souterraines

Tableau .V.1 : Répartition des forages dans le champ de HASSI EL GASSI

Tableau .V.2 : Coordonnées Lambert des forages existants.

Tableau .V.3 : Caractéristiques de réalisation des forages existantes.

Tableau V.4 : Production en eau des forages

Tableau N°V.5 : Liste des forages choisie pour la production d'eau

Tableau .N°V.6 : Caractéristiques du forage ajouté

Chapitre VI : Etude de L'adduction

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

Tableau VI.3 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Tableau. VI.4: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Tableau VI.2. Variation journalière des tarifs de l'énergie (Sonal gaz HASSI MESSAOUD)

Tableau VI.6: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Tableau VI.5 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Tableau .VI.7: Variation des HMT en fonction du diamètre

Tableau VI.8: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Tableau VI.9: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Tableau .VI.10: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Tableau.VI.11 : diamètres économiques, Champ de captage –Bâche d'accumulation

Tableau.VI.12.Réparation de nombre des conduites en fonction de diamètres

Tableau VI.13: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Tableau .VI.14: Récapitulatif des coudes, ventouses et des vidanges

Chapitre VII : Etude des réservoirs du système d'adduction

Tableau. VII.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise (SPP)

Tableau .VII.2: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

Chapitre VIII: Etude du pompage

Tableau .VIII.1 : Caractéristiques Hydrauliques des pompes NVA

Tableau. VIII.2.Composition des pompes NVA

Tableau VIII.3 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Tableau VIII.4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SPP-Réservoir RT1)

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

Tableau VIII.6: Coefficient de correction en fonction de la puissance

Tableau VIII.7 : Type et caractéristiques des moteurs électriques de la pompe 200- NVA

Tableau VIII.8: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Tableau .VIII.9.Calcul du HMT des forages

Tableau .VIII.10. Caractéristiques des pompes

Chapitre IX: Pose canalisation et accessoires

Tableau IX.1: Profondeur d'insertion des tuyaux de l'adduction

Chapitre X: Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau .X.1 : Calcul de la célérité de l'onde des conduits gravitaires

Tableau .X.2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Tableau .X.3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement SPP- RT1

Tableau .X.4: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement

Tableau .X.5: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

Chapitre XI: Organisation du chantier

Tableau .XI.1 : Coefficients du talus en fonction de la profondeur de la tranchée et la nature du sol

Tableau .XI.2: Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage

Tableau .XI.3 : Volumes de travaux de la station de pompage

Tableau .XI.4: Calcul du volume des déblais de l'adduction

Tableau .XI.5 : Calcul du volume du lit de sable

Tableau .XI.6 : Calcul du volume des conduites

Tableau .XI.7 : Volumes des travaux de transfert

Tableau .XI.8 : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Tableau .XI.9 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Tableau .XI.10 : Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*2000 m³

Tableau .XI.11: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Tableau .XI.12: Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*3500 m³ de RT1

Tableau .XI.13: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Tableau .XI.14: Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*5000 m³ de RT1

Tableau .XI.15: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Tableau .XI.16: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre

Tableau .XI.17: Volumes de travaux du réservoir RT2

Tableau .XI.18: Coût des travaux de la station de pompage

Tableau .XI.19: Coût des pompes de la station de pompage et les pompes des forages

Tableau .XI.20: Coût des travaux de l'adduction

Tableau .XI.21: Coût des travaux de l'ensemble des réservoirs (7 réservoirs)

Tableau .XI.22: Bilan des coûts

Tableau .XI.23 : temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Tableau .XI.24 : temps de réalisation des opérations de l'adduction

Tableau .XI.25 : temps de réalisation des opérations des réservoirs jumelés

Tableau .XI.26 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station SPP et leur réservoirs

Tableau. XI.27 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Tableau. XI.28 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation des réservoirs jumelés

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de Champ de HASSI MESSAOUD

Figure. I.1 : Situation géographique du champ de Hassi Messaoud .

Figure. I.2 : champ de Hassi Messaoud -Coupe stratigraphique type.

Figure. I.3 : Zonation du champ de HASSI MESSAOUD.

Chapitre II : Les chantiers pétroliers

Figure. II.1.Chantier de réalisation d'un forage pétrolier.

Figure .II.2.Centre de Production de HMD.

Figure .II .3. Raffinerie de Hassi Messaoud.

Figure. II .4. Bases de vie

Figure .II.5.Situation des chantiers concernés par le projet (HASSI EL GASSI).

Chapitre III : Estimation des besoins en eau industrielle

Chapitre IV : Qualité des eaux souterraines

Figure. IV.1 : Camions- citernes transportant de l'eau destinée pour L'AEP.

Figure. IV.2 : Carte hydro-chimique des eaux des régions de Ouargla (source ANRH. Ouargla).

Figure IV.3.Diagramme de Piper d'analyse des eaux souterraines de Hassi messaoud.

Figure .IV.4.Diagramme de Schoëller-Berkaloff d'analyse des eaux souterraines de HMD.

Chapitre V : Champ de captage des eaux souterraines

Chapitre VI : Etude de L'adduction

Figure .VI.1 : Schémas vertical de la variante N°1

Figure .VI.2 : Schémas vertical de la variante N°2

Chapitre VII : Etude des réservoirs du système d'adduction

Figure. VII.1: Régime de travail de la station de reprise (SPP)

Figure.VII.2 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré

Figure .VII.3: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

Figure. VII.4.Traversée des conduites (gain en fonte)

Chapitre VIII : Etude du pompage

Figure VIII.1 : ZONE DE PERFORMANCE DES POMPES SERIE NVA

Figure VIII.2. Aperçu des avantages des pompes NVA (catalogue POVAL).

Figure VIII.3 : Courbes caractéristique de la pompe **200-NVA-460-25**

Figure .VIII.4 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SPP

Figure. VIII.5 : les Dimensions de la pompe 200-NVA-460-25

Figure .VIII.6 : Caractéristiques des moteurs Triphasés

Figure. VIII.7 : Encombremments des moteurs Hauteurs d'axe 280A-400mm

Figure .VIII.8. Schémas vertical de système de production des forages du champ de captage de HASSI EL GASSI

Figure. VIII.9.Courbes caractéristiques de la pompe de forage BMS.101

Figure. VIII.10.Courbes caractéristiques de la pompe de forage RBH.101

Figure. VIII.11.Courbes caractéristiques de la pompe de forage DDA.BIS.101

Figure. VIII.12. Courbes caractéristiques de la pompe de forage BRA.101

Figure. VIII.13. Courbes caractéristiques de la pompe de forage AHM.103

Figure. VIII.14. Courbes caractéristiques de la pompe de forage AHM.102

Figure. VIII.15. Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEC.101

Figure. VIII.16.Courbes caractéristiques de la pompe de forage BBKNW.102

Figure. VIII.17. Courbes caractéristiques de la pompe de forage HBJ.101

Figure. VIII.18. Courbes caractéristiques de la pompe de forage HTFW.101

Figure. VIII.19. Courbes caractéristiques de la pompe de forage HML.101

Figure. VIII.20. Courbes caractéristiques de la pompe de forage MOM.102

Figure. VIII.21.Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEW.102

Figure. VIII.22. Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEW.101

Figure. VIII.23. Courbes caractéristiques de la pompe de forage MLSW.101

Chapitre IX : Pose canalisation et accessoires

Figure .IX.1 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

Figure .IX.2: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Figure .IX.3 Pose de canalisation en galerie

Figure. IX.4 : Pose des conduites de PRV

Figure .IX.5 : Profil de tranchée type

Figure. IX.6 : Lubrification du joint avant emboîtement

Figure .IX.7 : Robinet vanne à opercule Ø600 (Poval, unité des vannes, BERROUAGHIA)

Figure. IX.8 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Figure .IX.9 : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

Figure .IX.10 : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

Figure. IX.11 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Figure .IX.12: différents types des Débitmètres

Figure. IX.13 : organes de raccordement des conduites en PRV

Chapitre X : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure .X.1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

Chapitre XI : Organisation du chantier

Figure .XI.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Figure .XI.2 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'ensemble des travaux

Figure .XI.3 : Pelle hydraulique

Figure. XI.4 : Bulldozer

Figure XI.5 : Chargeur

Figure XI.6 : Compacteurs

LEXIQUE

B

- ✓ **Baril** : Unité de mesure du volume de pétrole brut égale à 158.9 litres aux conditions normales de pression et de température.
- ✓ **Boues** : Etat intermédiaire entre liquide et solide provenant de l'érosion des sols, du traitement des eaux usées (boues de station d'épuration) ou des résidus de procédés (boues industrielles).

C

- ✓ **CFPA** :(compagnie français des pétroles d'Algérie)
- ✓ **Champ** : Nom désignant un gisement et l'ensemble de ses installations, de production, de traitement, et d'évacuation.

D

- ✓ **Dune**: monticule de sable sur les bords de La mer et dans les déserts.

E

- ✓ **Erg** : Vastes étendues sableuses (dunes) à topographie vallonnée
- ✓ **Exploration** : Recherche d'hydrocarbures précédée d'une phase d'étude géologique et géophysique permettant la délimitation de la zone à explorer. L'exécution d'un forage permet de vérifier la présence d'hydrocarbures. L'évaluation du potentiel du gisement et les conditions économiques détermineront le passage ou non à la phase de production

G

- ✓ **GISEMENT**: Accumulation naturelle d'hydrocarbures dans un site géologique particulier. Les gisements sont classés en :
 - Gisements Simples : réserves inférieures à 70 millions de tonnes

LEXIQUE

- Gisement Géant : réserves comprises entre 70 et 700 millions de tonnes
- Gisement Super Géant : réserves supérieures à 700 millions de tonnes.

H

- ✓ **HMD**: abréviation de La région de HASSI MESSAOUD.
- ✓ **Hamada**: Plateau désertique, caillouteux

O

- ✓ **OMS** : Organisation Mondiale de la Santé.
- ✓ **Oléoduc** : canalisation servant à acheminer le pétrole brute. En anglais on parle de pipe-line

S

- ✓ **SASS** : Système Aquifère du Sahara Septentrional
- ✓ **Stratigraphie** : Etudie l'évolution dans le temps (en millions d'années) des couches sédimentaires et leur contenu (faciès)
- ✓ **SN-REPAL** : (société Nationale de recherche pétrolière en Algérie)

T

- ✓ **Torche** : dispositif destiné à évacuer et à brûler les gaz qui ne sont pas utilisés sur les exploitations gazières ou pétrolières, ce brûleur sert de soupape de sécurité.

W

- ✓ **Works-over** : désigne l'ensemble des opérations relatives à la reprise d'un puits et son rééquipement.
- ✓ **Water-cut** : taux de l'eau dans les hydrocarbures.

Introduction générale

L'eau et l'énergie ont beaucoup en commun : elles sont toutes deux essentielles au bien-être humain, limitées en quantité et sujettes à une demande croissante. Au fur et à mesure que la population mondiale augmente et que le niveau de vie s'améliore dans les pays en voie de développement, ces ressources font l'objet d'une pression toujours plus grande. Les questions relatives à l'eau et à l'énergie sont aussi interactives. À titre d'exemple, la disponibilité en eau dépend de l'énergie nécessaire à son pompage alors que de nombreuses formes de production d'énergie nécessitent un approvisionnement en eau suffisant. Une approche combinée sur les questions de l'eau et de l'énergie est normale, tant pour les pays développés comme pour ceux qui sont en voie de développement.

La région de HASSI MESSAOUD est une zone industrielle, caractérisée par nombreux activités industrielles, spécialement dans l'industrie pétrolière, cette dernière se subdivise schématiquement en amont (exploration, production) et en aval (raffinage, distribution).

L'industrie pétrolière est un pilier de l'économie mondiale, les productions de pétrole, de gaz nécessitent de grandes quantités d'eau non potable, pour l'utilisation dans les différentes unités pétrolières, dans notre cas il s'agit des chantiers pétroliers.

Dans ce sens, un projet d'alimentation en eau industrielle des chantiers pétroliers Application au champ de HASSI MESSAOUD, à été lancé, notre étude consiste la conception de système d'alimentation en eau industrielle des chantiers pétroliers a partir du champ de captage des eaux souterraines de HASSI EL GASSI.

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude abordera le transfert des eaux souterraines de champ de captage de HASSI EL GASSI (Adduction champ de captage - Réservoir RT 2) et se compose de onze chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Introduction :***Historique de la découverte :***

Après la mise en évidence par la sismique réfraction de la structure de Hassi Messaoud comme étant un vaste structural, la société "SN REPAL" implante le 16 Janvier 1956, le premier puits Md1, pas loin du puits chamelier de Hassi Messaoud. Le 15 juin de la même année, ce forage a recoupé des grès cambriens à 3338m comme étant producteurs d'huile. En mai 1957, la société "CFPA" réalise un puits Om1 à environ 7Km au Nord-Nord-Ouest du puits Md1, ce forage confirmait l'existence d'huile dans les grès du Cambrien. Par la suite, le champ de Hassi Messaoud fut divisé en deux concessions distinctes :

C.F.P.A pour le champ Nord et SN.REPAL pour le champ Sud.

La mise en production avait commencé en 1958 avec 20 puits d'exploitation dès lors, les forages se sont développés et multipliés sans cesse, jusqu'à arriver à plus de 950 puits. Après plusieurs années de production, la pression du gisement a énormément chuté ce qui a encouragé à utiliser les méthodes de récupération secondaire (injection de gaz, d'eau, fracturation, acidification, ...).

I. SITUATION DE CHAMP DE HASSI MESSAOUD***I.1. Situation Géographique***

Le champ de Hassi Messaoud est considéré comme l'un des plus grands gisements dans le monde. Il fait partie d'un ensemble de structures formant la partie Nord de la province Triasique, et se situe à environ 850 km au Sud-Est d'Alger, à 280 km au Sud-Est du gisement de gaz- condensé de Hassi R'Mel et à 350 km à l'Ouest de la frontière tunisienne (Fig.1), Il a pour coordonnées Lambert

X = [790000-840000] Est ;

Y = [110000-150000] Nord.

Il est encadré par la latitude 31°30' et 32°00' et la longitude 5°40' et 6°20'. La concession sur laquelle se trouve Hassi Messaoud, dont la superficie est de l'ordre de 2200 km² avait été octroyée le 1^{er} Novembre 1961, à l'association SN.REPAL - C.F.P.A La C.F.P.A détenait 51% et la SN.REPAL 49%



Fig.I.1 : Situation géographique du champ de Hassi Messaoud .

I.2. Données socio-économiques :

En 2008, La population de la ville de HASSI MESSAOUD était de 45000 habitants (source A.P.C). C'est indiscutablement la ville la plus riche du pays, grâce aux activités du secteur pétrolier. En effet, avec 0.15 % de la population nationale elle contribue à hauteur de 10 % dans le Produit National Brut (PNB).

Il est à noter que HASSI MESSAOUD a connu une remarquable croissance démographique depuis le début des années 1990. Ceci s'explique, notamment, par l'essor du développement Industriel, plus spécialement dans le secteur du pétrole.

I.3. Géomorphologie :

La région de HASSI MESSAOUD appartient au sous bassin saharien. Géomorphologiquement on distingue :

- La Hamada Mio-pliocène : C'est une formation continentale détritique qui forme des plateaux dont l'altitude varie de 150 à 180 m.
- Les formations sableuses : elles correspondent aux dunes et aux cordons d'erg.
- Les étendues : elles correspondent aux anciens lits d'oued ; les deux grands oueds qui traversent la région de HASSI MESSAOUD sont L'oued Mya et oued Igharghar.

I.4. Situation climatologique :

I.4.1. Température :

La température de l'aire est un facteur fondamental ayant une grande influence sur le bilan hydrique du fait qu'il conditionne l'évaporation et l'évapotranspiration réelle de toute la région.

Les données de température disponibles à la station de HASSI MESSAOUD portent sur la période de 2000 à 2009 sont dans le tableau N°I.

Tableau N°I-1 : Températures moyennes mensuelles(C°) à la Station de HASSI MESSAOUD

| Mois | Jan | Fer | Mar | Avr | Mai | Juin | Jui | Aou | Sep | Oct. | Nov | Déc. |
|----------------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|------------|------------|------------|-------------|------------|-------------|
| T°moy _{max} | 2.19 | 4.24 | 7.86 | 12.2 | 16.4 | 22.5 | 25 | 25.4 | 21 | 14.2 | 5.09 | 3.2 |
| T°moy _{min} | 20.7 | 24.2 | 29.9 | 39.5 | 39.7 | 43.9 | 46 | 45.1 | 41.3 | 31.9 | 28.2 | 21.7 |
| T°moy | 11.5 | 14.2 | 18.9 | 24.1 | 28 | 33.2 | 35.5 | 35.2 | 31.2 | 23.1 | 16.2 | 12.5 |

(Source : ONM office Nationale de Météorologie)

Les températures sont marquées par de fortes variations saisonnières sont enregistrées entre le mois le plus chaud 35.5C° en juillet et le mois le plus froid 11.5 C° en janvier (tableau N°I.1), on distingue :

- Une période froide s'étalant du mois de Novembre au mois d'avril.
- Une période chaud s'étalant du mois de Mai jusqu'au mois de septembre.

I.4.2. Pluviométrie :

La région de HASSI MESSAOUD appartient à l'étage bioclimatique désertique chaud, de type saharien. L'été est la saison sèche par excellence.

Pour ce qui concerne les caractéristiques de la précipitation annuelle sur la période 2000-2009 on a :

- Les valeurs moyennes annuelles enregistrées depuis 2000 à 2009 varient de 0.5 mm à 96 mm, ce qui explique l'irrégularité de la précipitation, durant cette période, la valeur moyenne enregistrée est de l'ordre de 35 mm/an, ce qui fait une région très aride.
 - **Précipitation Moyenne Mensuelle :**

D'après les valeurs de la pluviométrie moyenne mensuelle indiquées dans le tableau N°I. , on remarque un maximum de sécheresse durant le mois le plus chaud (juillet) avec une pluviométrie nulle. Le mois le plus pluvieux durant cette décennie, soit le mois de novembre avec une précipitation de 7.69 mm.

Tableau N°I.2: Précipitation Moyenne Mensuelle (mm)

| Mois | Jan | Fer | Mar | Avr | Mai | Juin | Jui | Aou | Sep | Oct. | Nov | Déc. | Moy. |
|-----------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|
| Préc (mm) | 4.48 | 1.87 | 1.37 | 1.24 | 0.64 | 0 | 0 | 1.09 | 2.05 | 6.49 | 7.69 | 2.59 | 2.46 |

(Source : ONM office Nationale de Météorologie)

I.4.3. Le vent :

Dans les régions arides, les vents sont les principaux facteurs de l'édification des reliefs (dunes) et dans la dégradation des sols.

Tableau N°I-3 : vitesse du vent moyenne mensuelle (m/s), (Source ONM)

| Mois | Jan | Fer | Mar | Avr | Mai | Juin | Jui | Aou | Sep | Oct. | Nov | Déc. |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Vent (Km/h) | 12.13 | 13.66 | 18.33 | 20.23 | 20.44 | 17.93 | 15.44 | 14.71 | 17.52 | 13.85 | 11.34 | 12.98 |

Vent (Km/h) : vitesse de vent en Km/h.

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent à la station de HMD pour la période (2000-2009) montrent un maximum au mois de Mai (20.44 Km/h), et un minimum au mois de novembre, Les vents dominants sont ceux qui ont une direction Sud-Nord, Sud-est et nord-est.

1.4.4. Le Climat :

La région de HASSI MESSAOUD appartient au domaine bioclimatique désertique chaud, de type saharien, qui se caractérise par un climat hyper aride avec des pluies très rares et irrégulières et des températures extrêmement élevées, d'où une évapotranspiration très importante et une faible humidité de l'air.

1.5. Situation géologique et hydrogéologique :

1.5.1. Situation hydrogéologique :

Les richesses souterraines de la région ne se limitent pas qu'aux hydrocarbures. En effet dans cette région, des plus arides au monde, des réserves stratégiques en eaux souterraines s'étendent sur des centaines de milliers de kilomètres carrés.

Les aquifères de la région de HMD font partie intégrante du grand système des aquifères du Sahara septentrional (SASS). Ces aquifères sont continuellement exploités, à travers des forages hydrauliques, afin de répondre aux besoins d'un secteur industriel pétrolier.

1.5.2. Situation géologique :

La structure du champ de Hassi Messaoud se présente comme un vaste dôme- anticlinal aplati de direction générale Nord-est / Sud-ouest et bordé au Nord-Ouest et au Sud-est par des dépressions. Sur la dorsale une bonne partie de la série géologique est absente supprimant tout témoin de l'histoire géologique pendant 200 millions d'années.

1.6. Description de la série stratigraphie :

La série stratigraphique du champ de Hassi Messaoud est représentée de haut en bas par les formations suivantes (e = épaisseur moyenne).

- ***Mio-pliocène*** : de 0m à 250m, avec une épaisseur moyenne de 250m. Il est constitué de :

Sable : blanc translucide à rosâtre, sub-arrondi à arrondi, moyen à grossier, avec traces d'argile brunâtre à beige, tendre à pâteuse, sableuse, et de :

Calcaire : blanc à beige, microcristallin, dur.

- ***Eocène*** : de 250 à 320m, avec une épaisseur moyenne de 70m. Il est constitué de :

Calcaire : blanc à beige, microcristallin, moyennement dur.

Dolomie : beige, microcristallin, dur. Présence de Calcaire Dolomitique blanc à beige, microcristallin, dur et fines passes de Gypse blanc à translucide, fibreux.

➤ **Sénonien Carbonaté** : de 320m à 498m, avec une épaisseur moyenne de 178m. Il est constitué de :

Calcaire : blanc crayeux tendre et gris-blanc, dolomitique, dure et beige, microcristallin, moyennement dur à dur. Fines passées de marne grise à vert, tendre à pâteuse.

Anhydrite : blanche pulvérulente, parfois massive.

➤ **Sénonien Anhydritique** : de 498m à 687m, avec une épaisseur moyenne de 189m. Il est constitué de :

Anhydrite : blanche à blanc- laiteuse, pulvérulente, beige, tendre, localement massive.

Calcaire dolomitique : gris-blanc à beige, microcristallin, moyennement dur à dur.

Dolomie : gris à gris- vert, dur ;

Marne : gris à gris-verdâtre tendre.

➤ **Sénonien salifère** : de 687m à 840m, avec une épaisseur moyenne de 153m. Il est constitué de :

Sel : blanc translucide à rosâtre, parfois transparent, massif ;

Dolomie : gris à gris foncé, moyennement dur ;

Anhydrite: Blanche translucide, pulvérulente.

➤ **Turonien** : de 840m à 933m, avec une épaisseur moyenne de 93m. Il est constitué de :

Calcaire : gris-blanc à beige, parfois dolomitique, crayeux, tendre ;

Dolomie : gris, microcristalline dure ;

Argile : gris à gris- vert tendre à indurée légèrement carbonatée.

➤ **Cénomaniens** : de 933 m à 1100m, avec une épaisseur moyenne de 167m. Il est représenté par des grès et des argiles silteuses en alternance il renferme un aquifère d'eau douce utilisée pour l'injection. Représenté par un banc d'argile de dolomie cristalline.

➤ **Albien** : de 1100m à 1416m, avec une épaisseur moyenne de 316m. Représenté par des grès et des argiles silteuses en alternance, il renferme un aquifère d'eau douce utilisée pour l'injection et les besoins généraux.

➤ **Aptien** : de 1416m à 1441m, avec une épaisseur moyenne de 25m. Représenté par un banc d'argile de dolomie cristalline.

➤ **Barrémien** : de 1441 m à 1670m, avec une épaisseur moyenne de 229m. Représenté par des argiles du sable et du grès.

➤ **Néocomien** : de 1670 m à 1862m, avec une épaisseur moyenne de 192m. Représenté par de la dolomie, des marnes et des argiles avec des fines passées de grès.

- **Malm** : de 1862m à 2089 m, avec une épaisseur moyenne de 227m. Représenté par des argiles, des marnes, du calcaire, des grès et traces d'anhydrite. Il contient un aquifère d'eau potable.
- **Dogger argileux** : de 2089m à 2188m, avec une épaisseur moyenne de 99m. marnes dolomitiques à fines passées de grès.
- **Dogger lagunaire** : de 2188m à 2394m, avec une épaisseur moyenne de 206m. Anhydritique, dolomie, marne grise.
- **Lias Anhydritique** : de 2394m à 2491m, avec une épaisseur moyenne de 97m. Il est constitué de : argile, calcaire, anhydrite, sel.
- **Lias (LS1)** : de 2491m à 2571m, avec une épaisseur moyenne de 80m. Il est constitué de : argile (gris noir, brun rouge, silteuse), sel.
- **Lias horizon « B »** : de 2571m à 2627m, avec une épaisseur moyenne de 56m. Il est constitué de : calcaire (gris blanc, localement gris sombre), dolomie.
- **Lias (LS2)** : de 2627m à 2689m, avec une épaisseur moyenne de 62m. Il est constitué de : sel, anhydrite, argile, dolomie.
- **Lias (LD3)** : de 2689m à 2724m, avec une épaisseur moyenne de 35m. Il est constitué de : dolomie, marne.
- **Trias (TS1)** : de 2724m à 2780m, avec une épaisseur moyenne de 56m. Il est constitué de : sel, anhydrite.
- **Trias (TS2)** : de 2780m à 2904m, avec une épaisseur moyenne de 124m. Il est constitué de : sel massif à intercalation d'anhydrite.
- **Trias (TS3)** : de 2904m à 3169m, avec une épaisseur moyenne de 265m. Il est constitué de : sel massif à trace d'argiles.
- **Trias argileux** : de 3169 m à 3296m, avec une épaisseur moyenne de 127m. Il est constitué de : Argile dolomitique ou siliceuse.
- **Trias argileux gréseux** : il est constitué de Grès fins à ciment argileux L'épaisseur = de 0 à 35m.
- **Trias andésite** : roche éruptive brun rouge.
- **Ordovicien** :
 - Quartzites de Hamra : grès très fins siliceux très dur ;
 - Grés d'Elatchane : grés gluconique fins et passées d'argiles noir ;
 - Argile d'El-Gassi : grés gluconieux, dolomitiques ;
 - Zone des alternances : alternance d'argile de silts et grés fins.
- **Cambrian** : Il est constitué de trois réservoirs : Lithozone grès isométrique «R_i», Lithozone grès anisométrique «Ra» et Lithozone «R₂».

| ERE | SYST | ETAGES | | Ep moy | DESCRIPTION | |
|------------------------------------|----------------|------------------------------------|---|---|---|---|
| CENO-ZOIQUE | NEOGENE | MIO-PLIOCENE discordance alpine | | 240 | Sable, calcaire, marne sableuse | |
| | | EOCENE | | 120 | Sable, calcaire à silex | |
| MESOZOIQUE | CRETACE | SENONIEN | CARBONATE | 107 | Calcaire, dolomie, anhydrite | |
| | | | ANHYDRITIQUE | 219 | Anhydrite, marne, dolomie | |
| | | | SALIFERE | 140 | Sel massif et traces d'anhydrite | |
| | | TURONIEN | 90 | Calcaire crayeux avec quelques niveaux argileux | | |
| | | CENOMANIEN | 145 | Anhydrite, marne, dolomie | | |
| | | ALBIEN | 350 | Grés, sable avec intercalations d'argile silteuse | | |
| | | APTIEN | 25 | Dolomie cristalline avec niveau argileux, calcaire | | |
| | | BARREMIEN | 280 | Argile, grés, dolomie | | |
| | | NEOCOMIEN | 180 | Argile, marne, dolomie, grés | | |
| | JURASSIQUE | MALM | | 225 | Argile, marne, calcaire, grés et traces d'anhydrite | |
| | | DOGGER | ARGILEUX | 105 | Argile silteuse, marne dolomitique avec fines passées de grés | |
| | | | LAGUNAIRE | 210 | Anhydrite, marne dolomitique, marne grise | |
| | | LIAS | L.D 1 | 65 | Dolomie, anhydrite, argile | |
| | | | L.S 1 | 90 | Alternances sel, anhydrite et argile | |
| | | | L.D 2 | 55 | Anhydrite et dolomie cristalline | |
| | | | L.S 2 | 60 | Alternances sel et argile | |
| | | | L.D 3 | 30 | Alternances de dolomie et de marne | |
| | | TRIAS | SALIFERE | TS 1 | 46 | Alternances de sel, d'anhydrite et de dolomie |
| | | | | TS 2 | 189 | Sel massif à intercalations d'anhydrite et argile gypsifère |
| | | | | TS 3 | 202 | Sel massif et traces d'argile |
| ARGILEUX | 113 | | Argile rouge dolomitique ou silteuse injectée de sel et d'anhydrite | | | |
| GRESEUX | 35 | | Grés, argile | | | |
| ERUPTIF discordance hercynienne | 0-92 | | Andésites altérées | | | |
| PALEOZOIQUE | ORDOVICIEN | | QUARTZITES D'EL HAMRA | 75 | Quartzites fines avec traces de tigillites | |
| | | GRES D'EL ATCHANE | 25 | Grés fins à ciment argileux, bitumineux | | |
| | | ARGILES D'EL GASSI | 50 | Argiles schisteuses, vertes ou noires, glauconieuses à graptolithes | | |
| | | ZONE DES ALTERNANCES | 20 | Alternance de grés et argile. Présence de tigillites | | |
| | CAMBRIEN | Ri | 50 | Grés isométriques, fins, silteux | | |
| | | Ra | 120 | Grés à grés quartzitiques anisométriques à niveaux de silts | | |
| | | R2 | 100 | Grés moyens à grossiers à ciment argileux illitique | | |
| | | R3 | 300 | Grés grossier à ciment argileux, argile silteuse | | |
| | INFRA-CAMBRIEN | 45 | Grés argileux rouges | | | |
| | S O C L E | | | | | Granite porphyroïde rose |

Fig. I.2 : champ de Hassi Messaoud -Coupe stratigraphique type.

I.6.1. Représentation du gisement de Hassi Messaoud :

Le réservoir de Hassi Messaoud se situe dans le Cambrio-Ordovicien vers 3300m, il est de forme anticlinale. La roche couverte est constituée par le complexe argilo-gréseux et salifère du trias. La structure développée suivant une direction générale nord et sud est. Ce sont des sédiments cambriens saturés en huile, constitués essentiellement de grès hétérogènes fin à très grossier argenté. Le réservoir est constitué de 4 zones superposées ayant des différences physiques et pétrographiques fondamentales.

➤ Réservoir R3 :

Elle est constituée par un grès moyen, grossier micro-conglomératique ciment argileux illitique (25 à 35%).

La granulométrie moyenne comprenant des galets de taille de 1cm. On note 2 % de silice, porosité $P = 11\%$, perméabilité $K < 0.1 \text{ mD}$.

➤ Réservoir R2 :

Le minéral argileux de ciment prédominant est l'illite. Il présente le moins de variation d'épaisseur, autour de 80m. le R2 est considéré comme une zone de transition entre le Ra siliceux et le R3 argileux $P = 10\%$. $K = 205 \text{ mD}$.

➤ Réservoir Ra :

Elle est le principal réservoir productif sur l'ensemble de champ. Elle est caractérisée par des grès anisométriques moyens à microconglomératiques.

Le ciment est composé de kaolinites et d'illite en faible quantité et de micas. La silice secondaire varie d'un puits à l'autre et d'un secteur à un autre. son épaisseur varie, suivant l'érosion, de 90 à 156m. Ses caractéristiques moyennes sont : $K = 15 \text{ mD}$; $P = 8\%$; les puits fissurés dépassent quelques Darcy.

➤ Réservoir Ri :

Elle est caractérisée par un grès quartzites isométrique à passés, et présence de siltes, et présence de tigillites et avec aussi la présence de fissures et brèche avec un ciment illitique, ses caractéristiques pétro physique sont : $K = 1 \text{ mD}$; $P = 7\%$

I.7. Zones et numérotation des puits :

Le champ de HASSI MESSAOUD demeure traditionnellement divisé en HMD Nord et HMD Sud.

Actuellement, le champ de HMD est subdivisé en 25 zones de production. Ces zones sont relativement indépendantes, correspondant à un ensemble des puits qui communiquent entre eux lithologiquement et se comportent de la même manière du point de vue de pression.

Le champ de HMD est divisé d'Est en Ouest en deux parties distincts : le champ Nord et le champ Sud, chacun à sa propre numérotation.

- Le champ Nord : c'est une numérotation géographique complétée par une numérotation chronologique, exemple : Omo 38, Onm14, Ompz12.
O : Majuscule, permis d'Ouargla.
3 : abscice, et 8 : ordonnée.
- Le champ Sud : la numérotation des zones chronologique, exemple :MD1 ,MD2 ,MD3 ,MDZ509, MDZ557, voir Fig. I.3

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de cerner les difficultés géographiques, climatiques, géologiques et hydrogéologiques, du point de vue d'alimentation en eau industrielle des chantiers pétroliers et d'autres difficultés d'ordre technique pouvant survenir au cours ,ou après réalisation du projet dans le cas où les précautions nécessaires ne sont pas prises.

Suite à ce problème en eau industrielle, SONATRACH (Société Nationale pour la Recherche, la production, le Transport, la Transformation et la Commercialisation des Hydrocarbures) à lancée un projet pour l'alimentation de ces chantiers pétroliers. Notre travail s'inscrit dans ce contexte, soit la conception de système d'alimentation en eau industrielle.

Introduction :

Le présent chapitre consacré à la présentation des chantiers pétroliers de notre zone d'étude de point de vue topographique et hydraulique, ainsi que leurs activités pétroliers et l'utilisation de l'eau dans le l'industrie pétroliers, ce qui permet de mener à bien notre travail.

I. Définition d'un chantier pétrolier :

Le chantier pétrolier est un lieu des travaux à caractère pétroliers, d'exploration des gisements pétroliers, de production, de stockage et de traitement des hydrocarbures.

II.L'activité pétrolière :

L'activité pétrolière implique de grands besoins en eau industrielle. Elle est de plus en plus importante, ce qui a conduit à une exploitation intense des différents aquifères sahariens. L'activité pétrolière se caractérise essentiellement par :

- Forage de puits pétroliers d'exploration et de production.
- Work Over et les différents travaux sur puits.
- Traitement des hydrocarbures dans les centres industriels.
- Injection d'eau pour le maintien de pression de gisement .
- Sociétés parapétrolières.
- Bases de vie.

III. Les différents chantiers pétroliers :**III.1.Les chantiers de réalisation d'un forage pétrolier :**

Le forage est le moyen le plus sûr de prouver l'existence d'un Ou pas d'hydrocarbure dans une Région d'exploitation que les Géologue et géophysiciens ont Etudie en détail.

L'endroit ou sera effectué le forage est localisé précisément par les géologues et les géophysiciens en charge du projet

en collaboration avec une équipe de topographes.



Figure. II.1 : Chantier de réalisation d'un forage pétrolier.

Une étude détaillée de l'impact sur l'environnement sera réalisée pour évaluer, d'éventuels dégâts pouvant être engendrés par ladite activité pétrolière et y remédier.

Tous les aspects relatifs à la faune et la flore et la nappe phréatique sont pris en considération. Les sites archéologiques sont également répertoriés et préservés.

Une fois que tous ces aspects sont évalués, la réalisation du forage peut alors commencer.

Une équipe de génie civil chargée de la réalisation de la plateforme de forage, de la piste d'accès au forage et de l'aménagement d'une aire située à environ un kilomètre du site du forage qui servira au placement de la base de vie.

Cette dernière constitue pour l'ensemble des travailleurs un endroit de repos, d'hébergement et de restauration où se retrouvent toutes les commodités nécessaires pour leurs confort et le bien des travailleurs.

III.2. Les Chantiers Work Over:

➤ Opérations de Work- Over :

L'opération de Work over désigne l'ensemble des opérations relatives à la reprise d'un puits et son rééquipement en vue de répondre à des objectifs divers dont les principaux sont :

- La sécurité du puits
- Le renouvellement des équipements de fond et de surface, l'optimisation des équipements, l'intervention sur le ou les couches de production, la conversion du puits. Parmi les causes entraînant les opérations de work-over, on peut citer :
 - le défaut d'étanchéité sur le train de tubing ou les tubages,
 - la défaillance des équipements de production,
 - la détérioration ou mauvaise qualité de cimentation du tubage,
 - le vieillissement des équipements,
 - modification importante des caractéristiques du puits (index de productivité) nécessitant une optimisation des diamètres ou une intervention sur la couche
- Pour prévenir sur le puits de gaz par exemple celui de Hassi Rmel la corrosion par le CO₂ tant redoutée, une nouvelle complétion en acier est employée ; Elle est coûteuse mais à long terme c'est rentable et devient économique.

III.3. Centre de production :

Le centre de production est composé principalement de :

➤ Puits producteur, oléoducs, manifold de Collecte, séparateur (eau, huile, gaz), eau, pétrole, séparation de gaz, torche, utilités (électricité chauffage), compression et liquéfaction de butane et propane.



Figure .II.2 : Centre de Production de HMD.

- Pipe de Gaz naturel, Stockage du pétrole, Traitement de l'eau, Injection d'eau, Injection de gaz.
- L'ensemble des travailleurs est hébergé dans une base de vie, non loin du centre de production.

III.4. Station de Raffinerie :

Raffineries pour le traitement du pétrole. Stockage en cuves de 10 000 à 30 000 m³. L'aspect du pétrole dépend de sa composition. Tours de traitements de 45m de haut; distillation du pétrole pour Séparer les hydrocarbures légers des hydrocarbures lourds et l'on récupère les produits dérivés par condensation selon la température :

- à 40°, gaz butane et propane - essence - kérosène - gas-oil - fuel.
- à 370°, le bitume. On adapte la production à la consommation.

On adapte la production à la consommation, la Gestion de la raffinerie se Fait par une salle de contrôle où tout est informatisé, l'utilisation de l'eau Se fait pour le refroidissement, l'eau doit d'être nettoyée avant le rejetée



Figure .II.3: Raffinerie de Hassi Messaoud.

III.5. Les bases de vie :

L'ensemble des travailleurs sont hébergés dans une base de vie, non loin du l'activité pétroliers (centre de production, les chantiers de réalisation des forages pétrolier, centre de traitement des hydrocarbures, raffineries).

La base de vie compose de :

Complexe de restauration, salle omnisport, les stations de lavage, les bureaux, les dortoirs (bâtiment F+2, ou les chalets bien équipées), mosquée, foyer, les douches, dispensaire.....



Figure. II.4 : Bases de vie

IV. Utilisation de l'eau dans l'activité pétrolière :***IV.1. la boue de forage :***

La boue de forage est un mélange de l'eau, bentonite, et de produits chimiques son rôle est :

- Nettoyage du puits,
- Maintien des déblais en suspension,
- Sédimentation des déblais fins en surface,
- Dépôt d'un cake imperméable,
- Prévention des venues d'eau, de gaz, ou d'huile,
- Entraînement de l'outil,
- Augmentation de la vitesse d'avancement,
- Refroidissement et lubrification de l'outil et du train de sonde.

Un chantier de réalisation d'un forage pétrolier nécessite 400 m³/jour, d'eau pour fabrication de la boue.

IV.2. Utilisation industrielle :

L'activité pétrolière consomme des quantités importantes d'eau industrielle pour réalisation des tâches concernant la production, traitement et stockage de pétrole.

IV.3. Refroidissement des machines :

L'eau peut utiliser aussi pour le refroidissement et lubrification des différentes machines qui existe au niveau de chaîne de traitement de pétrole, de production et de stockage.

IV.4. Injection :

Plusieurs gisements de pétrole sont exploités par l'injection d'eau ou par l'injection de gaz. Pour aller plus loin dans la production et pour des raisons économiques, lorsque le water-cut est trop élevé, et si l'injection de gaz est inefficace, le domaine est généralement abandonné. À ce stade, une importante quantité de pétrole sera encore dans le réservoir. Parfois, le gaz et l'eau sont à la fois disponibles pour l'injection dans le réservoir comme un moyen d'améliorer la récupération. Dans ces cas, il serait possible d'injecter une combinaison de gaz et d'eau, Pour les taux d'injection d'eau variées de 3000 m³ / j à 5000 m³ / j

IV.4. Les bases de vie :

Pour lavage, nettoyage, les douches, restauration, mosquée, jardins.....

IV.5. L'incendie :

Le risque majeure présenter dans l'activité pétroliers est le risque d'incendie dans les chantiers de réalisation des forages pétroliers, dans les unités de traitement, de stockage, et de production.

IV.6. Les Sociétés parapétroliers :

Pour satisfaire les besoins journaliers de différentes catégories.

V. Présentation de la zone d'étude :

Notre zone d'étude prend son départ à partir de champ de captage de HASSI EL GASSI et son arrivée aux différents chantiers concernés par le projet, notre zone d'étude (HASSI EL GASSI) est limitée par les coordonnées de Lambert comme suite :

$$X = [800000 - 830000] \text{ Est}$$

$$Y = [115000 - 145000] \text{ Nord}$$

V.1. Les chantiers concernés :

- Centre de production RHOUD
- Raffinerie ZAMOUL ELHARCHA.
- Centre de traitement ORHOUD
- Centre de production ORHOUD
- Centre de traitement GASSI EL AZIBA.
- Centre de production NEZLA.
- Centre de traitement NEZLA.
- Raffinerie NEZLA.

V.2. Localisation des chantiers :**Tableau .II.1 : Situation des chantiers concernés par le projet (HASSI ELGASSI).**

| N° De Chantier | localisation des chantiers | | | Lieu | |
|-------------------|-------------------------------------|--------|--------|------|-----------------|
| | Nom de chantier | X | Y | | Z(m) |
| 1 | centre de production RHOUD | 828000 | 143000 | 242 | RHOUD |
| 2 | Raffinerie Zemoul El HARCHA | 823000 | 140000 | 240 | ZEMOUL ELHARCHA |
| 3 | centre de traitement ORHOUD | 818500 | 150000 | 243 | ORHOUD |
| 4 | centre de production ORHOUD | 813000 | 148500 | 245 | ORHOUD |
| 5 | centre de traitement GASSI EL AZIBI | 817000 | 144300 | 245 | GASSI EL AZIBI |
| 6 | Centre de production NEZLA | 820000 | 135700 | 242 | NEZLA |
| 7 | centre de traitement NEZLA | 815000 | 140000 | 245 | NEZLA |
| 8 | Raffinerie NEZLA | 815250 | 132500 | 245 | NEZLA |

V.I. Situation hydraulique :

Dans l'absence des ressources superficielles, la seule source pour alimenter ses chantiers pétroliers est le champ de captage HASSI EL GASSI.

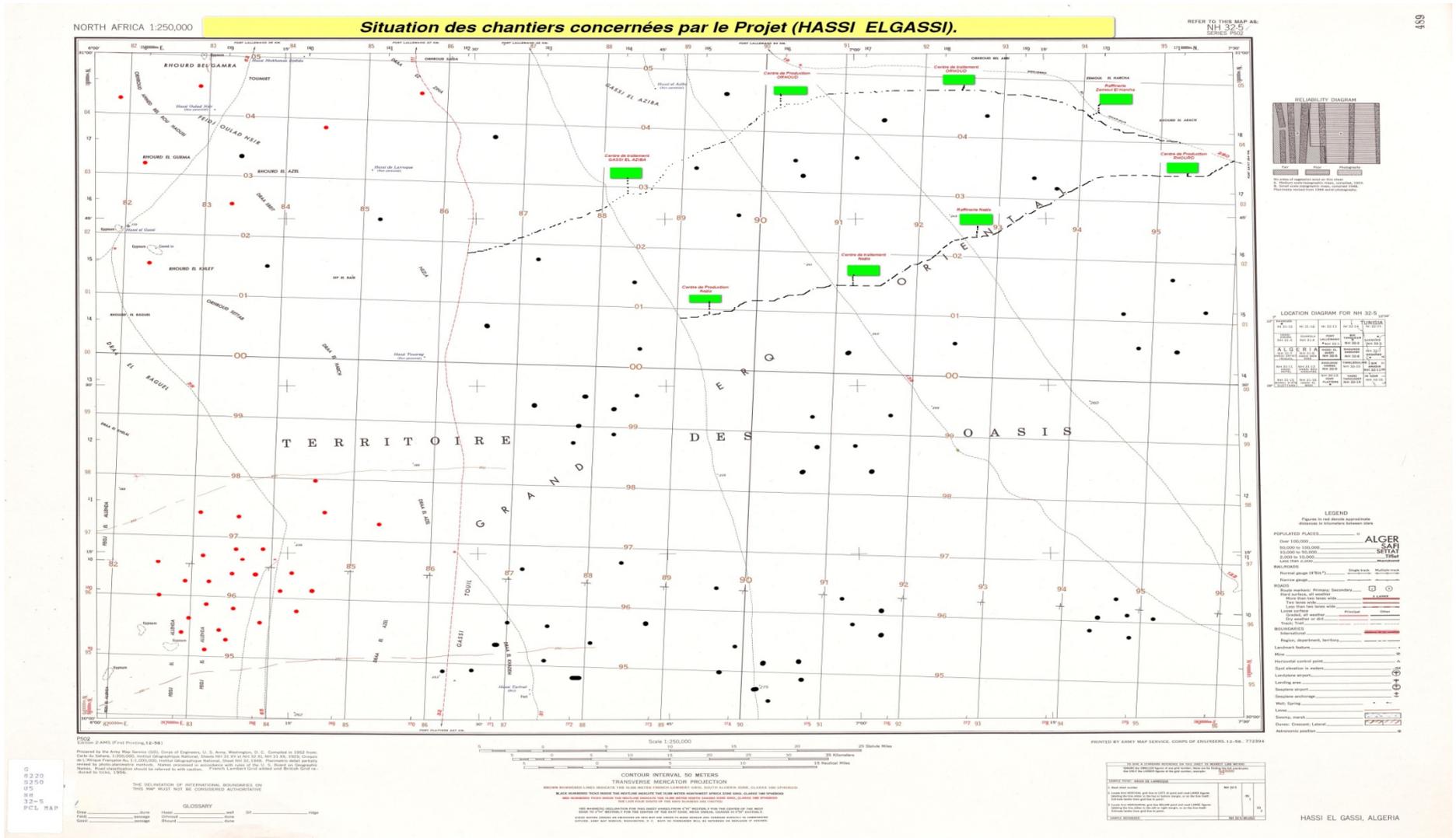


Figure .II.5.Situation des chantiers concernés par le projet (HASSI EL GASSI).

Conclusion :

Le présent chapitre a donné un aperçu général sur notre zone d'étude de point de vue de localisation des chantiers pétroliers, ainsi la situation hydrique de notre zone d'étude et les différentes activités pétrolières du champ de HASSI MESSAOUD, tout en mettant en relief l'importance de l'utilisation de l'eau dans les différentes procédés de traitement de pétrole.

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif, de l'estimation des besoins en eau industrielle de notre zone d'étude, qui caractérisée par une activité pétroliers, on se basant sur les données qui sont recueils de chaque chantiers pétroliers.

I. Définition d'une eau industrielle :

C'est une eau qui destinée à une industrie pour l'utilisation dans l'activité industrielle dans notre cas les chantiers pétroliers, la qualité de l'eau est donnée en fonction de l'exigence de l'industrie.

II.les normes de la qualité de l'eau demandée :

L'industrie pétrolière demande des exigences dans certaine paramètres physico-chimiques dans l'eau à utilisée.

Tableau. III.1. des Normes de la qualité de l'eau demandée :

| Paramètres physico-chimiques | La Norme |
|--------------------------------------|-----------------|
| PH | < 7-7.4 |
| Température (C°) | < 35 C° |
| La Conductivité (μ S/ cm) | 3-3.8 |
| Sodium (mg/l) | < 450 |
| Chlore (mg/l) | < 900 |
| Sulfate (mg/l) | < 700 |
| HCO ₃ ⁻ (mg/l) | < 100 |
| Titre Hydrométrique(TH), (F°) | 80-150 |

III. Evolution des besoins en eau :

➤ **Besoins industriels :**

Les chantiers pétroliers ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est on fonction de l'industrie.

➤ **Besoins d'irrigation :**

Pour l'arrosage des jardins au niveau des chantiers pétroliers, et au niveau des bases de vie situées tout au tour de la zone.

➤ **Besoins des bases de vie :**

L'utilisation de l'eau pour : la propreté, le lavage de la vaisselle, les douches, et l'arrosage des jardins.

➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie, vue le grand risque que constitue l'activité pétroliers.

III.1. Evaluation des besoins en eau industrielle :**III.1. 1. Consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude et qui dépend de la capacité de production journalière de chaque chantier pétrolier.

➤ **Raffinerie de NEZLA :**

La raffinerie de NEZLA traitant 500 tonnes de Brut par jour, chaque tonne traitée nécessite 6 m³ d'eau industrielle (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.2. Consommation moyenne journalière de la Raffinerie de NEZLA :

| Besoins moyens journaliers | Quantité (m³) |
|---|---------------------------------|
| Besoins industrielles | 3000 |
| Besoins d'irrigation | 100 |
| Besoins de Base de vie (250 habitants). | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m³/J) | 3250 |

La consommation moyenne journalière de la **Raffinerie de NEZLA** est de **3250 m³/j.**

➤ **Raffinerie de Zemoul EL Harcha :**

La raffinerie de Zemoul EL Harcha traitant 400 tonnes de Brut par jour, chaque tonne traitée nécessite 6m³ d'eau industrielle, (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.3. Consommation moyenne journalière de la Raffinerie de Zemoul EL Harcha :

| Besoins moyens journaliers | Quantité (m³) |
|---|---------------------------------|
| Besoins industrielles | 2400 |
| Besoins d'irrigation | 100 |
| Besoins de Base de vie (250 habitants) | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m³/J) | 2650 |

La consommation moyenne journalière de la **Raffinerie de Zemoul EL Harcha** est de **2650 m³/j.**

➤ **Centre de production ORHOUD :**

Le centre de production d'ORHOUD produit 15000 Baril de pétrole par jour, chaque Baril produit nécessite 100 l d'eau industrielle, (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.4 : Consommation moyenne journalière de Centre de production ORHOUD

| Besoins moyens journaliers | Quantité (m³) |
|---|---------------------------------|
| Besoins industrielles | 1500 |
| Besoins d'irrigation | 100 |
| Besoins de Base de vie (250 habitants) | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m³/J) | 1750 |

La consommation moyenne journalière du *Centre de production ORHOUD* est de **1750m³/j**.

➤ *Centre de production NEZLA :*

Le centre de production *NEZLA* produit 17500 Baril de pétrole par jour, chaque Baril produit nécessite 100 l d'eau industrielle, (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.5. Consommation moyenne journalière de Centre de production NEZLA :

| Besoins moyens journalière | Quantité (m³) |
|---|---------------------------------|
| Besoins industrielles | 1750 |
| Besoins d'irrigation | 100 |
| Besoin de Base de vie (250 habitants) | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m³/J) | 2000 |

La consommation moyenne journalière du *Centre de production NEZLA* est de **2000 m³/j**.

➤ *Centre de production RHOUD :*

Le centre de production *RHOUD* produit 12500 Baril de pétrole par jour, chaque Baril produit nécessite 100 l d'eau industrielle, (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.6. Consommation moyenne journalière de Centre de production RHOUD :

| Besoins moyens journaliers | Quantité (m³) |
|---|---------------------------------|
| Besoins industrielles | 1250 |
| Besoins d'irrigation | 100 |
| Besoins de Base de vie (250 habitants) | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m³/J) | 1500 |

La consommation moyenne journalière du *Centre de production RHOUD* est de **1500m³/j**.

➤ *Centre de Traitement de gaz d'ORHOUD :*

Le centre de traitement de gaz d'**ORHOUD** produit 10000m³ de gaz par jour, chaque 10 m³ de gaz traité nécessite 1 m³ d'eau industrielle, (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.7. Consommation moyenne journalière de Centre de Traitement ORHOUD :

| Besoins moyens journaliers | Quantité (m ³) |
|--|----------------------------|
| Besoins industrielles | 1000 |
| Besoins d'irrigation | 100 |
| Besoins de Base de vie (250 habitants) | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m ³ /J) | 1250 |

La consommation moyenne journalière du *Centre Traitement d'ORHOUD* est de **1250 m³/j.**

➤ *Centre de Traitement de gaz de GASSI EL AZIBI :*

Le centre de traitement de gaz de **GASSI EL AZIBI** produit 15000m³ de gaz par jour, chaque 10 m³ de gaz traité nécessite 1 m³ d'eau industrielle, (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.8. Consommation moyenne journalière de Centre de Traitement GASSI EL AZIBI :

| Besoins moyennes journalière | Quantité (m ³) |
|--|----------------------------|
| Besoin industrielle | 1500 |
| Besoin d'irrigation | 100 |
| Besoin de Base de vie (250 habitant) | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m ³ /J) | 1750 |

La consommation moyenne journalière du *Centre de traitement de gaz de GASSI EL AZIBI* est de **1750 m³/j.**

➤ *Centre de Traitement de gaz de NEZLA :*

Le centre de traitement de gaz de **NEZLA** produit 10000m³ de gaz par jour, chaque 10 m³ de gaz traité nécessite 1 m³ d'eau industrielle, (d'après une étude de Mr **P.Augeroud** intitulée Consommation d'eau par les secteurs industriels) voir annexe. N°1.

Tableau .III.9. Consommation moyenne journalière de Centre de Traitement de NEZLA :

| Besoins moyennes journalière | Quantité (m ³) |
|--|----------------------------|
| Besoin industrielle | 1000 |
| Besoin d'irrigation | 100 |
| Besoin de Base de vie (250 habitant) | 150 |
| Consommation moyenne journalière (m ³ /J) | 1250 |

La consommation moyenne journalière du *Centre de Traitement de gaz de NEZLA* est de $1250 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau .III.10.Récapitulatif des besoins en eau moyenne journaliers :

| Nom de Chantier pétrolier | Consommation moyenne journalière |
|--|----------------------------------|
| Raffinerie de NEZLA | 3250 |
| Raffinerie de Zemoul EL HARCHA | 2650 |
| Centre de production d'ORHOUD | 1750 |
| Centre de production de NEZLA | 2000 |
| Centre de production de RHOUD | 1500 |
| Centre de Traitement d'ORHOUD | 1250 |
| Centre de Traitement GASSI EL AZIBI | 1750 |
| Centre de Traitement de NEZLA | 1250 |
| Totaux (m^3/j) | 15400 |

III.1.2.Variation de la consommation :

a) Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

➤ Consommation maximale journalière

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

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

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

$K_{\text{max},j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

Pour notre cas ,On prend: $K_{\text{max},j} = 3$,(zone industrielle).

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

➤ Consommation minimale journalière

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

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

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

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = 1.5$

Pour notre cas, On prend: $K_{\min,j} = 1.5$; $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Tableau III.11: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque Chantier :

| Chantier pétrolier | $Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j) | $K_{\min,j}$ | $Q_{\min,j}$ (m^3/j) | $K_{\max,j}$ | $Q_{\max,j}$ (m^3/j) |
|--|---|--------------|---|--------------|---|
| Raffinerie de NEZLA | 3250 | 1.5 | 4875 | 3 | 9750 |
| Raffinerie de Zemoul EL HARCHA | 2650 | 1.5 | 3975 | 3 | 7950 |
| Centre de production d'ORHOUD | 1750 | 1.5 | 2625 | 3 | 5250 |
| Centre de production de NEZLA | 2000 | 1.5 | 3000 | 3 | 6000 |
| Centre de production de RHOUD | 1500 | 1.5 | 2250 | 3 | 4500 |
| Centre de Traitement d'ORHOUD | 1250 | 1.5 | 1875 | 3 | 3750 |
| Centre de Traitement GASSI EL AZIBI | 1750 | 1.5 | 2625 | 3 | 5250 |
| Centre de Traitement de NEZLA | 1250 | 1.5 | 1875 | 3 | 3750 |
| Totaux (m^3/j) | 15400 | 1.5 | 23100 | 3 | 46200 |

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau industrielle en fonction du débit maximum journalier calculé. $Q_{\max,j} = 46200 \text{m}^3/\text{j}$.

b) Variation de la consommation horaire

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

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

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

➤ Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

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

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

On peut donc écrire :

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

Tableau III.12: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

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

Dans notre cas on prend : $K_{\max,h} = 3$,(zone industrielle)

➤ **Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

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

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

On peut donc écrire :

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

Tableau III.13: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

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

Pour notre cas on prend : $K_{\min,h} = 1.5$,(zone industrielle) .

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers chantiers pétroliers on se basant sur les régimes de consommation de chaque chantier pétrolier (Raffinerie, centre de production, centre de traitement de gaz)

Tableau III.14: Répartition horaire du débit maximum journalier

| Heures | L'industrie | | |
|--------------|-------------|----------------------|-----------------------------|
| | Raffinerie | Centre de production | Centre de traitement de gaz |
| 0-1 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| 1-2 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| 2-3 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| 3-4 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| 4-5 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 5-6 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 6-7 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 7-8 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 8-9 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 9-10 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 10-11 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 11-12 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 12-13 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 13-14 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 14-15 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 15-16 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 16-17 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 17-18 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 18-19 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 19-20 | 4.17 | 4.17 | 4.17 |
| 20-21 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| 21-22 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| 22-23 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| 23-24 | 4.16 | 4.16 | 4.16 |
| Total | 100% | 100% | 100% |

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

Etant donné que la zone d'étude comprend huit chantiers pétroliers, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacun.

Tableau III.15: Variation du débit horaire de la Raffinerie de NEZLA

| Heures | Consommation totale $Q_{max, j=9750} \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 405.6 | 4.16 | 405.6 |
| 1-2 | 4.16 | 405.6 | 8.32 | 811.2 |
| 2-3 | 4.16 | 405.6 | 12.48 | 1216.8 |
| 3-4 | 4.16 | 405.6 | 16.64 | 1622.4 |
| 4-5 | 4.17 | 406.575 | 20.81 | 2028.975 |
| 5-6 | 4.17 | 406.575 | 24.98 | 2435.55 |
| 6-7 | 4.17 | 406.575 | 29.15 | 2842.125 |
| 7-8 | 4.17 | 406.575 | 33.32 | 3248.7 |
| 8-9 | 4.17 | 406.575 | 37.49 | 3655.275 |
| 9-10 | 4.17 | 406.575 | 41.66 | 4061.85 |
| 10-11 | 4.17 | 406.575 | 45.83 | 4468.425 |
| 11-12 | 4.17 | 406.575 | 50 | 4875 |
| 12-13 | 4.17 | 406.575 | 54.17 | 5281.575 |
| 13-14 | 4.17 | 406.575 | 58.34 | 5688.15 |
| 14-15 | 4.17 | 406.575 | 62.51 | 6094.725 |
| 15-16 | 4.17 | 406.575 | 66.68 | 6501.3 |
| 16-17 | 4.17 | 406.575 | 70.85 | 6907.875 |
| 17-18 | 4.17 | 406.575 | 75.02 | 7314.45 |
| 18-19 | 4.17 | 406.575 | 79.19 | 7721.025 |
| 19-20 | 4.17 | 406.575 | 83.36 | 8127.6 |
| 20-21 | 4.16 | 405.6 | 87.52 | 8533.2 |
| 21-22 | 4.16 | 405.6 | 91.68 | 8938.8 |
| 22-23 | 4.16 | 405.6 | 95.84 | 9344.4 |
| 23-24 | 4.16 | 405.6 | 100 | 9750 |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la *Raffinerie de NEZLA* est de **406.575 m^3/h** et survient entre 4h et 20h.

Tableau III.16: Variation du débit horaire de la Raffinerie de Zemoul EL HARCHA

| Heures | Consommation totale $Q_{max, j} = 7950 \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 330.72 | 4.16 | 330.72 |
| 1-2 | 4.16 | 330.72 | 8.32 | 661.44 |
| 2-3 | 4.16 | 330.72 | 12.48 | 992.16 |
| 3-4 | 4.16 | 330.72 | 16.64 | 1322.88 |
| 4-5 | 4.17 | 331.515 | 20.81 | 1654.359 |
| 5-6 | 4.17 | 331.515 | 24.98 | 1985.91 |
| 6-7 | 4.17 | 331.515 | 29.15 | 2317.425 |
| 7-8 | 4.17 | 331.515 | 33.32 | 2648.94 |
| 8-9 | 4.17 | 331.515 | 37.49 | 2980.455 |
| 9-10 | 4.17 | 331.515 | 41.66 | 3311.97 |
| 10-11 | 4.17 | 331.515 | 45.83 | 3643.485 |
| 11-12 | 4.17 | 331.515 | 50 | 3975 |
| 12-13 | 4.17 | 331.515 | 54.17 | 4306.515 |
| 13-14 | 4.17 | 331.515 | 58.34 | 4638.03 |
| 14-15 | 4.17 | 331.515 | 62.51 | 4969.545 |
| 15-16 | 4.17 | 331.515 | 66.68 | 5301.06 |
| 16-17 | 4.17 | 331.515 | 70.85 | 5632.575 |
| 17-18 | 4.17 | 331.515 | 75.02 | 5964.09 |
| 18-19 | 4.17 | 331.515 | 79.19 | 6295.605 |
| 19-20 | 4.17 | 331.515 | 83.36 | 6627.12 |
| 20-21 | 4.16 | 330.72 | 87.52 | 6957.84 |
| 21-22 | 4.16 | 330.72 | 91.68 | 7288.56 |
| 22-23 | 4.16 | 330.72 | 95.84 | 7619.28 |
| 23-24 | 4.16 | 330.72 | 100 | 7950 |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la *Raffinerie de Zemoul EL HARCHA* est de **331.515 m³/h** et survient entre 4h et 20h.

Tableau III.17: Variation du débit horaire de Centre de production d'ORHOUD

| Heures | Consommation totale $Q_{max, j} = 5250 \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 218.4 | 4.16 | 218.4 |
| 1-2 | 4.16 | 218.4 | 8.32 | 436.8 |
| 2-3 | 4.16 | 218.4 | 12.48 | 655.2 |
| 3-4 | 4.16 | 218.4 | 16.64 | 873.6 |
| 4-5 | 4.17 | 218.925 | 20.81 | 1092.525 |
| 5-6 | 4.17 | 218.925 | 24.98 | 1311.45 |
| 6-7 | 4.17 | 218.925 | 29.15 | 1530.375 |
| 7-8 | 4.17 | 218.925 | 33.32 | 1749.3 |
| 8-9 | 4.17 | 218.925 | 37.49 | 1968.225 |
| 9-10 | 4.17 | 218.925 | 41.66 | 2187.15 |
| 10-11 | 4.17 | 218.925 | 45.83 | 2406.075 |
| 11-12 | 4.17 | 218.925 | 50 | 2625 |
| 12-13 | 4.17 | 218.925 | 54.17 | 2843.925 |
| 13-14 | 4.17 | 218.925 | 58.34 | 3062.85 |
| 14-15 | 4.17 | 218.925 | 62.51 | 3281.775 |
| 15-16 | 4.17 | 218.925 | 66.68 | 3500.7 |
| 16-17 | 4.17 | 218.925 | 70.85 | 3719.625 |
| 17-18 | 4.17 | 218.925 | 75.02 | 3938.55 |
| 18-19 | 4.17 | 218.925 | 79.19 | 4157.475 |
| 19-20 | 4.17 | 218.925 | 83.36 | 4376.4 |
| 20-21 | 4.16 | 218.4 | 87.52 | 4594.8 |
| 21-22 | 4.16 | 218.4 | 91.68 | 4813.2 |
| 22-23 | 4.16 | 218.4 | 95.84 | 5031.6 |
| 23-24 | 4.16 | 218.4 | 100 | 5250 |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour le *Centre de production d'ORHOUD* est de **218.925 m^3/h** et survient entre 4h et 20h.

Tableau. III.18: Variation du débit horaire de Centre de production de NEZLA

| Heures | Consommation totale $Q_{max, j} = 6000 \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 249.6 | 4.16 | 249.6 |
| 1-2 | 4.16 | 249.6 | 8.32 | 499.2 |
| 2-3 | 4.16 | 249.6 | 12.48 | 748.8 |
| 3-4 | 4.16 | 249.6 | 16.64 | 998.4 |
| 4-5 | 4.17 | 250.2 | 20.81 | 1248.6 |
| 5-6 | 4.17 | 250.2 | 24.98 | 1498.8 |
| 6-7 | 4.17 | 250.2 | 29.15 | 1749 |
| 7-8 | 4.17 | 250.2 | 33.32 | 1999.2 |
| 8-9 | 4.17 | 250.2 | 37.49 | 2249.4 |
| 9-10 | 4.17 | 250.2 | 41.66 | 2499.6 |
| 10-11 | 4.17 | 250.2 | 45.83 | 2749.8 |
| 11-12 | 4.17 | 250.2 | 50 | 3000 |
| 12-13 | 4.17 | 250.2 | 54.17 | 3250.2 |
| 13-14 | 4.17 | 250.2 | 58.34 | 3500.4 |
| 14-15 | 4.17 | 250.2 | 62.51 | 3750.6 |
| 15-16 | 4.17 | 250.2 | 66.68 | 4000.8 |
| 16-17 | 4.17 | 250.2 | 70.85 | 4251 |
| 17-18 | 4.17 | 250.2 | 75.02 | 4501.2 |
| 18-19 | 4.17 | 250.2 | 79.19 | 4751.4 |
| 19-20 | 4.17 | 250.2 | 83.36 | 5001.6 |
| 20-21 | 4.16 | 249.6 | 87.52 | 5251.2 |
| 21-22 | 4.16 | 249.6 | 91.68 | 5500.8 |
| 22-23 | 4.16 | 249.6 | 95.84 | 5750.4 |
| 23-24 | 4.16 | 249.6 | 100 | 6000 |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour le *Centre de production de NEZLA* est de $250.2\text{m}^3/\text{h}$ et survient entre 4h et 20h.

Tableau. III.19: Variation du débit horaire de Centre de production de RHOURE

| Heures | Consommation totale $Q_{max, j=4500} \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 187.2 | 4.16 | 187.2 |
| 1-2 | 4.16 | 187.2 | 8.32 | 374.4 |
| 2-3 | 4.16 | 187.2 | 12.48 | 561.6 |
| 3-4 | 4.16 | 187.2 | 16.64 | 748.8 |
| 4-5 | 4.17 | 187.65 | 20.81 | 936.45 |
| 5-6 | 4.17 | 187.65 | 24.98 | 1124.1 |
| 6-7 | 4.17 | 187.65 | 29.15 | 1311.75 |
| 7-8 | 4.17 | 187.65 | 33.32 | 1499.4 |
| 8-9 | 4.17 | 187.65 | 37.49 | 1687.05 |
| 9-10 | 4.17 | 187.65 | 41.66 | 1874.7 |
| 10-11 | 4.17 | 187.65 | 45.83 | 2062.35 |
| 11-12 | 4.17 | 187.65 | 50 | 2250 |
| 12-13 | 4.17 | 187.65 | 54.17 | 2437.65 |
| 13-14 | 4.17 | 187.65 | 58.34 | 2625.3 |
| 14-15 | 4.17 | 187.65 | 62.51 | 2812.95 |
| 15-16 | 4.17 | 187.65 | 66.68 | 3000.6 |
| 16-17 | 4.17 | 187.65 | 70.85 | 3188.25 |
| 17-18 | 4.17 | 187.65 | 75.02 | 3375.9 |
| 18-19 | 4.17 | 187.65 | 79.19 | 3563.55 |
| 19-20 | 4.17 | 187.65 | 83.36 | 3751.2 |
| 20-21 | 4.16 | 187.2 | 87.52 | 3938.4 |
| 21-22 | 4.16 | 187.2 | 91.68 | 4125.6 |
| 22-23 | 4.16 | 187.2 | 95.84 | 4312.8 |
| 23-24 | 4.16 | 187.2 | 100 | 4500 |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour le *Centre de production de RHOURE* est de **187.65 m^3/h** et survient entre 4h et 20 h.

Tableau. III.20: Variation du débit horaire de Centre de Traitement d'ORHOUD

| Heures | Consommation totale $Q_{\max, j} = 3750 \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|--|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 156 | 4.16 | 156 |
| 1-2 | 4.16 | 156 | 8.32 | 312 |
| 2-3 | 4.16 | 156 | 12.48 | 468 |
| 3-4 | 4.16 | 156 | 16.64 | 624 |
| 4-5 | 4.17 | 156.375 | 20.81 | 780.375 |
| 5-6 | 4.17 | 156.375 | 24.98 | 936.75 |
| 6-7 | 4.17 | 156.375 | 29.15 | 1093.125 |
| 7-8 | 4.17 | 156.375 | 33.32 | 1249.5 |
| 8-9 | 4.17 | 156.375 | 37.49 | 1405.875 |
| 9-10 | 4.17 | 156.375 | 41.66 | 1562.25 |
| 10-11 | 4.17 | 156.375 | 45.83 | 1718.625 |
| 11-12 | 4.17 | 156.375 | 50 | 1875 |
| 12-13 | 4.17 | 156.375 | 54.17 | 2031.375 |
| 13-14 | 4.17 | 156.375 | 58.34 | 2187.75 |
| 14-15 | 4.17 | 156.375 | 62.51 | 2344.125 |
| 15-16 | 4.17 | 156.375 | 66.68 | 2500.5 |
| 16-17 | 4.17 | 156.375 | 70.85 | 2656.875 |
| 17-18 | 4.17 | 156.375 | 75.02 | 2813.25 |
| 18-19 | 4.17 | 156.375 | 79.19 | 2969.625 |
| 19-20 | 4.17 | 156.375 | 83.36 | 3126 |
| 20-21 | 4.16 | 156 | 87.52 | 3282 |
| 21-22 | 4.16 | 156 | 91.68 | 3438 |
| 22-23 | 4.16 | 156 | 95.84 | 3594 |
| 23-24 | 4.16 | 156 | 100 | 3750 |

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour le *Centre de Traitement d'ORHOUD* est de **156.375 m^3/h** et survient entre 4h et 20 h.

Tableau .III.21: Variation du débit horaire de Centre de Traitement de GASSI EL AZIBI

| Heures | Consommation totale $Q_{max, j} = 5250 \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 218.4 | 4.16 | 218.4 |
| 1-2 | 4.16 | 218.4 | 8.32 | 436.8 |
| 2-3 | 4.16 | 218.4 | 12.48 | 655.2 |
| 3-4 | 4.16 | 218.4 | 16.64 | 873.6 |
| 4-5 | 4.17 | 218.925 | 20.81 | 1092.525 |
| 5-6 | 4.17 | 218.925 | 24.98 | 1311.45 |
| 6-7 | 4.17 | 218.925 | 29.15 | 1530.375 |
| 7-8 | 4.17 | 218.925 | 33.32 | 1749.3 |
| 8-9 | 4.17 | 218.925 | 37.49 | 1968.225 |
| 9-10 | 4.17 | 218.925 | 41.66 | 2187.15 |
| 10-11 | 4.17 | 218.925 | 45.83 | 2406.075 |
| 11-12 | 4.17 | 218.925 | 50 | 2625 |
| 12-13 | 4.17 | 218.925 | 54.17 | 2843.925 |
| 13-14 | 4.17 | 218.925 | 58.34 | 3062.85 |
| 14-15 | 4.17 | 218.925 | 62.51 | 3281.775 |
| 15-16 | 4.17 | 218.925 | 66.68 | 3500.7 |
| 16-17 | 4.17 | 218.925 | 70.85 | 3719.625 |
| 17-18 | 4.17 | 218.925 | 75.02 | 3938.55 |
| 18-19 | 4.17 | 218.925 | 79.19 | 4157.475 |
| 19-20 | 4.17 | 218.925 | 83.36 | 4376.4 |
| 20-21 | 4.16 | 218.4 | 87.52 | 4594.8 |
| 21-22 | 4.16 | 218.4 | 91.68 | 4813.2 |
| 22-23 | 4.16 | 218.4 | 95.84 | 5031.6 |
| 23-24 | 4.16 | 218.4 | 100 | 5250 |

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour le *Centre de Traitement GASSI EL AZIBI* est de **218.925 m^3/h** et survient entre 4h et 20h

Tableau. III.22: Variation du débit horaire de Centre de Traitement de NEZLA

| Heures | Consommation totale $Q_{\max, j} = 3750 \text{ m}^3/\text{j}$ | | Consommation cumulée | |
|--------|--|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| | % | m^3/h | % | m^3/h |
| 0-1 | 4.16 | 156 | 4.16 | 156 |
| 1-2 | 4.16 | 156 | 8.32 | 312 |
| 2-3 | 4.16 | 156 | 12.48 | 468 |
| 3-4 | 4.16 | 156 | 16.64 | 624 |
| 4-5 | 4.17 | 156.375 | 20.81 | 780.375 |
| 5-6 | 4.17 | 156.375 | 24.98 | 936.75 |
| 6-7 | 4.17 | 156.375 | 29.15 | 1093.125 |
| 7-8 | 4.17 | 156.375 | 33.32 | 1249.5 |
| 8-9 | 4.17 | 156.375 | 37.49 | 1405.875 |
| 9-10 | 4.17 | 156.375 | 41.66 | 1562.25 |
| 10-11 | 4.17 | 156.375 | 45.83 | 1718.625 |
| 11-12 | 4.17 | 156.375 | 50 | 1875 |
| 12-13 | 4.17 | 156.375 | 54.17 | 2031.375 |
| 13-14 | 4.17 | 156.375 | 58.34 | 2187.75 |
| 14-15 | 4.17 | 156.375 | 62.51 | 2344.125 |
| 15-16 | 4.17 | 156.375 | 66.68 | 2500.5 |
| 16-17 | 4.17 | 156.375 | 70.85 | 2656.875 |
| 17-18 | 4.17 | 156.375 | 75.02 | 2813.25 |
| 18-19 | 4.17 | 156.375 | 79.19 | 2969.625 |
| 19-20 | 4.17 | 156.375 | 83.36 | 3126 |
| 20-21 | 4.16 | 156 | 87.52 | 3282 |
| 21-22 | 4.16 | 156 | 91.68 | 3438 |
| 22-23 | 4.16 | 156 | 95.84 | 3594 |
| 23-24 | 4.16 | 156 | 100 | 3750 |

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour le Centre de Traitement de gaz de NEZLA est de **156.375 m^3/h** et survient entre 4h et 20h.

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau industrielle ($46200m^3/J$) de nos chantiers pétroliers, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Introduction :

L'objet de Ce chapitre est l'étude de la qualité des eaux souterraines destinées à l'alimentation en eau industrielle des chantiers pétroliers, du point de vue quantité, l'eau au Sahara est généralement disponible et ce, grâce à d'importants aquifères, surtout au bas Sahara (Sahara Septentrional), mais sa qualité physico-chimique (salinité) est le plus souvent médiocre. Cette salinité des eaux, dont une partie est d'origine géologique (primaire) s'accroît continuellement par une mauvaise gestion de la ressource en eau.

I. But de l'étude :

Le but de l'étude est résumé en deux points essentiels :

- Dans l'absence des eaux superficielles, une étude de la qualité des eaux souterraines est impérative pour répondre aux exigences, et aux normes de demandeur (l'industrie pétrolière).
- Une bonne étude de la qualité des eaux, de point de vue de comportement chimique, permettre le bon choix de matériaux de la conduite transportant.

II. Qualité des eaux souterraines :**II.1. Généralités :**

La qualité des eaux souterraines au Sahara diffère d'une région à une autre et d'un aquifère à un autre, mais d'une manière générale la qualité des eaux dans les différentes régions sahariennes et notamment, celles situées au centre et au nord du Sahara (Ouargla, El Oued, Biskra etc..) est de mauvaise qualité, surtout celle destinée pour l'alimentation en eau potable. La vente de l'eau par camion – citerne transportée par des commerçants privés à partir de points d'eau très éloignés des centres urbains, dont leur teneur en sels est certes relativement moins chargée, mais qui peuvent présenter par contre des problèmes de salubrité. Cette situation alarmante illustre actuellement l'absence de maîtrise organisationnelle de distribution et de disponibilité en eau de bonne qualité.

Quant aux eaux destinées pour l'irrigation, elles sont également de mauvaises qualités, surtout celles des nappes phréatiques ou des formations du complexe terminal (Oued Rhir, Souf et Ouargla), dont la teneur en sels peut dépasser les 7 g/l de résidu sec (région de Oued Rhir). Cette forte teneur en sels conjuguée à la présence d'une nappe phréatique proche de la surface du sol, est une des principales causes de la stérilisation des sols de plusieurs zones agricoles dans la région.



Figure. IV.1 : Camions- citernes transportant de l'eau destinée à L'AEP.

II.2. Qualité des eaux de la Région de Ouargla :

Une étude hydro-chimique et bactériologique des eaux des régions de Ouargla, avec la collaboration de l'entreprise de distribution des eaux (EDEMIAO) a été réalisée en l'an 2000 sur 18 forages destinés (nappe des calcaires) pour l'alimentation en eau potable. Cette étude a porté sur des prélèvements d'échantillons d'eau pour analyses bactériologiques et de détermination de la salinité des eaux. Les résultats enregistrés montrent que la salinité des eaux de cette nappe oscille entre 1,6 et 3g/l. et ce, à l'exception des zones de Sokra et Beni Thor qui présentent une salinité comprise entre 2,5 et 3 g/l, de résidu sec le reste présente une salinité inférieure à 2g/l. Quant aux tests bactériologiques, les résultats ont été négatifs, ce qui confirme l'absence de germes dans les eaux de ces forages.

Quant aux eaux des nappes phréatiques, elles se caractérisent généralement par une salinité très élevée de type chloruré- sodique. L'accroissement de la salinité suit le sens de l'écoulement des eaux de la nappe phréatique (lessivage latéral) Une zone relativement chargée avec un résidu sec de 32 à 60 g/l se localise au nord de la cuvette, en direction des chotts. La zone de Ouargla – Rouissat présente une salinité comprise entre 8 et 16 g/l, alors que la zone de Bour El- Haicha, qui est la ligne de partage des eaux souterraines, présente une salinité d'environ 4g/l. Enfin, la teneur en salinité des chotts et sebkhas oscille entre 200 et 300 g/l.

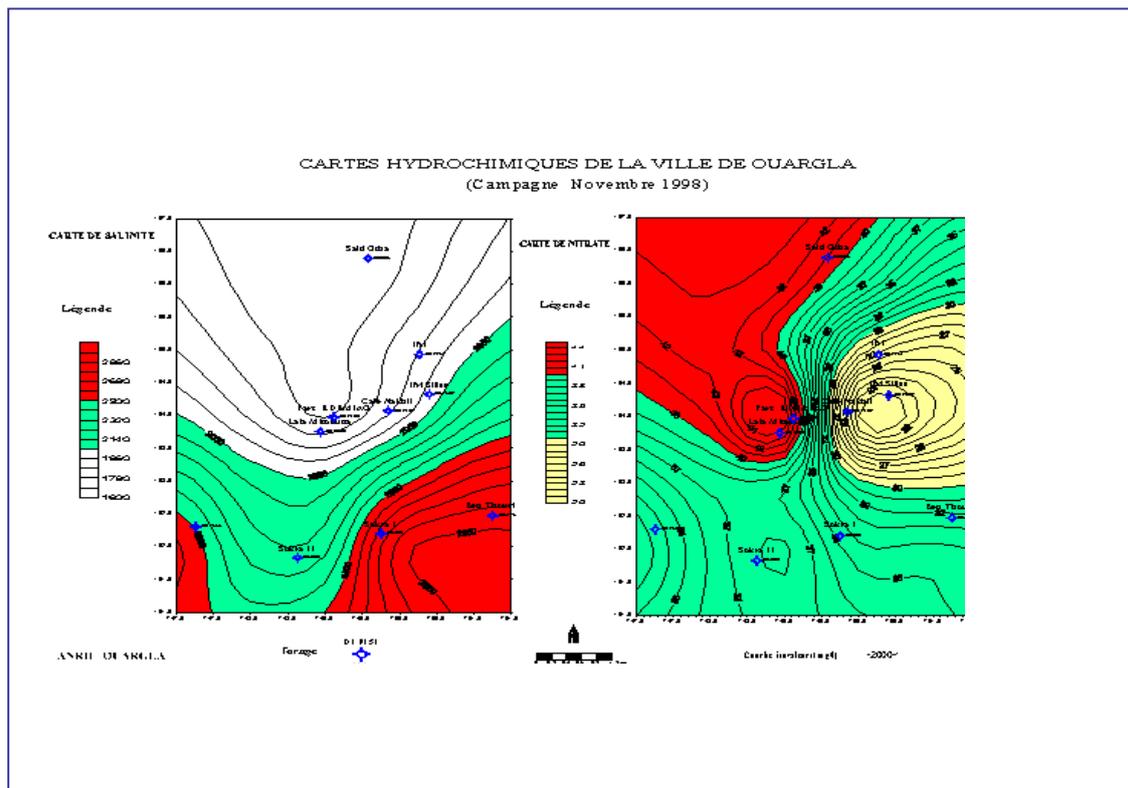


Fig.IV.2 : Carte hydro-chimique des eaux des régions de Ouargla (source ANRH. Ouargla).

III. Paramètres de Qualités :

La qualité d'une eau souterraine est caractérisée par un certain nombre de paramètres physiques et chimiques. L'analyse des échantillons réalisée au niveau de l'ANRH de Ouargla a porté sur les paramètres suivants

- Cations : Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ , K^+ .
- Anions: Cl^- , So_4^- , No_3^- , HCO_3^- .
- Potentiel d'hydrogène (pH).
- Dureté totale.
- Conductivité.
- Température de l'eau.

III.1.La méthodologie d'analyse :

La campagne d'échantillonnage (ANRH de Ouargla, 2007) a concerné la région de HASSI MESSAOUD, à choisie de prélever des échantillons à chaque niveau aquifère exploité (nappe phréatique, nappe des sables ou du Mio-Pliocène, nappe des calcaires ou du Sénonien et nappe Albienne). Les prélèvements, au nombre de 11 ont été effectués manuellement dans des flacons en matière plastique de 1000 cm³ de capacité. Lorsqu'il s'agit d'un forage destiné à l'irrigation, l'échantillon est pris directement à la tête du forage. La conductivité et la température ont été mesurées in situ chaque fois qu'il a été possible. L'échantillon doit toujours être parfaitement identifié et porter le code du forage, la date, et si possible la profondeur et le niveau aquifère.

III.1.2. Méthodes analytiques :

Les analyses physico-chimiques des échantillons d'eaux ont été effectuées au niveau de laboratoire d'analyses physico-chimiques de l'ANRH de Ouargla, Les procédures de dosage sont déduites des méthodes d'analyse standard. La conductivité est déterminée grâce à un conductimètre électrique (WEILHEIM LF 90) qui donne directement la conductivité de l'échantillon à la température adoptée (25°) en ms/cm ou en $\mu\text{s}/\text{cm}$. Les duretés totale et calcique des échantillons sont déterminées par complexométrie, par titrage avec l'acide éthylène-diamine-tétracétique (EDTA). La mesure de l'alcalinité est basée sur la neutralisation d'un certain volume de l'échantillon par l'acide sulfurique (N/50). Les chlorures sont déterminés par la méthode de Mohr (RODIER, 1984) et les

Sulfates par lecture de l'absorbance à $\lambda = 420$ nm pour une suspension obtenue par réaction des sulfates avec le chlorure de baryum. Le sodium et le potassium sont dosés par photométrie à émission de flamme sur appareil JENWAY PFP7. Le fluor est dosé par la méthode potentiométrique grâce à une électrode spécifique aux ions fluorures (ISE 944098/11).

III. 1.3.Résultats :

Le tableau N°IV. 1 présente les résultats d'analyses physico- chimiques des eaux souterrains.

Tableau N°IV.1 : analyse des eaux souterraines de la région de Ouargla et HASSI MESSAOUD. (Source ANRH.2007).

| Nom de Forage | cordonnées de forage | | | Analyse des constituantes chimiques | | | | | | | | | | | La Nappe | |
|---------------|----------------------|-----------|------|-------------------------------------|------------------|------------------|-------|------|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-------|-------|------------|----------|-----------------------|
| | X | Y | Z(m) | F- | Ca ⁺⁺ | Mg ⁺⁺ | Na+ | K+ | HCO ₃ ⁻ | Cl ⁻ | So ₄ ⁻⁻ | pH | T(C°) | cond μS/cm | | TH(F°) |
| AHM-103 | 387 292 | 3 349 502 | 252 | 1.72 | 364 | 109 | 438 | 22 | 90 | 830 | 650 | 7.069 | 26 | 3.63 | 136 | Mio-- pliocène |
| AHM-102 | 378127 | 3 327 886 | 232 | 1.47 | 280 | 145 | 516 | 21 | 74 | 790 | 650 | 8.40 | 28.6 | 3.1 | 130 | |
| BRS-105 | 288 243 | 3613796 | 117 | 1.63 | 300 | 120 | 450 | 20 | 82 | 805 | 647 | 7.3 | 27.7 | 3.20 | 125 | |
| RDF-101 | 266 586 | 3397047 | 150 | 1.5 | 350 | 133 | 467 | 19 | 88 | 817 | 653 | 7.5 | 25 | 3.45 | 132 | |
| P128 | 451 914 | 3379642 | 242 | 0.51 | 707 | 264 | 650 | 100 | 198 | 2249 | 2302 | 7.73 | 21.6 | 6.71 | 286 | phréatique |
| P121 | 400 335 | 3415783 | 539 | 1.07 | 363 | 235 | 591 | 21 | 196 | 1874 | 2556 | 8.20 | 18.8 | 4.64 | 188 | |
| BKO-101 | 688 982 | 3530071 | 226 | 1.60 | 245 | 77 | 233 | 14 | 126 | 375 | 620 | 7.5 | 25 | 2.54 | 85 | sénonien carbonaté |
| OKNH-31 | 380 119 | 3352602 | 221 | 1.68 | 266 | 99 | 233 | 13 | 122 | 360 | 650 | 7.58 | 26.7 | 1.9 | 102 | |
| SDT-102 | 717 384 | 3524311 | 160 | 1.37 | 285 | 62 | 230 | 12 | 124 | 382 | 635 | 8.33 | 26.3 | 2.3 | 97 | |
| MDH-108 | 795525 | 127125 | 1350 | 0.63 | 196 | 127 | 178 | 25 | 165 | 412 | 543 | 8.06 | 55 | 2.50 | 103 | Albien |
| MDH-115 | 820800 | 122750 | 1340 | 0.56 | 230 | 131 | 166 | 22 | 156 | 400 | 580 | 7.8 | 56 | 2.83 | 110 | |
| FDR-105 | 452932 | 3488048 | 900 | | 8100 | 2430 | 69800 | 1339 | 460 | 11850 | 1546 | 6.44 | 44 | | 3500 | turonien |
| SDF-112 | 442766 | 3489043 | 920 | | 8050 | 2500 | 69731 | 1350 | 434 | 11900 | 1545 | 6.5 | 41 | | 2060 | |

III.2. Etude des paramètres physico-chimiques :**➤ Le potentiel d'hydrogène (pH):**

Le potentiel d'hydrogène mesure la concentration en ions (H^+) de l'eau .il traduit ainsi la balance entre acide et base sur une échelle de 0 à 14, 7 étant le pH de neutralité. Ce paramètre caractérise un grand nombre d'équilibre physico- chimique.

Tableau N°IV.2 : Classification des eaux d'après leurs pH :

| Nappe | Potentiel d'hydrogène (pH) | Nature de l'eau |
|--------------|----------------------------|-----------------|
| Mio pliocène | 7.3 | Basique |
| Eocène | 7.7 | Basique |
| Turonien | 6.5 | Acide |
| Albien | 7.3 | Basique |

➤ Température :

La température joue un rôle très important dans la solubilité des sels et des gaz, sur la conductivité électrique et dans la détermination du pH d'eau .elle permet aussi de différencier les eaux qui circulent en surface et celles qui circulent en profondeur

- Les eaux souterraines : ce sont des eaux ayant une température constante voisine de la température moyenne du gîte géologique ; c'est le cas de mio- pliocène et sénono-éocène ou la température variée entre 27 C° et 32 C°.
- Les eaux profondes : ou la température des eaux est influencée par le gradient géothermique .elle variée de 41 C° 44 C° pour les eaux de la nappe turonienne et de 60 C° à 63 C° pour l'eau de l'albien .

➤ La conductivité :

La conductivité de l'eau est sa conductibilité, en d'autre terme sa capacité à conduire l'électricité .Cette mesure s'exprime en micro- siemens par centimètre. elle permettre d'avoir une estimation proche sur la minéralisation de l'eau.

On peut exprimer la qualité d'une eau à partir de sa conductivité, sachant que :

- 50 à 400 $\mu S/cm$: qualité excellente.
- 400 à 750 $\mu S/cm$: bonne qualité.
- 750 à 1500 $\mu S/cm$: qualité médiocre mais eau utilisable.
- > 1500 $\mu S/cm$: minéralisation excessive.

Tableau N° IV.3 : Conductivité des différentes nappes aquifère, HMD.

| Nappe | Conductivité ($\mu S/cm$) | Qualité de l'eau |
|----------------|-----------------------------|--------------------------|
| Mio - pliocène | 2320 à 7300 | Minéralisation excessive |
| Sénono-éocène | 4260 à 6191 | Minéralisation excessive |
| albien | 2500 à 4630 | Minéralisation excessive |

➤ **Dureté Totale ou titre hydrométrique (TH) :**

La dureté totale d'une eau correspond à la somme des concentrations en Mg^{+} et Ca^{+} , elle exprime en degré français (F°).

Tableau N°IV.4 : Les intervalles de la dureté :

| | | | | | |
|------------------------|-------|------------------|-------------|-------|-----------|
| TH (F°) | 0-7 | 7-22 | 22-32 | 32-54 | 54 |
| Dureté de l'eau | douce | Modérément douce | Assez douce | Dure | Très dure |

- La dureté totale calculé pour la nappe **Mio –pliocène** varie entre 23 F° et 184 F°, ces eaux donc très dure.
- La dureté totale de la nappe **Turonienne** variée entre 2060 F° et 3500 F°.
- La dureté totale de la nappe **Sénono-éocène** variée entre 65F° et 196 F°, ce sont des eaux très dure.
- La dureté totale de la nappe **Albien** variée entre 65F° et 196 F°, ce sont des eaux très dure.

Remarque : Les eaux de différentes nappes, étant en général dures, laissent un dépôt quand on les chauffe.

Tableau N°IV.5 : Intervalles de la variabilité du (TH) et caractère de l'eau des différentes nappes aquifères, HASSI MESSAOUD.

| Nappe | Intervalle de la dureté (F°) | Caractères |
|----------------|-------------------------------------|-------------------------|
| Mio - pliocène | 23-184 | Assez douce à très dure |
| Sénono-éocène | 64-196 | Très dure |
| Turonien | 2060-3500 | Très dure |
| albien | 55-164 | Très dure |

III.3. Etude des paramètres chimiques :

III.3.1. Les cations :

➤ **Calcium (Ca^{++}) :**

Le calcium provient de l'attaque des roches carbonique par le gaz carbonique qui s'est infiltré à travers ces formations. Peut aussi provient des terrains gypseux ($CaSO_4$).

La concentration maximale admissible dans les eaux potable est de 200mg /l.

➤ **Magnésium (Mg^{++}) :**

Il peut provenir de la dissolution des dolomies ($MgSO_4$) dans les terrains gypsifères, ou bien les formations dolomitiques libérant le magnésium par l'attaque des eaux en présence de gaz carbonique.

Sa concentration maximale admissible pour l'eau potable est de 150 mg /l.

➤ **Sodium et potassium (Na^{+} et K^{+}):**

Le sodium est toujours présent dans l'eau, il provient du lessivage des formations géologiques riche en NaCl.

La concentration maximale admise dans l'eau potable est de 200mg /l.

Le potassium est beaucoup moins abondant que le sodium, sa concentration maximale admissible dans l'eau potable est de l'ordre 200 mg /l.

III.3.2. Les anions :

➤ **Chlorure (Cl⁻) :**

Les chlorures rencontrés en grandes quantités dans les eaux souterraines proviennent de la dissolution des terrains salifères et des rejets des eaux d'origine industrielle, la teneur en admissible des chlorures fixée par l'OMS est de 600 mg/l.

➤ **Sulfates (SO₄²⁻) :**

Les sulfates contenus dans les eaux souterraines sont fournis par la dissolution du gypse, le gypse est un sulfate de calcium hydraté qui est faiblement soluble (7g /l dans les conditions normales).

La teneur admissible des sulfates est fixée par l'O.M.S est de 400 mg /l.

➤ **Bicarbonate (HCO₃⁻) :**

Ils proviennent de la dissolution des roches carbonatées dans les l'eau, leur concentration maximale admissible dans l'eau potable est de 250 mg/l.

➤ **Nitrates (NO₃⁻) :**

Les nitrates sont rarement présentes dans les eaux souterraines, ils proviennent essentiellement de l'azote organique des sols par les bactéries, des engrais chimiques, ainsi des eaux usées.

La concentration maximale admissible pour l'eau potable est de 50 mg/l.

IV. Classification et potabilité des eaux :

L'utilisation des données en hydrochimie repose parfois sur des outils assez compliqués et lourds d'emploi, mais dans de nombreux cas il est heureusement possible de visualiser simplement des caractéristiques importantes d'échantillon d'eau ou d'un groupe de solutions.

Le recours à des diagrammes et graphiques divers est donc assez fréquent et utile en hydrochimie.

IV.1. Les diagrammes de représentation des échantillons d'eau :

IV.1.1. diagramme de piper :

Le diagramme de **piper** permet de représenter le faciès chimiques d'un ensemble d'échantillons d'eaux.

Il compose de deux triangles permettant de représenter le faciès cationique et le faciès anionique et d'un losange synthétisant global (voir Figure. IV .3).

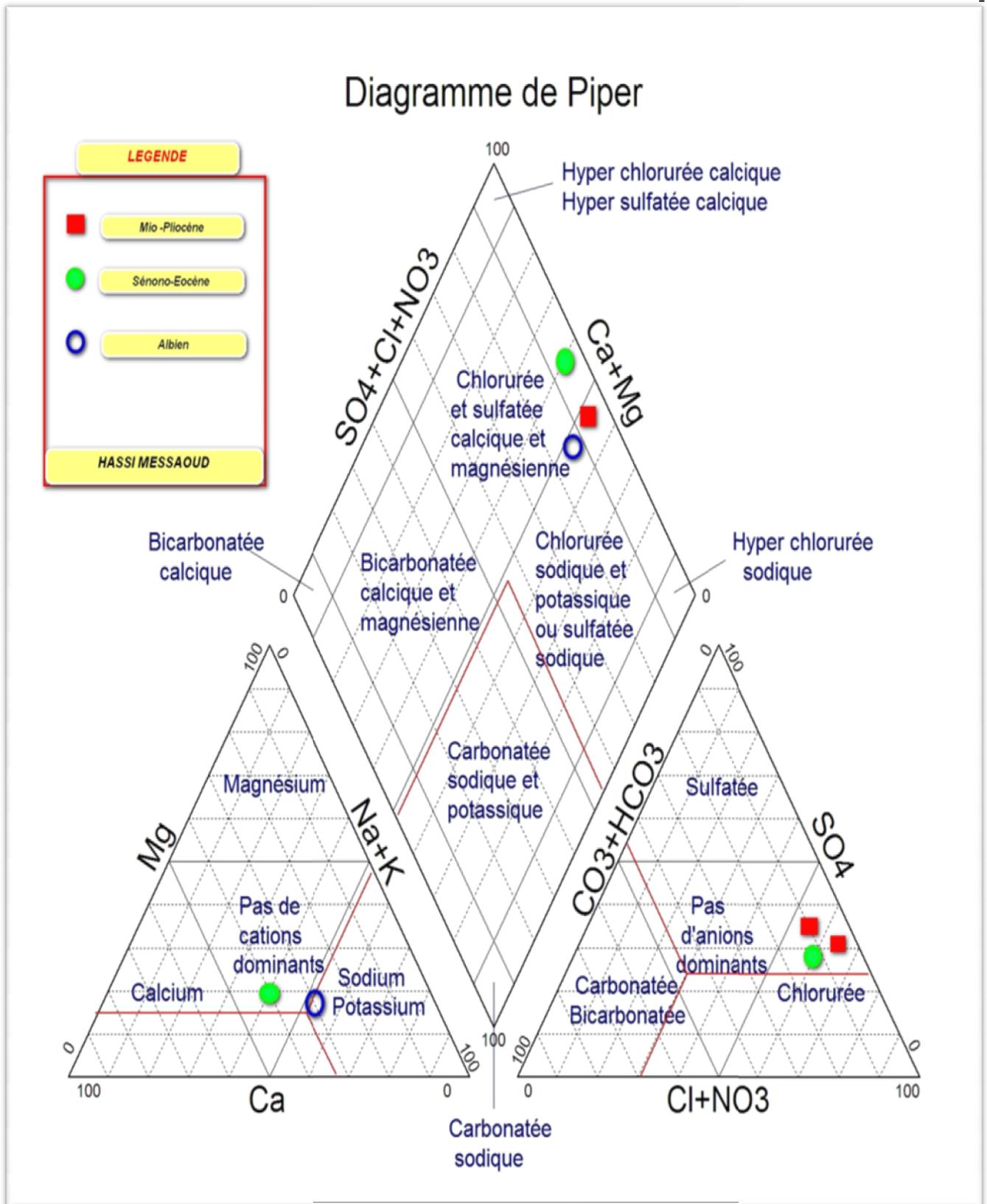


Figure .IV.3: Diagramme de Piper d'analyse des eaux souterraines de Hassi messaoud.

➤ **Cas de la nappe Mio –pliocène :**

- Les cations se trouvent dans le sous triangle «**Sodium potassium**».
- Les anions se trouvent dans le triangle «**chlorurée**».

Le point projeté sur le losange représente la limite des eaux sous losanges :

- ✓ Chlorurée sodique et potassique ou sulfatée sodique.
- ✓ Chlorure et sulfatée calcique et magnésienne.

➤ **Cas de la nappe Sénono-éocène :**

- Les cations se trouvent dans le sous triangle «**pas de cations dominants**».
- Les anions se trouvent dans le sous triangle «**chlorurée**».

Le point projeté sur le losange se place au niveau du sous –losange :

- ✓ Chlorurée et sulfatée calcique et magnésienne.

➤ **Cas de la nappe albienne :**

- Les cations se trouvent dans le sous triangle «**Sodium potassium**».
- Les anions se trouvent dans le triangle «**pas d’anion dominants**», tendent à se rapprocher du pôle chloruré et de pôle sulfaté.

Le point projeté sur losange représente la limite des deux sous triangles :

- ✓ Chlorurée sodique et potassique ou sulfatée sodique.
- ✓ Chlorurée et sulfatée calcique et magnésienne.

IV.1.2.diagramme de Schoëller -Berkaloff :

Le diagramme de **Schoëller Berkaloff** permet de représenter le faciès chimique de plusieurs eaux, chaque échantillon est représenté par une ligne brisée.

La concentration de chaque élément chimique figurée par une ligne verticale en échelle logarithmique, la ligne brisée est formée en reliant tous les points figurant les différents éléments chimiques,(voir Figure .IV.4).

Tableau N°IV.6 : Faciès chimiques de différentes nappes aquifères, Hassi Messaoud.

| Nappe | Faciès chimique |
|---------------|-----------------------------------|
| Mio –pliocène | Chloruré sodique –sulfaté sodique |
| Sénono-éocène | Chloruré et sulfatée calcique |
| albien | Chloruré sodique- sulfaté sodique |

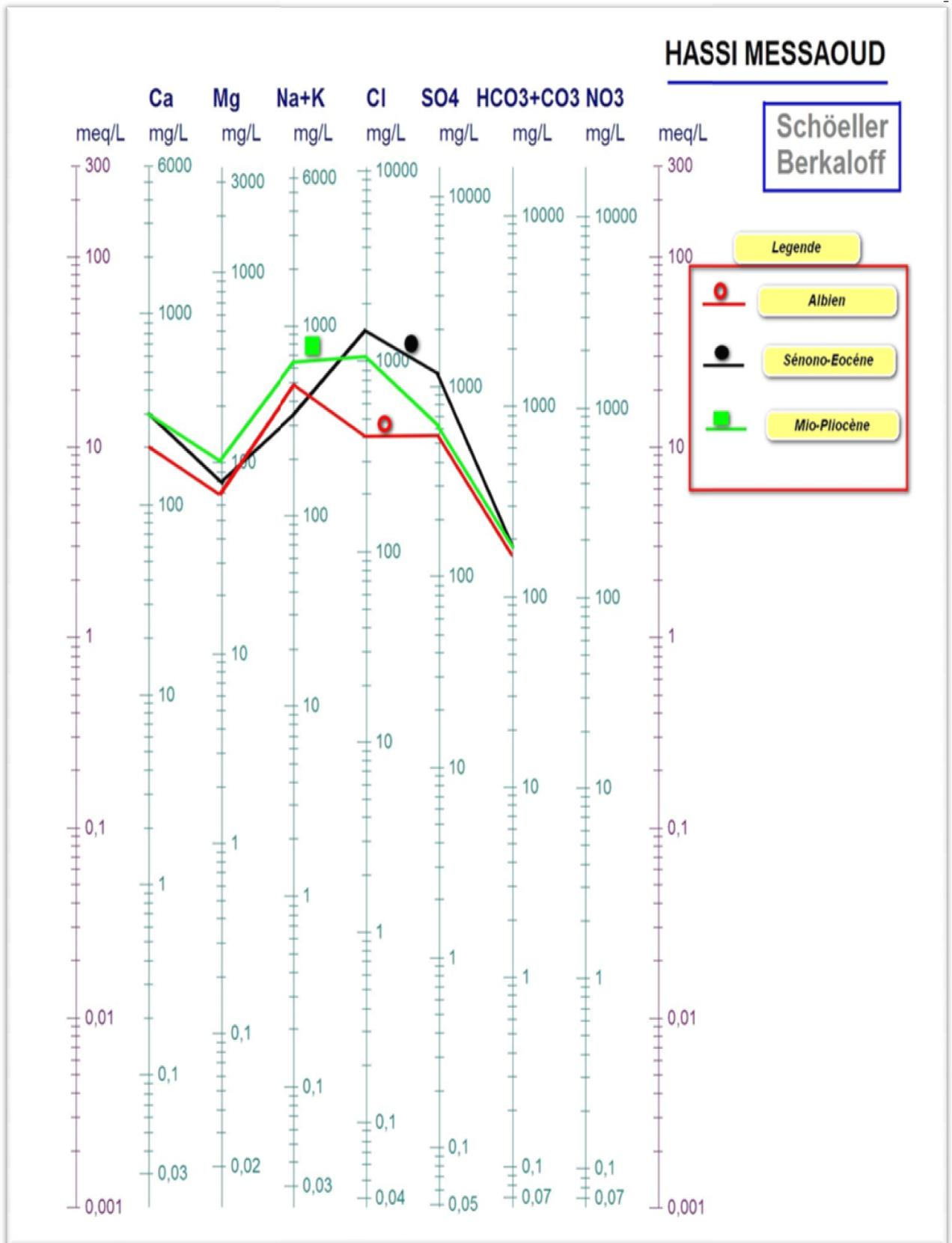


Figure .IV.4 : Diagramme de Schoëller-Berkaloff d'analyse des eaux souterraines de HMD.

V. Qualité chimique de l'eau souterraine:

L'examen de la qualité des eaux prélevées au niveau de différents nappes se fait on compare les teneurs en sels de ces eaux avec les normes internationales retenus par l'organisation mondiale de la santé (O.M.S).

Tableau N°.IV.7 : Les normes utilisées pour les eaux de consommation

| Élément | normes Algériennes | | Normes de L'OMS | |
|--|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | Concentration maximale acceptable | concentration minimale acceptable | concentration maximale acceptable | concentration minimale acceptable |
| Ca ⁺⁺ ,(mg/l) | 75 | 200 | 75 | 200 |
| Mg ⁺⁺ ,(mg/l) | ----- | 150 | 30 | 150 |
| Na ⁺⁺ ,(mg/l) | ----- | 200 | ----- | ----- |
| K ⁺ ,(mg/l) | ----- | 20 | ----- | ----- |
| Cl ⁻ ,(mg/l) | 200 | 500 | 200 | 600 |
| SO ₄ ⁻ ,(mg/l) | 200 | 400 | 200 | 400 |
| PH | 6.5-8.5 | | 7-8.5 | ----- |
| Turbidité en NTU | 1 | 5 | ----- | ----- |
| Conductivité µs/cm | ----- | 2800 | ----- | ----- |
| Dureté totale en ppm CaCo ₃ | 100 | 500 | 100 | 500 |
| Dureté totale en F° | 10 | 100 | 10 | 50 |
| TDS (Solides dissous totaux, mg/l) | ----- | 2000 | 500 | 1500 |

V.1.Cas de la nappe Mio –Pliocène :

Compte tenue les analyses de la nappe mio- pliocène nous pouvons conclure que :

- Les teneurs en calcium (Ca⁺⁺), Chlorure (Cl⁻) et sulfates (SO₄⁻) dépassent largement les normes admissibles fixées par L'OMS.
- Les résidus secs varient de 1.5 g/là 5g/l ; une concentration supérieure à la concentration admissible.
- Le PH se situé dans la fourchette de la norme maximale admissible.

De ce fait, nous remarquons que les eaux de la nappe Mio –pliocène de la région de HASSI MESSAOUD, fortement sulfatées et chlorurées, avec un résidu sec supérieur à la norme, sont la plupart non potables.

V.2.Cas de la nappe Sénono-éocène :

La teneur en sels des eaux de la nappe Sénono-éocène est largement supérieure à celle maximale tolérée par les normes de L'OMS.

Les résidus secs varient de 1 à 3 g/l, le PH est 7.4, ces eaux sont chimiquement non potable.

V.3.Cas de La nappe Turonienne :

Les eaux de la nappe turonienne sont excessivement salées, la teneur en sodium est de 69800 mg/l, et celle en chlorure est de 119000mg/l.

Les résidus secs varient de 208g /l à 290 g/l, PH est de 6.5.

Ces eaux sur salées et bien évidemment non potable s ne sont utilisées qu'à des besoins industrielles, injection des ces eaux dans les formations pétroliers cambriennes afin de faciliter l'extraction de pétrole.

V.4.Cas de la nappe Albienne :

La nappe albienne bien que plus douce que la nappe moi- pliocène, présente une forte concentration en sulfates, avec un résidu sec supérieur à la norme, ces eaux sont chimiquement non potable.

Conclusion :

Etant donné les problèmes de la salinité rencontrés dans la région de HASSI MESSAOUD, Nous avons fait une étude hydro -chimique, ou bien une étude de la qualité des eaux souterraines de différentes nappes qui montre trois types des familles d'eau :

- Chloruré sodique.
- Sulfaté sodique.
- Chloruré et sulfaté calcique et magnésienne.

La minéralisation élevée, les résidus secs excessifs, font que ces eaux ne répondent pas aux normes de potabilité des eaux fixées par L'OMS.

Introduction :

L'objet de Ce chapitre est de l'étude du champ de captage des eaux souterraines de HASSI EL GASSI, destiné pour l'alimentation en eau industrielle des chantiers pétroliers du point de vue quantitatif.

I. But de l'étude :

Le but de l'étude est résumé en deux points essentiels :

- Détermination de nombre des forages nécessaires pour satisfaire les besoins journaliers des chantiers pétroliers.
- Le Choix des forages qui sont adaptés aux normes de l'industrie pétroliers.

II .Présentation du champ de captage de HASSI EL GASSI :

Le champ de captage de HASSI EL GASSI est situé à 35 km au Sud Ouest de champ de HASSI MESSAOUD, les forages existants sont repartis sur une superficie de 10 Km², est limitée par les coordonnées de Lambert comme suite :

X= [802000 -806500] Est

Y= [115000-119000] Nord

III. Situation des champs de captage :➤ **Champ de captage de HASSI ELGASSI :**

Le champ de captage de HASSI EL GASSI est composé de vingt Cinq (25) forages, ces dernières sont forés pour satisfaire les besoins en eau industrielle des chantiers de réalisation des forages pétroliers, pour l'utilisation dans la boue de forage.

L'acheminement de l'eau aux chantiers de réalisation des forages pétroliers se fait :

- Par Conduit (à partir de forage hydraulique jusqu' a le chantier de réalisation de forage pétrolier.
- Par Citerne (dans le cas ou le forage hydraulique est loin de chantiers pétrolier)

Remarque :

Après l'achèvement de forage pétrolier, le forage hydraulique qui foré pas loin de forage pétrolier sera abandonné, ou aura utilisé pour satisfaire les besoins des autres chantiers.

Tableau .V.1 : Répartition des forages dans le champ de HASSI EL GASSI

| La Nappe Captée | Nombre de forages |
|--------------------------|-------------------|
| Mio –Piocéné | 18 |
| Continental intercalaire | 4 |
| Complexe terminal | 3 |
| Totale | 25 |

(D'après division de forage de SONATRACH)

Les coordonnées Lambert des forages sont regroupées dans le Tableau .V.2.

Tableau .V.2 : Coordonnées Lambert des forages existants.

| Forage | Les Coordonnées Lambert des Forages | | | La Nappe Captée |
|-------------|-------------------------------------|--------|-------------|--------------------------|
| | X | Y | Z de Sol(m) | |
| LEW.101 | 803750 | 118500 | 256.3 | moi-pliocène |
| AHM.102 | 803650 | 11800 | 256 | |
| BRS.105 | 804000 | 115680 | 251.5 | |
| RDF.101 | 802680 | 116890 | 254.7 | |
| MOM.102 | 803700 | 117650 | 255.5 | |
| LEW.102 | 803550 | 117900 | 257 | |
| BBKNW.101 | 802560 | 116500 | 251.7 | |
| BBKNW.102 | 802760 | 116680 | 251.6 | |
| HML.101 | 803800 | 117600 | 251.7 | |
| AHM.103 | 805000 | 117720 | 257.3 | |
| MLSW.101 | 803950 | 117000 | 254.5 | |
| HTFW.101 | 802970 | 116980 | 252.5 | |
| HBJ.101 | 802990 | 116550 | 251.8 | |
| DDA.101.BIS | 804640 | 116900 | 254.3 | |
| RBH.101 | 804250 | 116000 | 251.8 | |
| BMS.101 | 804200 | 115400 | 251.4 | |
| BRA.101 | 804850 | 117800 | 256.3 | |
| LEC.101 | 804900 | 117850 | 257 | |
| ZER.102 | 804970 | 116500 | 251.8 | Complexe Terminal |
| ZER.101 | 805000 | 116200 | 254.3 | |
| FCPR.102 | 804960 | 117150 | 255.7 | |
| SLI.101 | 803000 | 115950 | 252 | Continental Intercalaire |
| RGH.102 | 802550 | 116250 | 251.6 | |
| LTNE.102 | 804150 | 11700 | 254.5 | |
| TAKE.101 | 804270 | 117950 | 255 | |

Tableau .V.3 : Caractéristiques de réalisation des forages existantes.

| Forage | Caractéristiques des forages | | | | |
|-----------|------------------------------|-----------------|-----------|-----------|-------|
| | Profondeur(m) | Q_{exp} (l/s) | N_S (m) | N_D (m) | année |
| LEW.101 | 180 | 41.7 | 87 | 105 | 2004 |
| AHM.102 | 182 | 45 | 70 | 72 | 2005 |
| BRS.105 | 140 | 42 | 21 | 35 | 2005 |
| RDF.101 | 150 | 41.5 | 36 | 45 | 2006 |
| MOM.102 | 140 | 45 | 35 | 46 | 2005 |
| LEW.102 | 165 | 50 | 55 | 60 | 2005 |
| BBKNW.101 | 165 | 48 | 34 | 37.72 | 2003 |
| BBKNW.102 | 165 | 50 | 49 | 60 | 2003 |
| HML.101 | 134 | 50 | 30.5 | 45 | 2003 |
| AHM.103 | 190 | 50 | 67.3 | 70.5 | 2005 |

Suite de Tableau. V.3

| Forage | <i>Caractéristiques des forages</i> | | | | |
|-------------|-------------------------------------|------------------------|--------------------|--------------------|-------|
| | Profondeur(m) | Q _{exp} (l/s) | N _s (m) | N _D (m) | année |
| MLSW.101 | 170 | 41.7 | 72.5 | 81 | 2006 |
| HTFW.101 | 150 | 45 | 25 | 33 | 2005 |
| HBJ.101 | 151 | 50 | 21.4 | 30.5 | 2004 |
| DDA.101.BIS | 150 | 45 | 35 | 43 | 2003 |
| RBH.101 | 155 | 50 | 23.5 | 27 | 2003 |
| BMS.101 | 180 | 41.7 | 94 | 99.34 | 2003 |
| BRA.101 | 150 | 45 | 24 | 28.5 | 2003 |
| LEC.101 | 180 | 41.7 | 52 | 56.7 | 2004 |
| ZER.102 | 165 | 39 | 65 | 85 | 2004 |
| ZER.101 | 165 | 40 | 80 | 95 | 2004 |
| FCPR.102 | 134 | 43 | 53 | 65 | 2004 |
| SLI.101 | 170 | 45 | 41 | 59.75 | 2005 |
| RGH.102 | 182 | 41 | 29 | 36.5 | 2004 |
| LTNE.102 | 200 | 42 | 83.5 | 101.8 | 2005 |
| TAKE.101 | 256 | 40 | 94 | 106 | 2003 |

(D'après Division de forage de SONATRACH)

- ✓ Q_{exp} (l/s) : débit d'exploitation.
- ✓ N_s(m) : niveau statique.
- ✓ N_D(m) : niveau dynamique.

IV. Calcul de volume de production journalière des forages :

Les pompes de forages travaillant 20h/24 dans la journée.

Tableau V.4 : Production en eau des forages

| Forage | Production journalière (20h/24) | | |
|-----------|---------------------------------|-------------------|------|
| | m ³ /j | m ³ /h | l/s |
| LEW.101 | 3024 | 150.12 | 41.7 |
| AHM.102 | 3240 | 162 | 45 |
| BRS.105 | 3024 | 151.2 | 42 |
| RDF.101 | 2952 | 147.6 | 41 |
| MOM.102 | 3240 | 162 | 45 |
| LEW.102 | 3600 | 180 | 50 |
| BBKNW.101 | 3456 | 172.8 | 48 |
| BBKNW.102 | 3600 | 180 | 50 |
| HML.101 | 3600 | 180 | 50 |
| AHM.103 | 3600 | 180 | 50 |
| MLSW.101 | 3024 | 150.12 | 41.7 |
| HTFW.101 | 3240 | 162 | 45 |

Suite de Tableau. N°.V.4

| Forage | Production journalière 20h/24 | | Débit (l/s) |
|---------------|-------------------------------|---------------------------|-------------|
| | Débit (m ³ /j) | Débit (m ³ /h) | |
| HBJ.101 | 3600 | 180 | 50 |
| DDA.101.BIS | 3240 | 162 | 45 |
| RBH.101 | 3600 | 180 | 50 |
| BMS.101 | 3024 | 150.12 | 41.7 |
| BRA.101 | 3240 | 162 | 45 |
| HBJ.101 | 3600 | 180 | 50 |
| ZER.102 | 2808 | 140.4 | 39 |
| ZER.101 | 2880 | 144 | 40 |
| FCPR.102 | 3096 | 154.8 | 43 |
| SLI.101 | 3240 | 162 | 45 |
| RGH.102 | 2952 | 147.6 | 41 |
| LTNE.102 | 3024 | 151.2 | 42 |
| TAKE.101 | 2880 | 144 | 40 |
| Totaux | 80708 | 2520 | 996 |

V. discussion des résultats :

- Le champ de captage de HASSI EL GASSI produire un volume journalière d'eau de **80708 m³/j**, avec une durée de pompage de 20h /j.
- D'après la comparaison entre le volume produit de champ de captage de HASSI EL GASSI (**80708m³/j**), et les besoins maximales journalière de notre zone d'étude (les besoins des chantiers pétroliers), qui est de **46200 m³/j**, on remarque que il ya un excès, ce qui suffisant largement assure l'alimentation en eau industrielle de notre chantiers pétroliers.

*V.I. Choix des forages de production :**a)-Choix d'après la quantité :*

- Choix de nombre des forages qui satisfaisantes les besoins maximales journaliers.

b)-Choix d'après la qualité des eaux :

- Pour adapté aux normes fixés par l'industrie pétroliers,(voir chapitre N° 3) il faut choisie les forages qui vérifiant aux normes fixées :
- D'après les analyses effectuées des eaux souterraines des différentes nappes on remarque que les eaux de la nappe de mio-pliocène sont les seuls qui vitrifiant aux normes fixées par l'industrie pétrolière, donc notre choix est les forages qui sont captés de la nappe mio-pliocène, (voir Tableau. V.5).

Tableau N°V.5 : Liste des forages choisie pour la production d'eau

| Forage | Production journalière (20h/24) | | l/s |
|---------------|---------------------------------|-------------------|--------------|
| | m ³ /j | m ³ /h | |
| LEW.101 | 3002.4 | 150.12 | 41.7 |
| AHM.102 | 3240 | 162 | 45 |
| MOM.102 | 3240 | 162 | 45 |
| LEW.102 | 3600 | 180 | 50 |
| HML.101 | 3600 | 180 | 50 |
| AHM.103 | 3600 | 180 | 50 |
| MLSW.101 | 3002.4 | 150.12 | 41.7 |
| HTFW.101 | 3240 | 162 | 45 |
| HBJ.101 | 3600 | 180 | 50 |
| DDA.101.BIS | 3240 | 162 | 45 |
| RBH.101 | 3600 | 180 | 50 |
| LEC.101 | 3002.7 | 150.12 | 41.7 |
| BRA.101 | 3240 | 162 | 45 |
| BMS.101 | 3002.4 | 150.12 | 41.7 |
| Totaux | 46210.8 | 2310.48 | 641.8 |

V.2.Fonctionnement Cyclique des forages :

Dans un champ de captage des eaux souterraines destinées pour alimentés une ville, ou bien dans notre cas pour alimenter les chantiers pétroliers il faut faire un fonctionnement cyclique des forages, il s'agit de laisser un forage en repos chaque jour dans le but :

- Préservation de la nappe.
- L'augmentation de durée de vie de forage.
- Reprise de rendement des pompes
- Il sert comme un moyen de sécurité, dans le cas au il y aura une panne de l'un des pompes.

Pour appliqué le fonctionnement cyclique de (14) forages choisies, on propose d'ajouter un forage.

V.2.1.Le forage ajouté :**Tableau .N°V.6 : Caractéristiques du forage ajouté**

| Forage | Profondeur(m) | Q _{exp} (l/s) | N _S (m) | N _D (m) | année |
|-----------|---------------|------------------------|--------------------|--------------------|-------|
| BBKNW.102 | 165 | 50 | 49 | 60 | 2003 |

Conclusion :

- La production en eau du champ de captage des eaux souterraines de **HASSI EL GASSI** est de **80708 m³/j**, qui est largement suffisante pour alimenter nos chantiers pétroliers.
- Pour satisfaire les besoins en eau industrielle de nos chantiers pétroliers de point de vue quantitatif et qualitatif, on a opté pour le choix de quinze (15) forages captant la nappe **Mio- pliocène**.

Introduction

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

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

I. Types d'adduction

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

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

I.1. Adduction gravitaire

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

I.2. Adduction par refoulement

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

I.3. Adduction mixte

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

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

II. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

II.1. Ecoulement à surface libre

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

II.2. Ecoulement en charge

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

III. Etude des variantes

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

La zone d'étude s'étale de la source qui est le champ de captage des eaux souterraines de **HASSI EL GASSI** (les forages se trouvent à des côtes variant de 150 mNGA à 156 mNGA), au réservoir d'équilibre **RT 2** de côte **260mNGA**.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera deux parties gravitaires et deux parties de refoulement.

- La première partie gravitaire à une dénivelée de **18 m**, partant de la Bâche d'accumulation(**BAC**) jusqu'au réservoir de station de reprise (**Station SPP**) et la deuxième partie gravitaire à une dénivelée de **11m** partant du réservoir tampon **RT1** au réservoir d'équilibre **RT2**.
- La première partie de refoulement partant de champ de captage des eaux souterraines de **HASSI EL GASSI** vers la Bâche d'accumulation (**BAC**), et la deuxième partant de Station de reprise (**Station SPP**) vers le premier réservoir tampon projeté à une côte de **271 mNGA**.

III.1. Proposition des variantes

Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction comporte deux parties l'une gravitaire et l'autre par refoulement, la partie gravitaire partant du Bâche d'accumulation au réservoir de la station de reprise (Station SPP) là où la charge disponible réservée par la côte de la Bâche d'accumulation s'épuise, la partie de refoulement est constitué de refouler l'eau qui arrive au réservoir de la station de reprise (Station SPP) vers le réservoir tampon **RT1** projeté à une côte **271mNGA** pour alimenter gravitairement les huit(8) chantiers pétroliers concernés par le projet, Ainsi :

- La Bâche d'accumulation, sise à une côte de 260mNGA, alimente la station de reprise (Station SPP) par une conduite gravitaire d'environ **17617m** de longueur.
- La station de reprise (Station SPP) refoule l'eau vers le réservoir tampon RT1 située à une côte de 271mNGA par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **5259m** de longueur à une hauteur d'environ **29m**, (figure .VI.1).

Variante N°2 :

Dans cette variante, le système d'adduction comporte trois(3) parties, deux parties gravitaires et l'autre par refoulement, la première partie gravitaire partant du Bâche

d'accumulation au réservoir de la station de reprise (Station SPP) là où la charge disponible réservée par la côte de la Bâche d'accumulation s'épuise, la deuxième partie gravitaire partant de réservoir tampon RT1 au réservoir d'équilibre RT2 projeté à une côte de **260 mNGA**, ce dernier alimente gravitairement quatre (4) chantiers pétroliers, la partie de refoulement est constitué de refouler l'eau qui arrive au réservoir de la station de reprise (Station SPP) vers le réservoir tampon **RT1** projeté à une côte **271mNGA** pour alimenter gravitairement quatre (4) chantiers pétroliers ainsi le réservoir d'équilibre RT2 .

- La Bâche d'accumulation, sise à une côte de 260mNGA, alimente la station de reprise (Station SPP) par une conduite gravitaire d'environ* **17617m** de longueur.
- La station de reprise (Station SPP) refoule l'eau vers le réservoir tampon RT1 située à une côte de 271mNGA par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **5259m** de longueur à une hauteur d'environ **29m**.
- Le réservoir tampon RT1 alimente gravitairement le réservoir d'équilibre RT2 situé à une côte de 260mNGA par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **8249m** de longueur à une dénivelée d'environ 11 m, (Figure.VI.2).

III. 2. Analyse et choix de la variante

La première variante prévoit une seule station de reprise pour élever l'eau à une hauteur totale de 30m, et un seul réservoir tampon qui alimente gravitairement les huit (8) chantiers pétroliers ce qui est déconseillé pour les raisons suivantes :

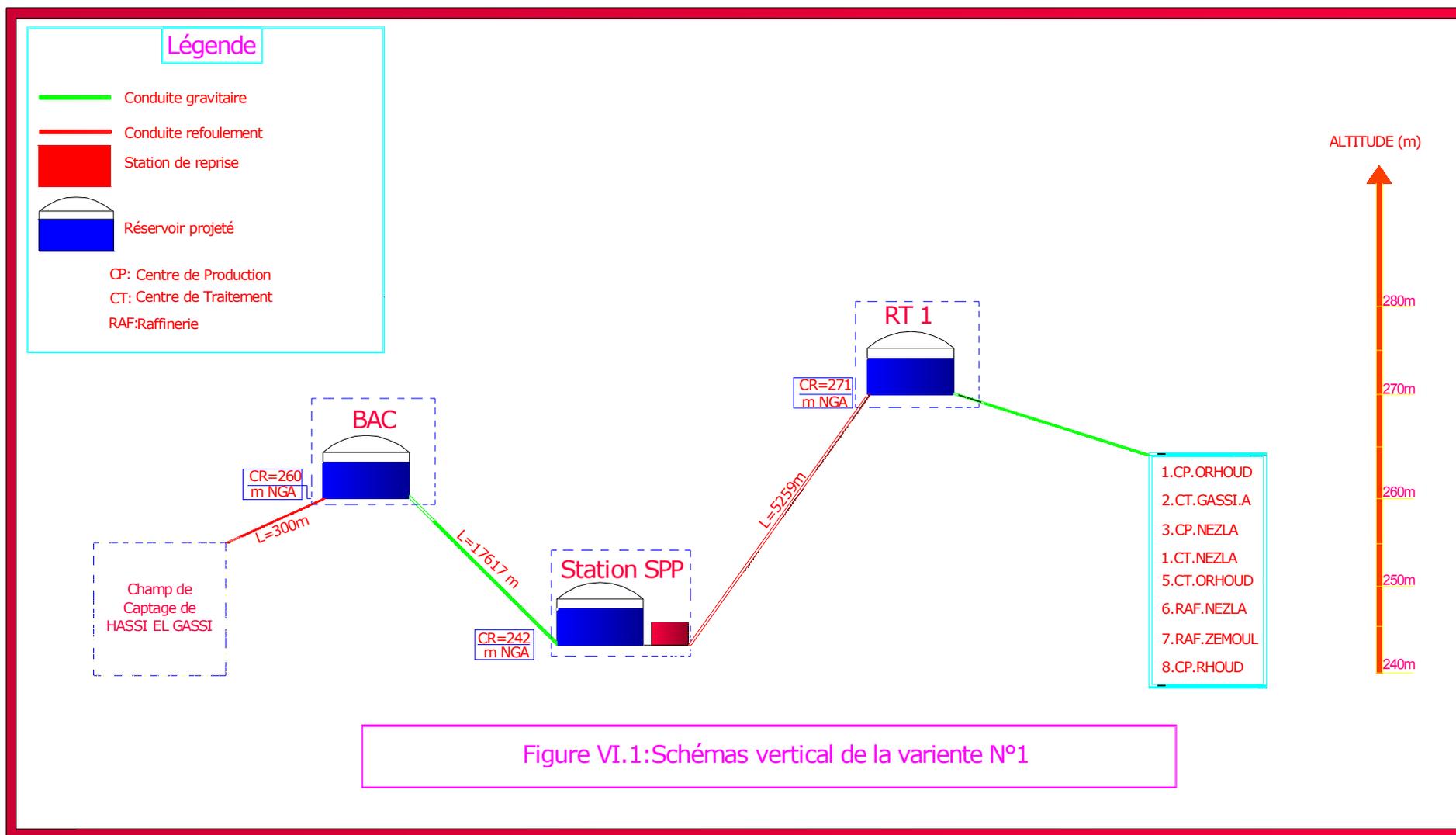
- Le réservoir RT1 ne peut alimenter sauf 4 chantiers (problème de pression), et perte de charge linéaire (point le plus défavorable est situé à 20 Km à partir de RT1).
- Les chantiers pétroliers sont très éloignés environ de 16 Km de chacun à partir de réservoir tampon RT1, et le problème d'écrêtements.
- Risque d'alimentation de huit chantiers pétroliers à partir d'un seul ouvrage de stockage (problème des pannes, problème de l'entretien et nettoyage)

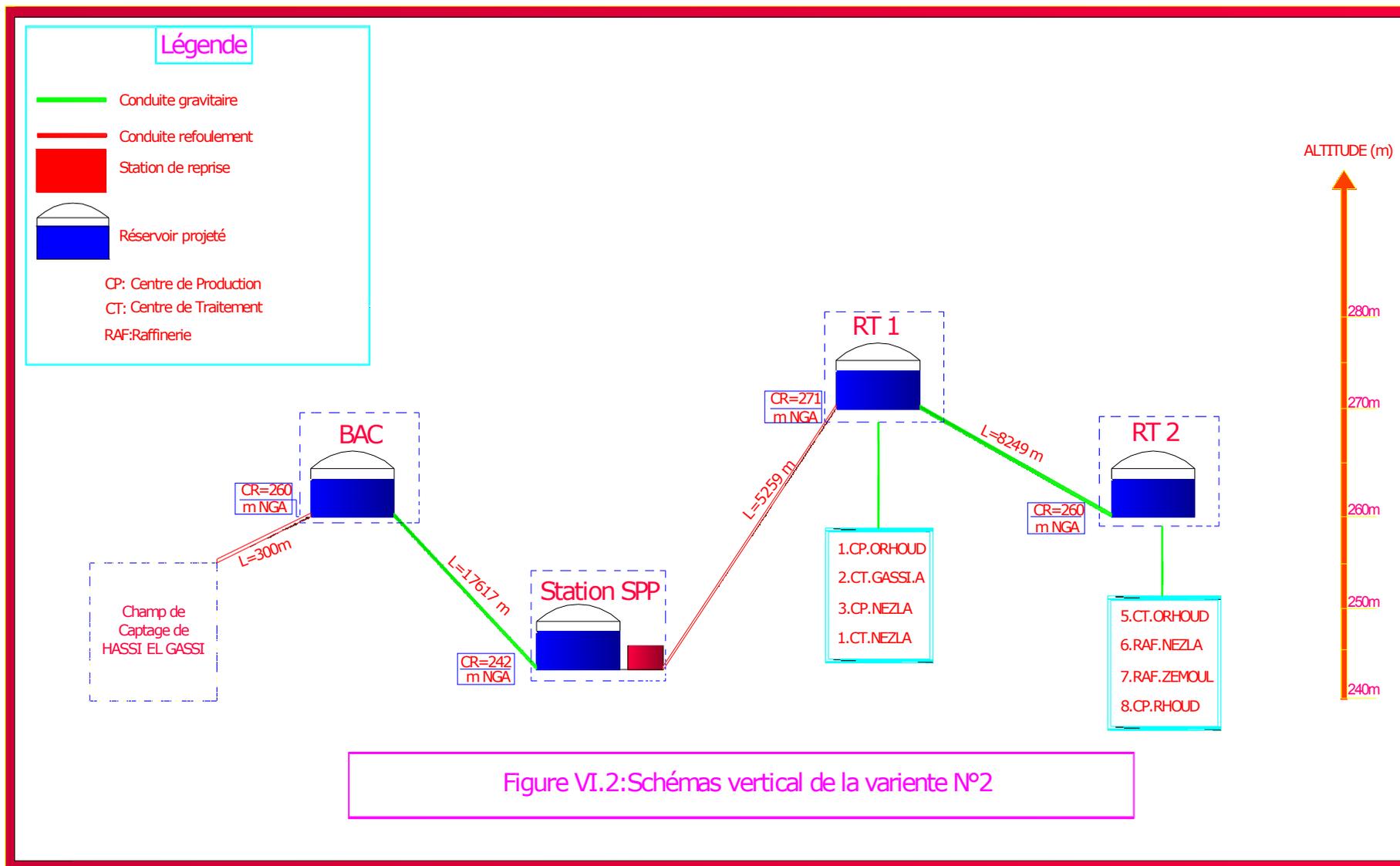
La deuxième variante prévoit une seule station de reprise pour élever l'eau à une hauteur totale de 29m, et deux réservoirs RT1, et RT2 chacun alimente gravitairement quatre (4) chantiers pétroliers, cette variante présente les avantages suivantes :

- Chaque réservoir projeté permet l'alimentation de quatre chantiers pétroliers d'une manière gravitaire, et technico-économique.
- Moins risque d'alimentation en eau industrielle par rapport à la première variante.
- Cette variante permet de diminuer les longueurs des adductions reliant les réservoirs (RT1, RT2) aux différents réservoirs des chantiers pétroliers.

Conclusion

Vu ses avantages, la variante N° 2 est la meilleure du point de vue technique.





III.4. Choix du tracé

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible (Bâche d'accumulation – réservoir d'équilibre RT2)

Le tracé se fera de préférence le long des routes, pistes, en parallèle avec les pipes de pétrole, et d'éviter les dunes de sables pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

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

III.5. Choix du matériau de la conduite

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

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

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

Sur la base de l'étude réalisée dans le chapitre de qualité des eaux souterraines et puisque le terrain est sableux, on opte pour le **PRV** (**P**lastique **R**enforcé de fibres de **V**erre) comme matériau de la canalisation.

III.5.1. Caractéristiques et avantages de PRV :

- Pas d'enveloppe d'enrobage.
- Haut résistance à la corrosion.
- Longévité de la conduite minimum 50 ans.
- Parfaitement résistant dans des conditions extrêmes de Ph.
- Ni prises potentiels, ni anodes sacrificielles, ni postes de soutirages ne sont requises.
- Paroi intérieure lisse, résistance à l'abrasion.
- Résistance thermique jusqu'à 40C°.

Il faut noter que le **PRV** c'est un matériau nouveau, entrer dans les derniers années dans l'Algérie, fabriquer par **AMITECH Algérie, Spa** implanté à Mostaganem, le **PRV** utilisé récemment dans le projet de transfert les eaux de oued Hammam El -Ouane vers le Barrage de DOUERA (23Km en PRV, DN 2000mm, PN 16 bar).

IV. Calcul hydraulique

IV.1. Méthode de calcul

a) Cas gravitaire

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de frottement ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau .VI.1

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

| Tuyau | K' | m | β |
|----------------|----------|-------|---------|
| Acier | 0,00179 | 5,3 | 2 |
| Amiante-ciment | 0,00118 | 4,89 | 1,85 |
| Plastique | 0,001052 | 4,772 | 2 |
| PRV | 0.0011 | 4.777 | 2.11 |
| fonte | 0,001735 | 5,3 | 1.9 |

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0.0011$; $\beta = 2.11$; $m = 4.777$ (voir annexe. n°2)

b) Cas de refoulement

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

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

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

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

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

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

➤ *Hauteur manométrique totale*

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

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

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

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

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

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

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^{2.11}}{\pi^2 * g * D^{4.777}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{VI.7})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

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

Remarque :

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

R_e : Nombre de Reynolds ;

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

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

ε : Rugosité absolue de la conduite (rugosité de PRV est 0.03mm). Voir annexe .n°2

➤ **Puissance de la pompe**

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{VI.11})$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

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

➤ **Energie consommée par le pompage**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

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

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h).

➤ **Dépense annuelle de l'énergie**

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

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

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

δ : Prix du KWh, varie trois fois par jour (voir le tableau VI.2)

Tableau VI.2. Variation journalière des tarifs de l'énergie (Sonel gaz HASSI MESSAOUD)

| Périodes | Horaires | Nombre d'heure | Prix du KWh d'énergie |
|--------------------------|----------|----------------|-----------------------|
| | | (H) | (DA) |
| Heures pleines | 06h-17h | 11 | 1,34 |
| Heures de pointes | 17h-21h | 4 | 6,06 |
| Heures creuses | 21h-06h | 9 | 0,74 |

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

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

$$\delta = \frac{1,34 * 11 + 0,74 * 9}{20} \Rightarrow \delta = 1,07 \text{ DA}$$

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

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

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 50 ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{50} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0817}$$

V. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

On a deux conduites gravitaires la première reliant la bêche d'accumulation et la station de reprise, et la deuxième reliant le réservoir tampon RT1 avec le réservoir tampon RT2.

V.1. Adduction Bêche d'accumulation - Station de reprise

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote du radier de la Bêche d'accumulation (**BAC**) est de **260 mNGA**, on procède par un balancement des côtes, tel que :

- On donne des côtes piézométriques à la Station de reprise (Station SPP).
- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre la bêche d'accumulation et la station de reprise projetée.
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (VI.2) ;
- On choisit la cote nous donnant un diamètre normalisé.

Les résultats de balancement figurent dans le tableau. VI.3

Tableau VI.3 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

| Côte d'arrivée | Perte de charge totale | Longueur géométrique | Longueur totale | Diamètre calculé |
|----------------|------------------------|----------------------|-----------------|------------------|
| (m.NGA) | (m) | (m) | (m) | (mm) |
| 244 | 16 | 17617 | 19378.7 | 0.800 |
| 246 | 14 | 17617 | 19378.7 | 828 |
| 248 | 12 | 17617 | 19378.7 | 855 |
| 250 | 10 | 17617 | 19378.7 | 888 |

A partir des résultats de balancement des côtes, On constate qu'avec une côte piézométrique d'arrivée de **244 mNGA**, le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire est unique et est de **800 mm**.

➤ *La vitesse d'écoulement*

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

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

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

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 535 * 10^{-3}}{3,14 * 0,8^2} \Rightarrow V = 1,06 \text{ m/s}$$

➤ *Les frais d'investissement*

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau .VI.4

Tableau. VI.4: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

| Diamètre (mm) | Prix du ml (DA) | Longueur (m) | Prix total 10 ⁶ (DA) | Annuité (DA) | Investissement 10 ⁶ (DA) |
|------------------|--------------------|-----------------|------------------------------------|-----------------|--|
| 800 | 50 000,00 | 19378.7 | 968.93 | 0,0817 | 79.16 |

Conclusion

Avec un diamètre **D_N = 800mm**, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire,

(**V= 1,06 m/s**) est admissible.

Ainsi le réservoir de la station de reprise (Station SPP) doit être implanté d'une manière à ce que sa côte piézométrique soit de **244 mNGA**.

V.2. Adduction Réservoir Tampon RT1 - Réservoir d'équilibre RT2

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote du radier du Réservoir tampon RT1 est de **271 mNGA**, on procède par un balancement des côtes, tel que :

- On donne des côtes piézométriques au réservoir d'équilibre RT2.
 - On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le réservoir tampon RT1 et le réservoir d'équilibre RT2.
 - On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (VI.2) ;
 - On choisit la cote nous donnant un diamètre normalisé.
- Les résultats de balancement figurent dans le tableau. VI.5

Tableau VI.5 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

| Côte d'arrivée | Perte de charge totale | Longueur géométrique | Longueur totale | Diamètre calculé |
|----------------|------------------------|----------------------|-----------------|------------------|
| (m.NGA) | (m) | (m) | (m) | (mm) |
| 262 | 9 | 8249 | 9073.9 | 0.538 |
| 264 | 7 | 8249 | 9073.9 | 0.567 |
| 266 | 5 | 8249 | 9073.9 | 0.600 |
| 268 | 3 | 8249 | 9073.9 | 0.677 |

A partir des résultats de balancement des cotes, On constate qu'avec une cote piézométrique d'arrivée de **266 mNGA**, le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire est unique et est de **600 mm**.

➤ La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

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

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

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 234 * 10^{-3}}{3,14 * 0,6^2} \Rightarrow V = 0.83 \text{ m/s}$$

➤ Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau VI.6

Tableau VI.6: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

| Diamètre (mm) | Prix du ml (DA) | Longueur (m) | Prix total 10^6 (DA) | Annuité (DA) | Investissement 10^6 (DA) |
|------------------|--------------------|-----------------|---------------------------|-----------------|-------------------------------|
| 600 | 45 000,00 | 9073.9 | 408.3 | 0,0817 | 33.36 |

Conclusion

Avec un diamètre $D_N = 600\text{mm}$, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire,

($V = 0.83 \text{ m/s}$) est admissible.

Ainsi le réservoir d'équilibre RT2 doit être implanté d'une manière à ce que sa côte piézométrique soit de **266 mNGA**.

VI. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

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

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

VI.1. Refoulement : Station SPP- Réservoir Tampon RT1

Débit d'exploitation des stations de reprise Station (SPP) est calculé comme suit :

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

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 46200 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp,SR1}} = \frac{46200}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp,l}} = 641,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ;$$

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

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{641,6 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,800 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 800 \text{ mm}$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **600 et 1000 mm**

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

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

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

Tableau .VI.7: Variation des HMT en fonction du diamètre

| Diamètre (mm) | Longueur (m) | Débit (l/s) | Vitesse (m/s) | λ | ΔH_{lin} (m) | ΔH_{totale} (m) | Hg (m) | HMT (m) |
|--------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|-----------|-------------------------|----------------------------|-------------------|--------------------|
| 600 | 5259 | 641.6 | 2.26 | 0.011 | 13.65 | 15.015 | 29 | 44 |
| 700 | 5259 | 641.6 | 1.66 | 0.01 | 6.53 | 7.18 | 29 | 36.18 |
| 800 | 5259 | 641.6 | 1.27 | 0.01 | 3.45 | 3.8 | 29 | 32.8 |
| 900 | 5259 | 641.6 | 1.008 | 0.0099 | 1.94 | 2.13 | 29 | 31.13 |
| 1000 | 5259 | 641.6 | 0.81 | 0.0098 | 1.16 | 1.28 | 29 | 30.28 |

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau VI.8

Tableau VI.8: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

| Diamètre | Débit | HMT | Puissance | Prix unitaire moyen | Consommation Annuelle | Dépenses annuelles |
|-------------|-------|-------|-----------|------------------------|--------------------------|-----------------------|
| (mm) | (l/s) | (m) | (KW) | (DA) | (KWh) | 10 ⁶ (DA) |
| 600 | 641.6 | 44 | 395.12 | 1,07 | 2884376 | 3.08 |
| 700 | 641.6 | 36.18 | 324.89 | 1,07 | 2371697 | 2.53 |
| 800 | 641.6 | 32.8 | 294.65 | 1,07 | 2150945 | 2.3 |
| 900 | 641.6 | 30.94 | 277.9 | 1,07 | 2028670 | 2.17 |
| 1000 | 641.6 | 30.28 | 272 | 1,07 | 1985600 | 2.12 |

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau .VI.9

Tableau VI.9: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

| Diamètre | Prix du ml | Longueur | Prix total | Annuité | Investissement |
|-------------|------------|----------|----------------------|---------|----------------------|
| (mm) | (DA) | (m) | 10 ⁶ (DA) | (DA) | 10 ⁶ (DA) |
| 600 | 45000.00 | 5259 | 236.65 | 0.0817 | 19.33 |
| 700 | 48000.00 | 5259 | 252.43 | 0.0817 | 20.62 |
| 800 | 50000.00 | 5259 | 262.95 | 0,0817 | 21.48 |
| 900 | 54000.00 | 5259 | 283.98 | 0,0817 | 23.2 |
| 1000 | 58000.00 | 5259 | 305.02 | 0,0817 | 24.92 |

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau .VI.10

Tableau .VI.10: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

| DN (mm) | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 |
|--|-------|-------|--------------|-------|--------|
| Investissement .10⁶ (DA) | 19.33 | 20.62 | 21.48 | 23.2 | 24.92 |
| Exploitation .10⁶(DA) | 3.08 | 2.53 | 2.3 | 2.17 | 2.12 |
| TOTAL(DA). 10⁶ | 22.42 | 20.87 | 23.78 | 25.37 | 27.044 |

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure .VI.1

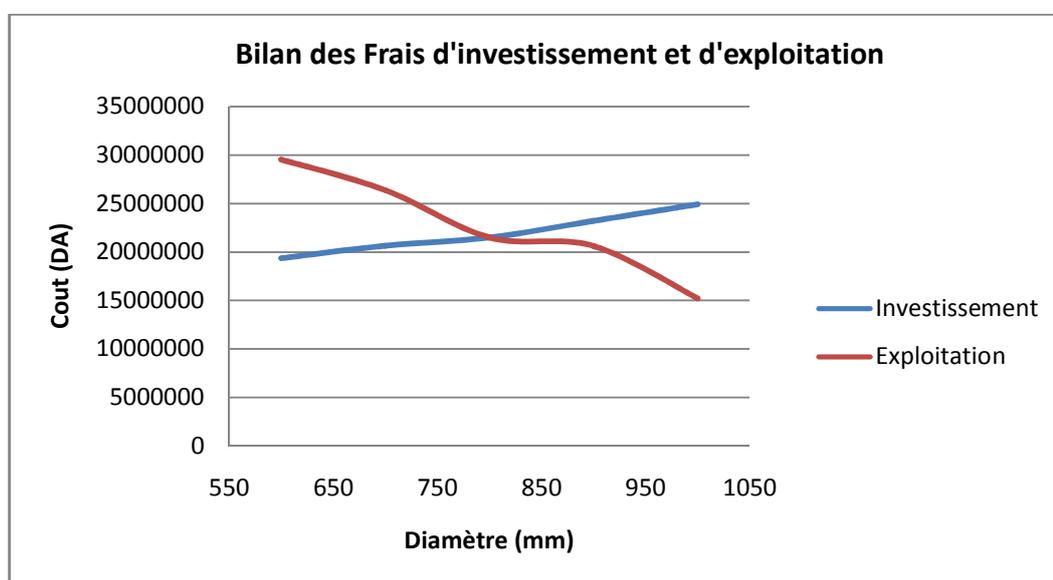


Figure .VI.1. Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Selon le bilan des frais d'investissement et d'exploitation, le diamètre économique est **DN 800** dont la vitesse est de **1,27 m/s**

VI.2.Refolement : Champ de captage –Bâche d'accumulation

Il s'agit de refolement des eaux des forages (15 forages), de notre champ de captage vers la bâche d'accumulation, on a vingt huit (28) tronçons de différents longueurs et diamètres, le calcul de la diamètre économique est basé sur la relation de Bonnin ,on a choisie comme matériaux le **PRV**.

Les résultats de calculs des différents diamètres économiques sont présentés dans le tableau VI.11

Tableau.VI.11 : diamètres économiques, Champ de captage –Bâche d'accumulation

| Tronçon | Longueur(m) | Débit (l/s) | D _{calculé} (mm) | D _{normalisé} (mm) | Vitesse (m/s) |
|---------------|-------------|-------------|---------------------------|-----------------------------|---------------|
| BMS.101-N°1 | 486.34 | 41.7 | 204 | 200 | 1.32 |
| RBH.101.N°1 | 81 | 50 | 223 | 250 | 1.02 |
| N°1-N°2 | 485.35 | 91.7 | 300 | 300 | 1.3 |
| DDA.101-N°2 | 217 | 45 | 212 | 200 | 1.42 |
| N°2-N°3 | 668.5 | 136.7 | 370 | 400 | 1.08 |
| BRA.101-N°3 | 209.87 | 45 | 212 | 200 | 1.42 |
| N°3-N°4 | 68 | 181.7 | 426 | 450 | 1.14 |
| AHM.103-N°4 | 153.10 | 50 | 223 | 250 | 1.02 |
| N°4-N°5 | 467.4 | 231.7 | 480 | 500 | 1.18 |
| AHM.102-N°5 | 132.3 | 45 | 212 | 200 | 1.42 |
| N°5-N°6 | 136 | 276.7 | 526 | 550 | 1.16 |
| LEC.101-N°6 | 178.2 | 41.7 | 204 | 200 | 1.32 |
| N°6-N°7 | 630 | 318.4 | 564 | 550 | 1.27 |
| BBKNW.102-N°8 | 658.3 | 50 | 223 | 250 | 1.02 |
| HBJ.101-N°8 | 206.7 | 50 | 223 | 250 | 1.02 |
| N°8-N°9 | 83 | 50 | 223 | 250 | 1.02 |
| HTFW.101-N°9 | 315 | 45 | 212 | 200 | 1.42 |
| N°9-N°10 | 391.5 | 95 | 308 | 300 | 1.34 |
| MLSW.101-N°10 | 27.7 | 41.7 | 204 | 200 | 1.32 |
| N°10-N°11 | 365 | 136.7 | 370 | 400 | 1.08 |
| HML.101-N°11 | 221.6 | 50 | 223 | 250 | 1.02 |
| MOM.102-N°11 | 328.6 | 45 | 212 | 200 | 1.43 |
| N°11-N°12 | 413.5 | 231.7 | 481 | 500 | 1.18 |
| LEW.102-N°12 | 305.6 | 50 | 223 | 250 | 1.02 |
| N°12-N°13 | 323.7 | 281.7 | 530 | 550 | 1.18 |
| LEW°101-N°13 | 343.6 | 41.7 | 204 | 200 | 1.32 |
| N°13-N7 | 453 | 323.4 | 568.68 | 550 | 1.36 |
| N°7-Bâche | 212 | 641.8 | 800 | 800 | 1.27 |

Tableau.VI.12.Répartition du nombre des conduites en fonction des diamètres :

| Diamètre (mm) | nombre des conduites |
|---------------|----------------------|
| 200 | 10 |
| 250 | 7 |
| 300 | 3 |
| 400 | 2 |
| 450 | 1 |
| 500 | 2 |
| 550 | 4 |
| 800 | 1 |
| Total | 28 |

Tableau VI.13: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

| Diamètre (mm) | nombre des conduites | prix (ml) | longueur(m) | prix total 10 ⁶ (DA) | Annuité(DA) | Investissement.10 ⁶ (DA) |
|---------------|----------------------|-------------|----------------|---------------------------------|-------------|-------------------------------------|
| 200 | 10 | 25000 | 2238,61 | 55.96 | 0.0817 | 4.57 |
| 250 | 7 | 28000 | 1709,3 | 47.86 | 0.0817 | 3.91 |
| 300 | 3 | 30000 | 1005 | 30.15 | 0,0817 | 2.46 |
| 400 | 2 | 35000 | 1033,5 | 36.17 | 0,0817 | 2.95 |
| 450 | 1 | 38000 | 68 | 2.58 | 0,0817 | 0.21 |
| 500 | 2 | 40000 | 880,9 | 35.23 | 0.0817 | 2.78 |
| 550 | 4 | 43000 | 1542,7 | 66.33 | 0,0817 | 5.41 |
| 800 | 1 | 50000 | 212 | 10.6 | 0,0817 | 0.86 |
| Total | 28 | ---- | 8690,01 | ---- | ---- | 23.27 |

VII. Profil en long du terrain naturel

C'est une représentation graphique, permettant de visualiser le relief du tracé, ainsi que le cheminement de l'adduction. Il nous permet aussi de détecter les points hauts et les points bas au niveau de l'adduction afin de prévoir les accessoires nécessaires (Coude, vidange et venteuse).

Tableau .VI.14: Récapitulatif des accessoires

| Tronçon | Ventouse | Vidange | Coude |
|---------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Bâche –Station SPP | 10 | 5 | 9 |
| Station SPP-RT1 | 6 | 4 | 4 |
| RT1-RT2 | 5 | 4 | 5 |
| TOTAL | 21 | 13 | 18 |

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée de deux parties gravitaires, l'une de **17617 m** de longueur et de **800 mm** de diamètre et l'autre de longueur **8249m** et de diamètre de **600mm** et d'une partie refoulement de **5259 m** et de diamètre de **800mm**, et d'une partie de refoulement à partir de champ de captage vers la bâche d'accumulation ,constitue de vingt huit (28) tronçons de diamètres variant de 200 mm jusqu'à 800 mm(voir Tableau.VI.12) .

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps, le but de ce chapitre est la détermination des volumes de chaque réservoir de système d'adduction.

I. Fonctions des réservoirs :

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Dans le cas où une agglomération ou dans notre cas un chantier pétrolier s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue un peu dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

II. Classification des réservoirs

- ✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :
 - Enterrés;
 - Semi-enterrés;
 - Sur sol;

➤ Sur tour (château d'eau).

✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

➤ **Rectangulaire ou carrée**: elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

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

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

On distingue :

➤ **Réservoirs terminaux**:

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes centres à desservir

➤ **Réservoirs de mise en charge**:

Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval

➤ **Les bâches de reprises**:

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompages

Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont quatre :

- Bâche d'accumulation.
- Réservoir de la station de reprise.
- Réservoir Tampon.
- Réservoir d'équilibre.

Ces réservoirs prennent généralement, la forme circulaire.

III. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations (les dunes de sable et les réseaux des pipes)

Dans notre cas :

➤ le réservoir de transit de la station de reprise Station (SPP) doit être implanté d'une manière à mettre les pompes en charge et à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes.

➤ le réservoir Tampon RT1 est à la fois de transit et d'accumulation, il doit être implanté à une cote permettant l'alimentation du réservoir d'équilibre RT2, et permettant aussi l'alimentation gravitaire des réservoirs des quatre chantiers pétroliers à savoir les deux centres de productions d'**ORHOUD** et de **NEZLA**, et les deux centres de traitements de **GASSI AZIBI** et de **NEZLA**.

➤ le réservoir d'équilibre RT2 doit être implanté à une côte permettant l'alimentation gravitaire des réservoirs des quatre chantiers restants à savoir le centre de traitement de gaz d'ORHOUD, centre de production de RHOUD, raffinerie de NEZLA et raffinerie de ZEMOUL.

IV. Calcul des capacités des réservoirs

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **46200 m³/j**. Ce débit est refoulé par la station de reprise Station (SPP) pour atteindre le réservoir tampon RT1, nous rappelons que la station de reprise (SPP), fonctionne 20h/24.

V. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction:

V.1. Bâche d'accumulation (BAC) :

➤ Capacité du réservoir:

Le volume de la Bâche d'accumulation se détermine par la formule suivante :

$$V = \frac{T \cdot Q}{4} \quad (\text{VII.1})$$

Avec:

V: volume de la Bâche d'accumulation

T: temps d'arrêt de la pompe. T=4h.

Q: débit maximal journalier en (m³/h), $Q_{\max, j} = 46200 \text{ m}^3 / j = 2310 \text{ m}^3 / h$.

Donc :

$$V_r = \frac{4 \cdot 2310}{4} = 2310 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera déterminée en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

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

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 240m³. (La présence de risque d'incendie dans les chantiers pétroliers est très importante).

$V_T = 2310 + 8 \cdot 240 = 3930 \text{ m}^3$, en choisie un volume normalisé de **4000 m³**.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de **2000 m³** chacun.

V.1.1. Dimensions du réservoir :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

➤ La diamètre D de la cuve

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 6$ m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 2000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 20.6 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 21 \text{ m}}$$

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{VII.3})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 2000}{3,14 * 21^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,77 \text{ m}}$$

➤ La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{VII.4})$$

$$\text{AN: } S = \frac{2000}{5,77} \Rightarrow \mathbf{S = 346.62 \text{ m}^2}$$

➤ La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{VII.5})$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,23$ m

$$\text{AN: } H = 5,77 + 0,23 \Rightarrow \mathbf{H = 6 \text{ m}}$$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

$$\text{A.N: } V_{inc} = \frac{1920}{2} \Rightarrow V_{inc} = 960 \text{ m}^3.$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{VII.6})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{960}{346.62} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 2.76 \text{ m}}$$

V.2. Réservoirs de transit :

V.2.1. Réservoir de la Station de reprise, station (SPP) :

La station de reprise (SPP) sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant gravitairement de la bache d'accumulation, avant d'être refoulée vers le réservoir Tampon RT1.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise (SPP) et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

Le régime de travail de la station de reprise (SPP), est tel que le montre la figure .VII.1

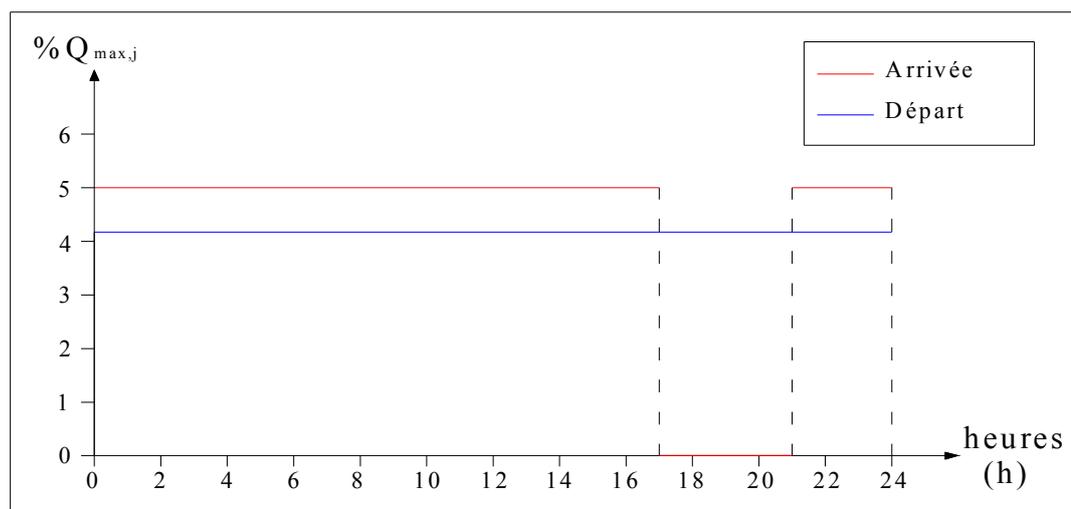


Figure VII.1: Régime de travail de la station de reprise (SPP)

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

La capacité totale du réservoir est telle que :

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

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $240 m^3$ pour un temps d'extinction de 4 heurs avec un débit de $60m^3/h$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100}$$

a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

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

Tableau.VII.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise (SPP)

| Heure | Arrivée à la SPP | Refolement de la SPP | Surplus | Déficit | Cumul |
|--------------|------------------|----------------------|---------------|---------------|--------------|
| | % | % | % | % | % |
| 0-1 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 13,36 |
| 1-2 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 12,53 |
| 2-3 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 11,70 |
| 3-4 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 10,87 |
| 4-5 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 10,04 |
| 5-6 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 9,21 |
| 6-7 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 8,38 |
| 7-8 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 7,55 |
| 8-9 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 6,72 |
| 9-10 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 5,89 |
| 10-11 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 5,06 |
| 11-12 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 4,23 |
| 12-13 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 3,40 |
| 13-14 | 4,17 | 5 | -- | 0,85 | 2,55 |
| 14-15 | 4,17 | 5 | -- | 0,85 | 1,70 |
| 15-16 | 4,17 | 5 | -- | 0,85 | 0,85 |
| 16-17 | 4,17 | 5 | -- | 0,85 | 0,00 |
| 17-18 | 4,17 | 0 | 4,17 | -- | 4,17 |
| 18-19 | 4,17 | 0 | 4,17 | -- | 8,34 |
| 19-20 | 4,17 | 0 | 4,17 | -- | 12,51 |
| 20-21 | 4,17 | 0 | 4,17 | -- | 16,68 |
| 21-22 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 15,85 |
| 22-23 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 15,02 |
| 23-24 | 4,17 | 5 | -- | 0,83 | 14,19 |
| Total | 100% | 100% | 16,68% | 16,68% | -- |

- ❖ Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,68 * 46200}{100} \Rightarrow V_r = 7706 \text{ m}^3$
- ❖ La capacité totale sera : $V_t = 7706 + 8 * 240 \Rightarrow V_t = 9626 \text{ m}^3$
- ❖ La capacité normalisée sera : $V_n = 10000 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de **5000 m³** de chacun.

V.2.2. Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

➤ *Le diamètre D de la cuve*

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 7\text{m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 5000}{3,14 * 7}} \Rightarrow D = 30,16 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 31 \text{ m}}$$

➤ *Réévaluation de la hauteur d'eau h :*

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 5000}{3,14 * 31^2} \Rightarrow \mathbf{h = 6.62 \text{ m}}$$

➤ *La section de la cuve :*

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

$$\text{AN: } S = \frac{5000}{6.62} \Rightarrow \mathbf{S = 755.28 \text{ m}^2}$$

➤ *La hauteur totale du réservoir*

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ; R : revanche (m).

On prend: R = 0,38 m

AN: $H = 6.62 + 0,38 \Rightarrow \mathbf{H = 7\ m}$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

$$\text{A.N: } V_{inc} = \frac{1920}{2} \Rightarrow V_{inc} = 960\text{m}^3$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule : $h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{960}{755.28} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 1.27\ m}$$

V.2. 3. Réservoir Tampon RT1 :

➤ Le réservoir Tampon RT1, reçoit l'eau refoulée par la station de reprise (SPP) et assurera gravitairement l'alimentation en eau industrielle du réservoir d'équilibre RT2 et les réservoirs des quatre chantiers pétroliers à savoir les deux centres de productions d'**ORHOUD** et de **NEZLA**, et les deux centres de traitements de **GASSI AZIBI** et de **NEZLA**.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de reprise Station (SPP), et sa restitution progressive pendant les quatre heures de son arrêt (vidange directe).

Le volume de (RT1) sera déterminé selon la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

$$V = \left(\frac{2310}{2} \right) * 4 = 4620\ (\text{m}^3)$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=2310\ \text{m}^3/\text{h}$).

t : le temps de stockage (t = 4 heures)

V : 4620 m^3

V_{inc} : 240 m^3

$V_t = V + N * V_{inc}$

N:nombre de réservoir (N = 8 réservoirs)

$$V_t = 4620 + 8 \cdot 240 = 6540 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à 7000 m^3 situé sur une altitude de 271 m (le plus point accessible).

Il est intéressant de partager le volume du réservoir en deux compartiment de 3500 m^3 pour assurer une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne.

➤ **Dimensions du réservoir**

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m . Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

➤ **Le diamètre D de la cuve**

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 6 \text{ m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \cdot 3500}{3,14 \cdot 6}} \Rightarrow D = 27,25 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 28 \text{ m}}$$

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

$$h = \frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 \cdot 3500}{3,14 \cdot 28^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,68 \text{ m}}$$

➤ **La section de la cuve :**

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

$$\text{AN: } S = \frac{3500}{5,68} \Rightarrow \mathbf{S = 616,2 \text{ m}^2}$$

➤ **La hauteur totale du réservoir**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de $0,20$ à 1 m , au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ; R : revanche (m).

On prend: $R = 0,32 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = 5.68 + 0,32 \Rightarrow \mathbf{H = 6 \text{ m}}$$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

$$\text{A.N: } V_{inc} = \frac{1920}{2} \Rightarrow V_{inc} = 960 \text{ m}^3$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule : $h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{960}{616.2} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 1.55 \text{ m}}$$

V.2.4. Réservoir d'équilibre RT2 :

Le volume de (RT2) sera déterminé selon la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

$$V = \left(\frac{1297.5}{2} \right) * 4 = 2595 \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

Le débit Q_{RT2} arrivant à ce réservoir est tel que : $Q_{RT2} = Q_{max,j} - Q_{max,j}$ (les quatre premiers chantiers pétroliers)

$$\text{A.N: } Q_{RT2} = 46200 - 20250 \Rightarrow \mathbf{Q_{RT2} = 25950 \text{ m}^3/\text{j.}}$$

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr} = Q_{RT2} = 1297.5 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : le temps de stockage ($t = 4$ heures)

$$V : 2595 \text{ m}^3$$

$$V_{inc} : 240 \text{ m}^3$$

$$V_t = V + N * V_{inc}$$

N : nombre de réservoir ($N = 4$ réservoirs)

$$V_t = 2595 + 4 * 240 = 3555 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à 3500 m^3 situé sur une altitude de 260m (le plus point accessible).

➤ **Dimensions du réservoir**

➤ **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (VII.2)

On prend: $h = 6$ m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \cdot 3500}{3,14 \cdot 6}} \Rightarrow D = 27.25 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 28 \text{ m}}$$

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

On calcule la hauteur de cuve moyennant la formule (VII.3)

$$\text{AN: } h = \frac{4 \cdot 3500}{3,14 \cdot 28^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,68 \text{ m}}$$

➤ **La section de la cuve :**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (VII.4)

$$\text{AN: } S = \frac{3500}{5,68} \Rightarrow \mathbf{S = 616.2 \text{ m}^2}$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (VII.5)

On prend: $R = 0,32$ m

$$\text{AN: } H = 5,68 + 0,32 \Rightarrow \mathbf{H = 6 \text{ m}}$$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

On a opte pour un seul réservoir donc la réserve d'incendie est:

$$\text{A.N : } V_{inc} = 960 \text{ m}^3.$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (VII.6)

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{960}{616.2} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 1.55 \text{ m}}$$

Tableau .VII.2: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

| Réservoir | type | capacité | H | h | h_{inc} | D |
|-------------|---------|------------------|-----|------|-----------|-----|
| | | (m^3) | (m) | (m) | (m) | (m) |
| BAC | jumelés | 2*2000 | 6 | 5.77 | 2.76 | 21 |
| Station SPP | jumelés | 2*5000 | 7 | 6.62 | 1.27 | 31 |
| RT1 | jumelés | 2* 3500 | 6 | 5.68 | 1.55 | 28 |
| RT2 | Simple | 3500 | 6 | 5.68 | 1.55 | 28 |

VI. Equipements des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de vidange ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre.

VI.1. Matérialisation de la réserve d'incendie : C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

VI.2. Système à deux prises :

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

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

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

VI.3. Système à siphon

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

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

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

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

Conclusion: Dans notre cas, on opte pour le système à deux prises pour les réservoirs jumelés

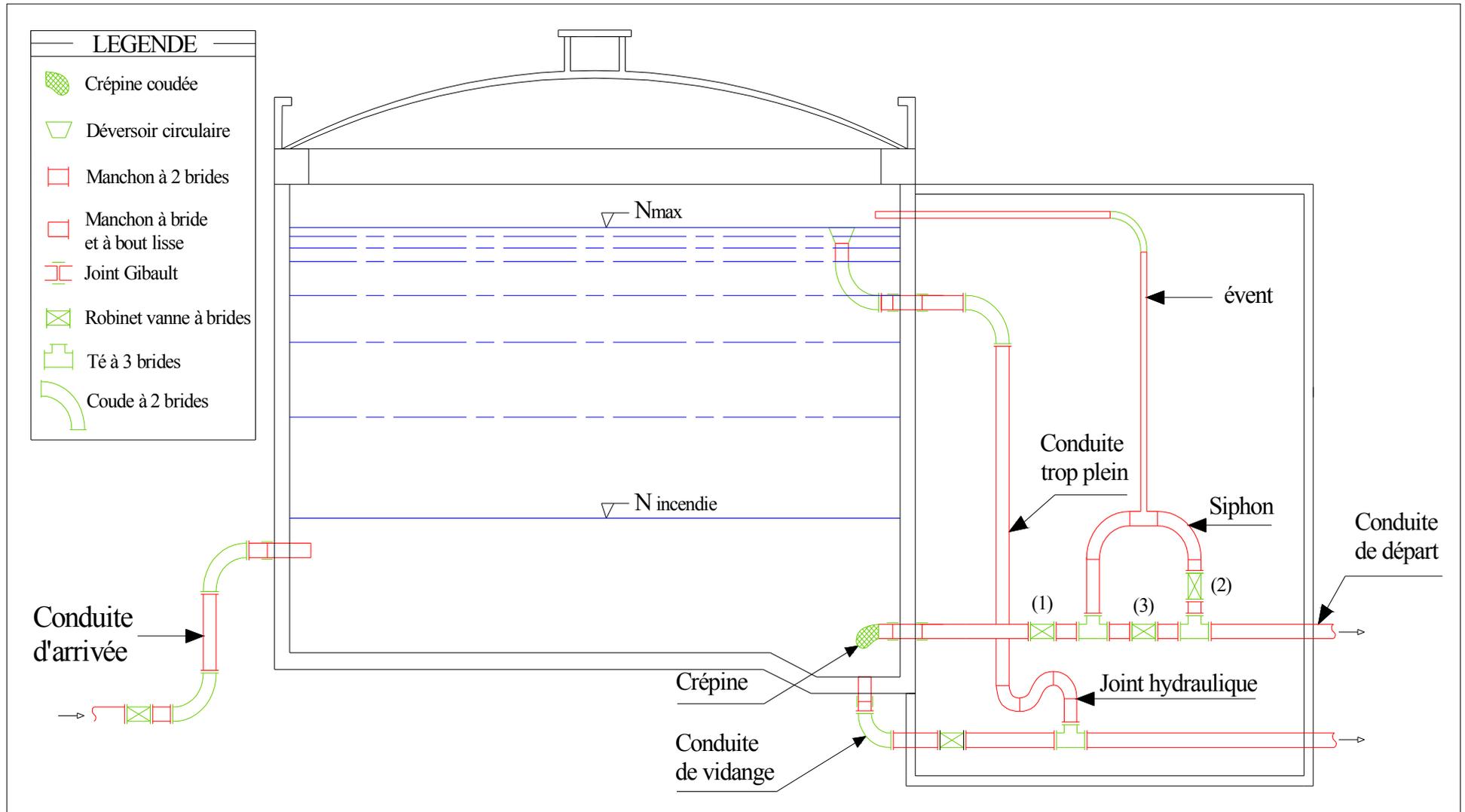


Figure-VII-2 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré

VII. Traversée des conduites dans les parois de la cuve

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **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 .VII.3).

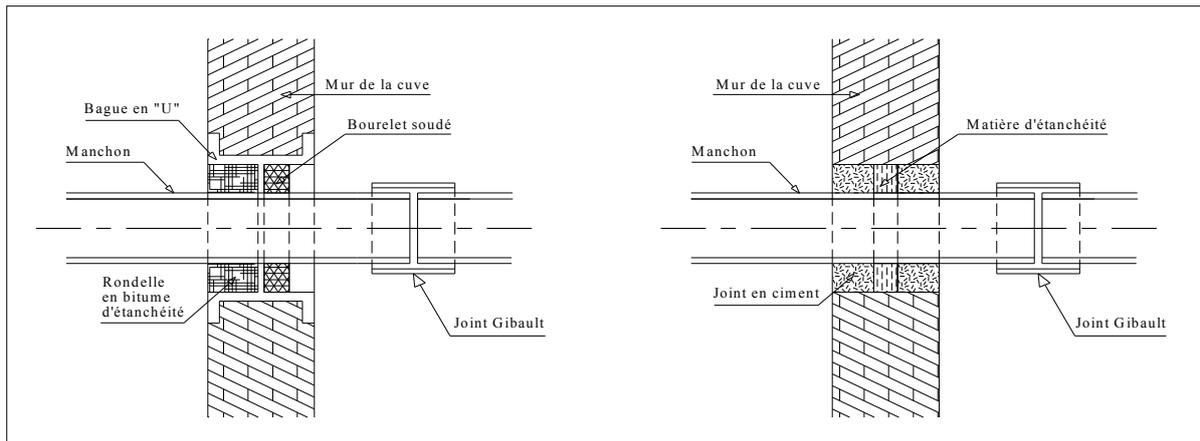


Figure .VII.3: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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 .VII.4).

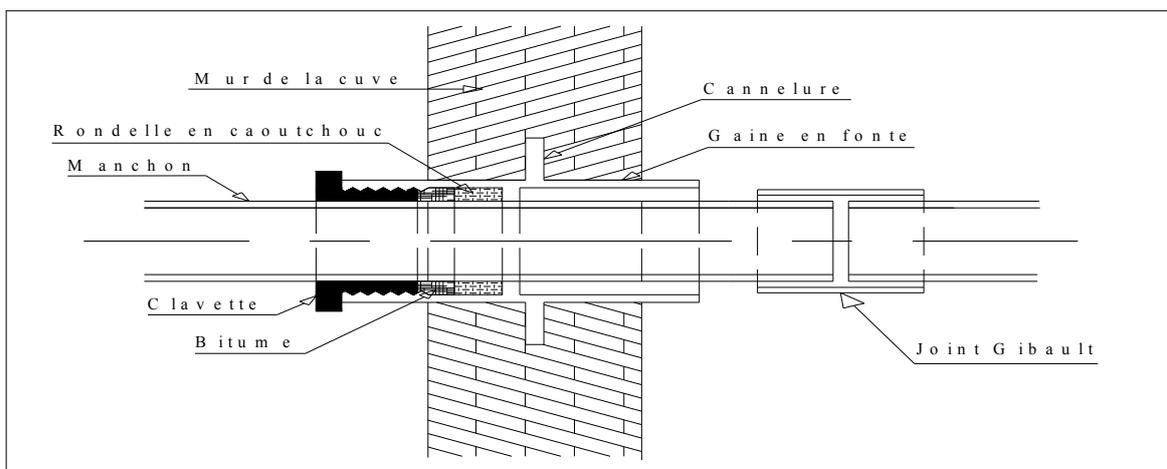


Figure. VII.4. Traversée des conduites (gain en fonte)

Conclusion

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté sept réservoirs répartis comme suit :

- Au niveau de la BAC : deux réservoirs circulaires jumelés de capacité $2 \times 2000 \text{ m}^3$.
- Au niveau de la Station SPP: deux réservoirs circulaires jumelés de capacité $2 \times 5000 \text{ m}^3$.
- Au niveau de réservoir Tampon RT1: deux réservoirs circulaires jumelés de capacité $2 \times 3500 \text{ m}^3$.
- Au niveau du réservoir d'équilibre : réservoir circulaire simple de capacité 3500 m^3 .

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté une seule station de pompage.

I. 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 **POVAL** (pompes monocellulaire horizontale) de série **NVA** qui sont fabriquées dans l'unité **POVAL /Spa de BERROUAGHIA**.

En plus de ses avantages technique et mécanique (figure VIII.2), ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée à savoir $n= 1450$ tr/min et $n= 2900$ tr/min (figure VIII.1).

I.1. Description du produit

Les pompes de type NVA sont des pompes monocellulaires de surface à axe horizontale, ces pompes sont conçues pour refouler les eaux ayant :

- Une teneur de 5 % de matière en suspension (Boue).
- Des additions mécaniques (sables) d'une teneur de 2% et une granulométrie de 0.5 mm, pour des températures allant jusqu'à 80C° et une acidité (PH=6) calculé à 20 C°.

Elles sont destinées pour :

- ✓ Adduction d'eau.
- ✓ Distribution d'eau.
- ✓ Industrie.
- ✓ Agriculture.
- ✓ Réseau d'incendie.

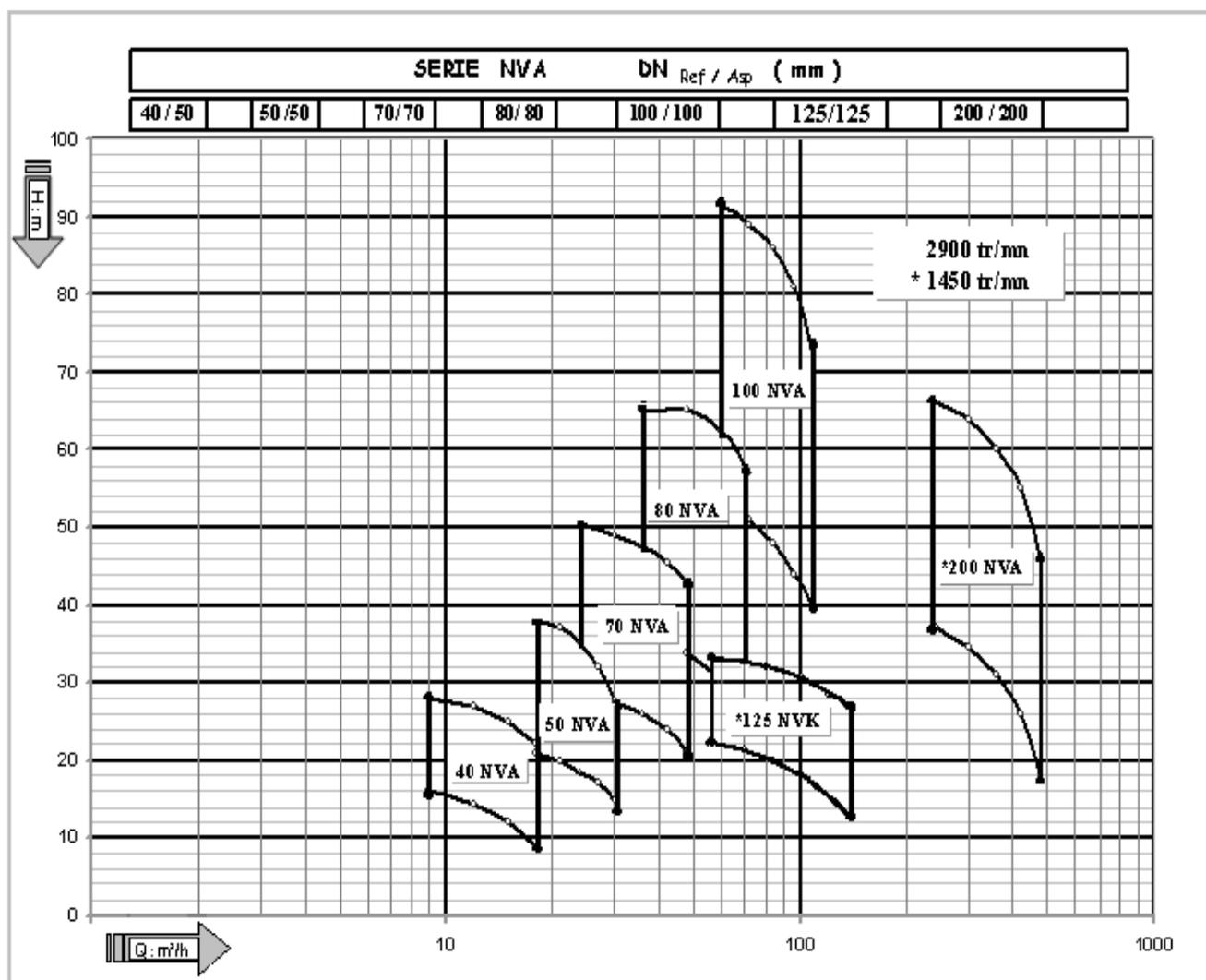


Figure VIII.1 : ZONE DE PERFORMANCE DES POMPES SERIE NVA

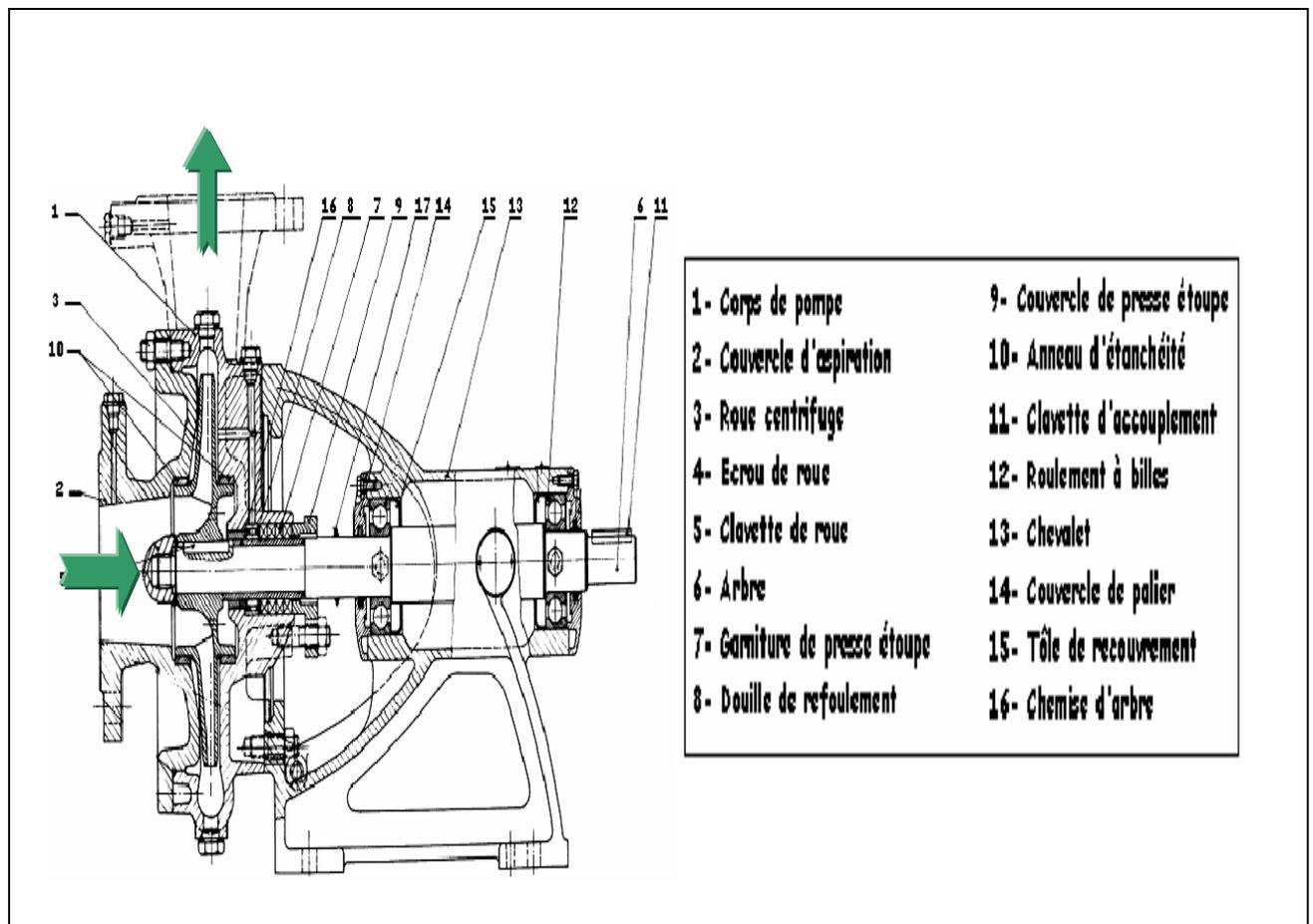
I.2. CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES DES POMPES NVA :

Tableau .VIII.1 : Caractéristiques Hydrauliques des pompes NVA

| Type de pompe | | 40 | 50 | 70 | 80 | 100 | 125 | 200 |
|-----------------------|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Désignation | | NVA | NVA | NVA | NVA | NVA | NVK | NVA |
| Débit nominal | m ³ /h | 18 | 27 | 54 | 63 | 108 | 120 | 450 |
| Hmt nominale | m | 23 | 33 | 43 | 60 | 80 | 28 | 57 |
| P _{abs} max. | kw | 1,9 | 3,8 | 9,1 | 15 | 33,5 | 17 | 92 |
| P _{mot} | kw | 2,2 | 5,5 | 11 | 18,5 | 37 | 22 | 110 |
| Rendement | % | 61 | 65 | 69 | 68 | 72 | 70 | 76 |
| NPSH requis | m | 2,7 | 4 | 5,8 | 5,4 | 4,8 | 4,5 | 5,1 |
| Vitesse de rotation | tr/mn | 2900 | 2900 | 2900 | 2900 | 2900 | 1450 | 1450 |
| Ø roue | mm | 150 | 175 | 200 | 230 | 265 | 305 | 460 |
| Ø aspiration | mm | 50 | 50 | 70 | 80 | 100 | 125 | 200 |
| Ø refoulement | mm | 40 | 50 | 70 | 80 | 100 | 125 | 200 |

Tableau. VIII.2. Composition des pompes NVA

| Désignation Pièces | Matière |
|--------------------|-----------------------------|
| Corps de pompe | Fonte |
| Corps d'aspiration | Fonte |
| Corps Chevalet | Fonte |
| Roue Centrifuge | Fonte |
| Arbre | Acier |
| Paliers | Roulement à billes en Acier |
| Presse étoupe | Fonte |
| Douille d'arbre | Acier |
| Etanchéité | Garniture tresse |

**Figure VIII.2.** Aperçu des avantages des pompes NVA (catalogue POVAL).

II. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

II.1. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

II.2. Refoulement : Station SPP - Réservoir Tampon RT1

Dans notre projet, la station de pompage (SPP) doit refouler un débit total journalier de **46200 m³/j** pendant **20 heures**, donc un débit horaire **2310 m³/h**.

Le volume horaire à transporté est très important, on a décidé alors de mettre deux lignes de pompage dans notre station pour avoir un débit par ligne égale à **1155 m³/h**.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau VIII. 3

Tableau VIII.3 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

| n | Q appelé (m ³ /h) | HMT appelée (m) | Type de pompe | η (%) | HMT (m) | Vitesse (tr/min) | P_{abs} (Kw) | $(NPSH)_r$ (m) | \varnothing roue (mm) |
|----------|------------------------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|-------------|---------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|
| 1 | 1150 | 32.8 | 200-NVA-460-25 | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| 2 | 575 | 32.8 | 200-NVA-460-25 | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| 3 | 385 | 32.8 | 200-NVA-460-25 | 80 | 33.8 | 1450 | 56 | 3.7 | 396 |
| 3 | 385 | 32.8 | 200-NVA-460-25 | 73 | 64 | 1450 | 90 | 3.25 | 460 |
| 3 | 385 | 32.8 | 200-NVA-460-25 | 71 | 54 | 1450 | 79 | 3.3 | 435 |
| 3 | 385 | 32.8 | 200-NVA-460-25 | 75 | 46 | 1450 | 65 | 3.35 | 415 |
| 3 | 385 | 32.8 | 200-NVA-460-25 | 74 | 29 | 1450 | 45 | 3.25 | 365 |

A partir du tableau VIII.1, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la seule variante qui assure le débit appelé et HMT demandée et aussi la meilleure variante (**200-NVA-460-25 / Ø roue = 396 mm**) de point de vue rendement, puissance absorbée.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **200-NVA-460-25**, (Ø roue = 396 mm)

II.3. Courbes caractéristiques des pompes

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

* [H-Q] * [P_{abs} - Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques de la pompe **200-NVA-460-25** Sont représentées dans la figure VIII.3

II.4. 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 refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

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

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

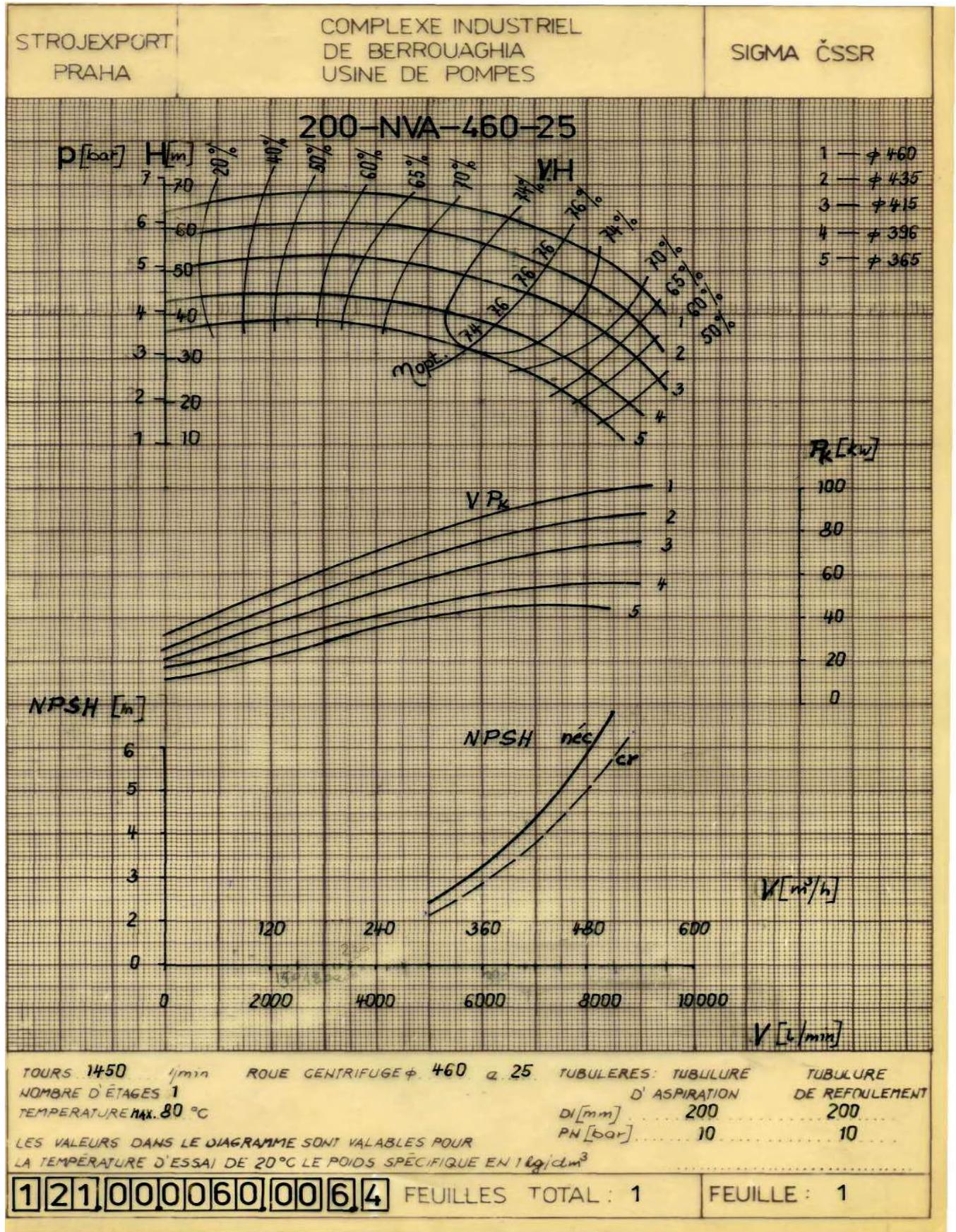


Figure VIII.3 : Courbes caractéristique de la pompe 200-NVA-460-25

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^{2.11}}{\pi^2 * g * D_{ec}^{4.777}} \quad (\text{VIII.3})$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,007$ (voir chapitre VI) ;

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

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

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

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

Tableau VIII.4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SPP-Réservoir RT1)

| N° | Q (m^3/h) | 6Q (m^3/h) | H _g (m) | L _{ref} (m) | D _{ec} (mm) | λ 10^{-1} | Δh_p^{lin} (m) | Δh_t (m) | H _c (m) |
|----|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------|-----------------------|
| 1 | 50 | 300 | 29 | 5259 | 800 | 0.07 | 0.046 | 0.05 | 29.05 |
| 2 | 100 | 600 | 29 | 5259 | 800 | 0.07 | 0.2 | 0.22 | 29.22 |
| 3 | 250 | 1500 | 29 | 5259 | 800 | 0.07 | 1.4 | 1.54 | 30.54 |
| 4 | 300 | 1800 | 29 | 5259 | 800 | 0.07 | 2.04 | 2.25 | 31.25 |
| 5 | 385 | 2310 | 29 | 5259 | 800 | 0.07 | 3.46 | 3.8 | 32.8 |
| 6 | 400 | 2400 | 29 | 5259 | 800 | 0.07 | 3.75 | 4.1 | 33.1 |

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la (figure VIII.4).

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

$$\begin{cases} QA = 2360m^3 / h \succ Q_{app} = 2310m^3 / h \\ H_A = 34m \succ H_{app} = 32.8m \end{cases}$$

Conclusion

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

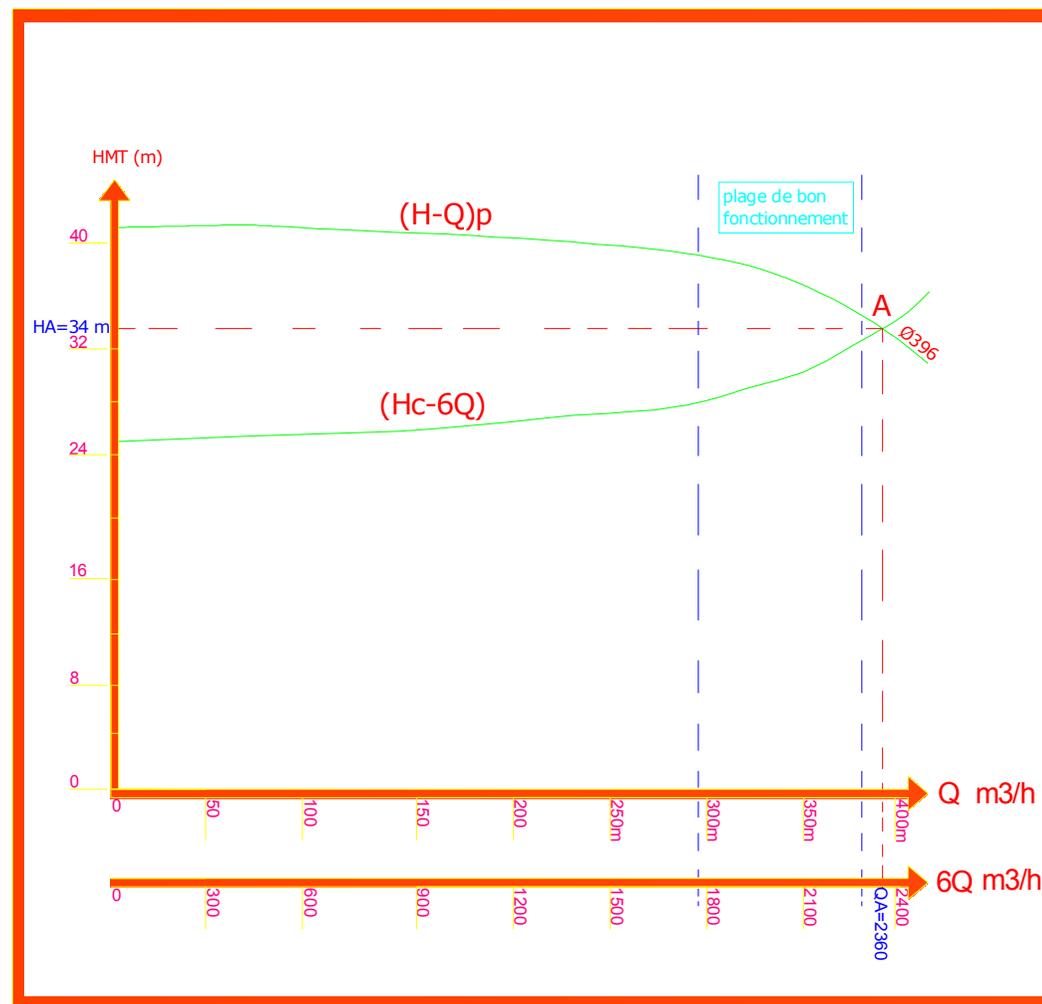


Figure .VIII.4 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SPP

II.5. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

A)-Débit disponible > Débit appelé

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

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

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

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

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

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

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

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

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

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

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = d_{av} * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\text{VIII.7})$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

\square : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

➤ **Rendement de rognage**

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

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\text{VII.9})$$

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

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

➤ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

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

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

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

B)- Débit disponible < Débit appelé

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

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

➤ **Changement de type de pompe**.

Remarque :

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

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et le rognage.

II.6. Refoulement : SPP - Réservoir RT1

a) Vannage

- $H_c' = 34$ m
- $h_v = 34 - 32.8 \Rightarrow h_v = 1.2$ m.
- $\eta_{av, van}^{inst} = 84.5\%$
- $\eta_{ap, van}^{inst} = 84.5 * \frac{32.8}{32.8 + 1.2} \Rightarrow \eta_{ap, van}^{inst} = 81.51\%$

on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{2310}{6} \Rightarrow Q = 385 m^3 / h. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 385 * 32.8}{0,81 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 42.5 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{2310}{2360} * 20 \Rightarrow t' = 19$ h, 34min 36sec
- Le rendement correspondant au débit $Q_A = 2310$ m³/h est : **80 %**

Moyennant la formule VI.11 (Chapitre VI), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{2310}{6} \Rightarrow Q = 385 m^3 / h. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 385 * 32.8}{0,80 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 43 \text{ Kw}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{32.8}{2310} * Q \Rightarrow H = 0,014 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 396 \sqrt{\frac{2310}{2360}} \Rightarrow d = 391$ mm.
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{2310}{2360}} \Rightarrow m = 0,98$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,98) * 100 \Rightarrow R\% = 2\% < 15\%$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **82 %** :
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 385 * 32.8}{0,82 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 41,96$ Kw.

Conclusion

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

III. 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.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{VIII.11})$$

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

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

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

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (\text{VIII.12})$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (\text{VIII.13})$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

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

| T° (°C) | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 80 | 100 |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| T_v (m.c.e) | 0,09 | 0,12 | 0,24 | 0,43 | 0,75 | 1,25 | 4,82 | 10,33 |

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{VIII.14})$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule VI.1 (chapitre VI).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,0011 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^{2.11}}{D_c^{4.777}} + \frac{l_r * Q_a^{2.11}}{D_a^{4.777}} \right) \quad (\text{VIII.15})$$

L_r : longueur du collecteur de refoulement, $L_r = 50$ m ;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (\text{VIII.16})$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

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

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

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

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

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

➤ 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.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\text{VIII.19})$$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (\text{VIII.20})$$

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).

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

III.1. Refoulement : Station SPP - Réservoir RT1

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.7$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 242 \Rightarrow P_{at} = 9.2$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$

DN1 = 200 mm (Figure .VIII.5)

Donc : $D_a = 1,25 * 200 \Rightarrow D_a = 250$ mm

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0.106}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V_a = 1,16$ m / s

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 0.641}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,737$$

On pose $D_c = 0,75$ m $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 0.641}{3,14 * 0,75^2} \Rightarrow V_c = 1,45$ m / s

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 750$ mm

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,0011 * \left(\frac{50 * (0.641)^{2.11}}{0,75^{4.777}} + \frac{1,5 * (0.106)^{2.11}}{0,25^{4.777}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,07$$

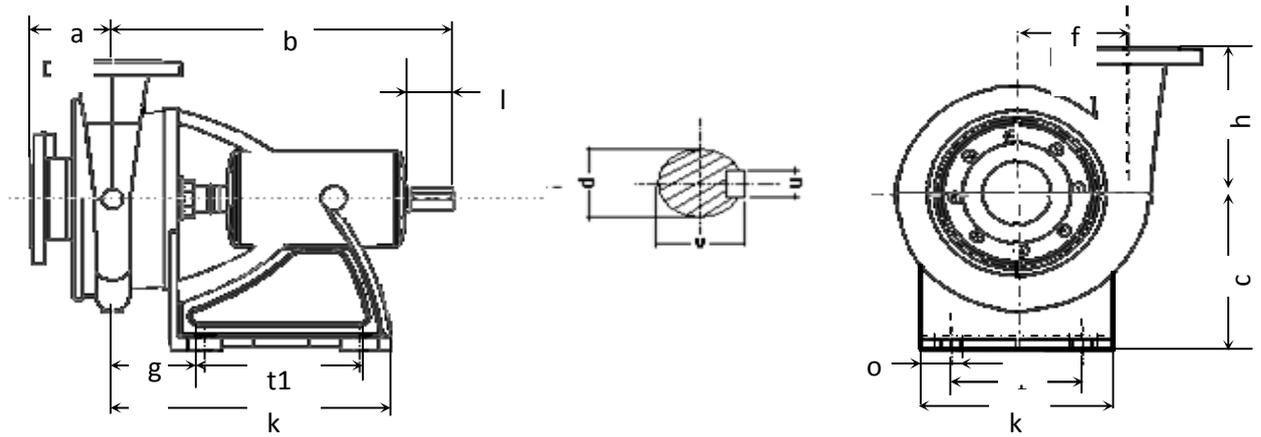
- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,07 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,08$ m

- La hauteur d'aspiration admissible :

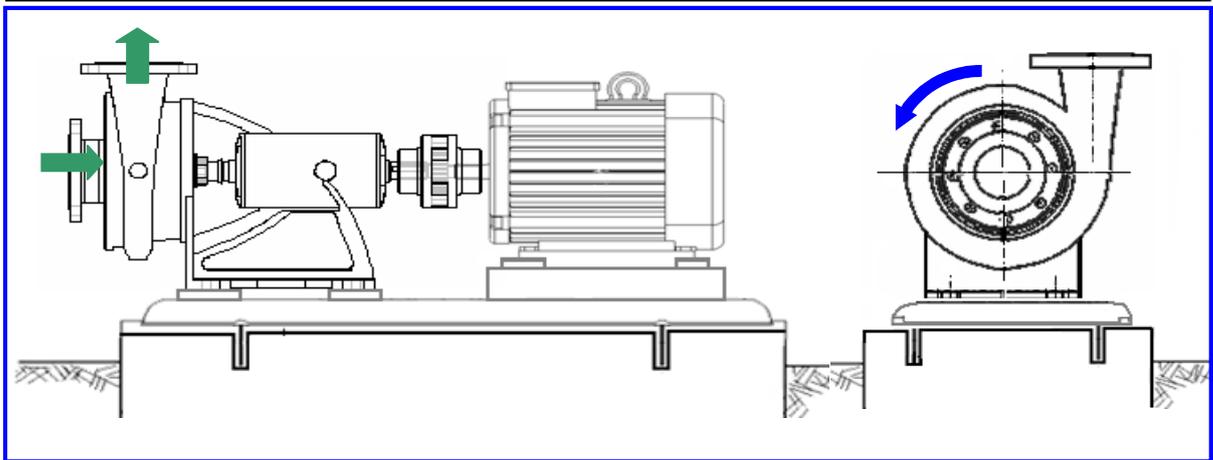
$$h_{asp}^{adm} = 6.7 + 0,3 - 9.2 + 0,24 + \frac{1.16^2}{2 * 9,81} + 0,08 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,40$$
 m

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 248.62 - 6.62 + 1 \Rightarrow \nabla_{min} = 243$ mNGA

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 243 - 0,4 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 242.3$ m



| Type de pompe | Chevalet | P O M P E | | | | | | | | | | | BOUT D'ARBRE | | | |
|----------------|----------|-----------|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|------|-----|-----|--------------|-----|----|------|
| | | a | b | c | f | g | h | k | kl | o | t | t1 | d | l | u | v |
| 40 NVA-150-5 | 1 | 95 | 322 | 140 | 85 | 63.5 | 112 | 160 | 220 | 11.5 | 134 | 175 | 20 | 50 | 6 | 22.5 |
| 50 NVA-175-6 | 2 | 90 | 337 | 160 | 110 | 85 | 140 | 170 | 255 | 11.5 | 140 | 195 | 22 | 50 | 6 | 24.5 |
| 70 NVA-200-7 | 2 | 100 | 380 | 180 | 125 | 88 | 140 | 170 | 255 | 11.5 | 140 | 195 | 22 | 50 | 6 | 24.5 |
| 80 NVA-230-8 | 3 | 115 | 435 | 220 | 135 | 100 | 180 | 220 | 300 | 14 | 185 | 230 | 28 | 50 | 8 | 30.9 |
| 100 NVA-265-10 | 4 | 130 | 525 | 250 | 160 | 120 | 250 | 280 | 350 | 18 | 220 | 270 | 36 | 70 | 10 | 39.3 |
| 125 NVK-305-16 | 4 | 140 | 615 | 250 | 205 | 135 | 280 | 280 | 350 | 18 | 220 | 270 | 36 | 85 | 10 | 39.3 |
| 200 NVA-460-25 | 6 | 200 | 755 | 420 | 300 | 165 | 380 | 440 | 530 | 23 | 380 | 420 | 63 | 100 | 18 | 67.2 |



| Type de Pompes | Pds kgs | Bride Refoulement | | | | | | Bride Aspiration | | | | | |
|----------------|------------|-------------------|-----|-----|-----|---|----|------------------|-----|-----|-----|---|----|
| | | DNr | D2 | A2 | B2 | n | z | DNa | D1 | A1 | B1 | n | z |
| 40 NVA | 23.1 | 40 | 145 | 110 | 88 | 4 | 18 | 50 | 160 | 125 | 102 | 4 | 18 |
| 50 NVA | 33.0 | 50 | 165 | 125 | 102 | 4 | 18 | 50 | 160 | 125 | 102 | 4 | 18 |
| 70 NVA | 39.4 | 70 | 185 | 145 | 122 | 4 | 18 | 70 | 185 | 145 | 122 | 4 | 18 |
| 80 NVA | 67.1 | 80 | 195 | 160 | 138 | 4 | 18 | 80 | 195 | 160 | 138 | 4 | 18 |
| 100 NVA | 117.7 | 100 | 215 | 180 | 168 | 8 | 18 | 100 | 215 | 180 | 158 | 8 | 18 |
| 125 NVK | 138 | 125 | 245 | 210 | 188 | 8 | 18 | 125 | 245 | 210 | 188 | 8 | 18 |
| 200 NVA | 439.5 | 200 | 340 | 295 | 268 | 8 | 23 | 200 | 340 | 295 | 268 | 8 | 23 |

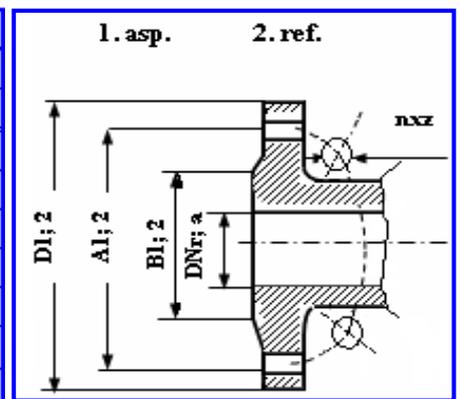


Figure. VIII.5 : les Dimensions de la pompe 200-NVA-460-25

III.2. Choix du moteur électrique

III.2.1. 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 fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur « **SGB-CABELEQ** » et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

➤ *Vitesse de rotation du moteur*

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{VIII.21})$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{\text{mot}} = 1500 \text{ tr/min}$.

III.2.2. Puissance fournie par le moteur

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{\text{app}} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{\text{acc}} * \eta_m} \quad (\text{VIII.22})$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

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

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (94-96) \%$,

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

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

Tableau VIII.6: Coefficient de correction en fonction de la puissance

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

III.2.3.Refolement : Station SPP - Réservoir RT1**➤ Puissance du moteur**

- Le rendement après réglage est : 80 %.
- La hauteur manométrique totale est : 32.8 m.
- Le débit d'une pompe est : 0.106 m³/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 56 Kw ⇒ K = 1,1.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 0.106 * 32.8 * 1,1}{0,8 * 0,93 * 0,94} \Rightarrow P_m = 53.64 \text{ Kw.}$$

➤ Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés « SGB-CABELEQ » (figure VIII.6).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau VIII.7

Tableau VIII.7 : Type et caractéristiques des moteurs électriques de la pompe 200- NVA

| Type du moteur | f (Hz) | P _m (KW) | N _m (tr/min) | η _m (%) | Cos φ | Masse (Kg) | Nombre de pôles |
|----------------|--------|---------------------|-------------------------|--------------------|-------|------------|-----------------|
| 280-S | 50 | 75 | 1500 | 94 | 0,86 | 610 | 4 |

III.3. Encombrement des moteurs

Il importe de connaître les dimensions et l'encombrement des moteurs, cela nous aidera à déterminer les dimensions du bâtiment de la station qui les abritera.

Les dimensions du bout d'arbre principal, et les dimensions principales de chaque moteur de l'ensemble de station de pompage sont figurés dans la Planche d'encombrement des moteurs Hauteurs d'axe 280A-400mm (Voir Figure .VIII.7)

Remarque :

Les dimensions de la pompe 200-NVA-460-25 sont mentionnées dans la figure .VIII.5



MOTEURS TRIPHASES
UNE SEULE VITESSE
GAMME FONTE

HAUTEURS D'AXE 280 à 400 mm



CARACTERISTIQUES

| Puissance (KW) | (CV) | Hauteur d'axe (mm) | Type | Vitesse (tr/mn) | η (%) | Cos ϕ | Courant | | Couple | | | J (Kg.m ²) | Poids (Kg) |
|---|------|--------------------|-------|-----------------|------------|------------|---------|-------------------|---------|-------------------|-----------------------|------------------------|------------|
| | | | | | | | In (A) | $\frac{I_d}{I_n}$ | Cn (Nm) | $\frac{C_d}{C_n}$ | $\frac{C_{max}}{C_n}$ | | |
| Vitesse de synchronisme 1000 tr/mn | | | | | | | | | | | | | |
| 45 | 60 | 280 S | 280-6 | 980 | 92,5 | 0,85 | 87 | 6,0 | 441 | 2,3 | 2,4 | 1,4 | 530 |
| 55 | 75 | 280 M | 283-6 | 980 | 93 | 0,85 | 106 | - | 539 | - | - | 1,6 | 600 |
| 75 | 100 | 315 S | 310-6 | 985 | 93,5 | 0,85 | 144 | 6,0 | 725 | 2,3 | 2,3 | 3,0 | 820 |
| 90 | 125 | 315 M | 313-6 | 985 | 94 | 0,85 | 172 | 6,0 | 872 | 2,3 | 2,3 | 3,5 | 920 |
| 110 | 150 | 315 M | 314-6 | 985 | 94,5 | 0,85 | 210 | 6,2 | 1080 | 1,9 | 2,3 | 4,3 | 1160 |
| 160 | 220 | 355/1 | 354-6 | 985 | 94 | 0,87 | 295 | 6,5 | 1570 | 2,4 | 2,4 | 7,8 | 1400 |
| 200 | 270 | 355/2 | 356-6 | 985 | 94,5 | 0,87 | 370 | - | 1960 | - | - | 9,5 | 1620 |
| 250 | 340 | 400/1 | 404-6 | 990 | 94,5 | 0,87 | 460 | 7,0 | 2450 | 2,4 | 2,4 | 16 | 2010 |
| 315 | 430 | 400/2 | 406-6 | 990 | 95 | 0,87 | 580 | - | 3090 | - | - | 20 | 2360 |
| Vitesse de synchronisme 1500 tr/mn | | | | | | | | | | | | | |
| 75 | 100 | 280 S | 280-4 | 1480 | 94 | 0,86 | 142 | 6,3 | 484 | 2,4 | 2,4 | 1,3 | 610 |
| 90 | 125 | 280 M | 283-4 | 1480 | 94 | 0,86 | 168 | - | 581 | - | - | 1,5 | 680 |
| 110 | 150 | 315 S | 310-4 | 1485 | 94,5 | 0,86 | 205 | 6,5 | 708 | 2,4 | 2,4 | 2,5 | 840 |
| 132 | 180 | 315 M | 313-4 | 1485 | 95 | 0,87 | 245 | - | 850 | - | - | 2,9 | 950 |
| 160 | 220 | 315 M | 314-4 | 1485 | 95,5 | 0,87 | 295 | - | 1050 | - | - | 3,2 | 1060 |
| 200 | 270 | 355/1 | 354-4 | 1485 | 95 | 0,89 | 360 | 6,8 | 1300 | 2,4 | 2,4 | 6,4 | 1410 |
| 250 | 340 | 355/2 | 356-4 | 1485 | 95,5 | 0,89 | 440 | - | 1640 | - | - | 7,5 | 1630 |
| 315 | 430 | 400/1 | 404-4 | 1490 | 95,5 | 0,89 | 560 | 7,0 | 2060 | 2,2 | 2,4 | 13 | 2020 |
| 400 | 545 | 400/2 | 406-4 | 1490 | 96 | 0,89 | 715 | - | 2610 | - | - | 16 | 2380 |
| Vitesse de synchronisme 3000 tr/mn | | | | | | | | | | | | | |
| 75 | 100 | 280 S | 280-2 | 2970 | 91,5 | 0,89 | 140 | 6,3 | 245 | 1,6 | 2,2 | 0,70 | 570 |
| 90 | 125 | 280 M | 283-2 | 2970 | 92 | 0,89 | 166 | - | 294 | - | - | 0,80 | 620 |
| 110 | 150 | 315 S | 310-2 | 2975 | 92,5 | 0,90 | 200 | 6,3 | 353 | 1,2 | 2,2 | 1,5 | 790 |
| 132 | 180 | 315 M | 313-2 | 2975 | 93 | 0,90 | 240 | - | 421 | - | - | 1,7 | 870 |
| 160 | 220 | 315 M | 314-2 | 2975 | 93,5 | 0,90 | 290 | - | 529 | - | - | 2,2 | 1040 |
| 220 | 300 | 355/1 | 354-2 | 2980 | 94 | 0,90 | 395 | 6,5 | 725 | 1,2 | 2,5 | 3,7 | 1360 |
| 270 | 365 | 355/2 | 356-2 | 2980 | 94 | 0,90 | 485 | - | 882 | - | - | 4,4 | 1590 |
| 300 | 410 | 400/1 | 404-2 | 2980 | 95,5 | 0,92 | 520 | 6,5 | 980 | 1,2 | 2,2 | 7,8 | 2030 |
| 375 | 510 | 400/2 | 406-2 | 2980 | 96 | 0,92 | 640 | - | 1230 | - | - | 9,2 | 2400 |

Cn : Moment du couple nominal
 Cd : Moment du couple de démarrage
 Cmax : Moment du couple maximal

In : Courant nominal
 Id : Courant de démarrage

Figure .VIII.6 : Caractéristiques des moteurs Triphasés

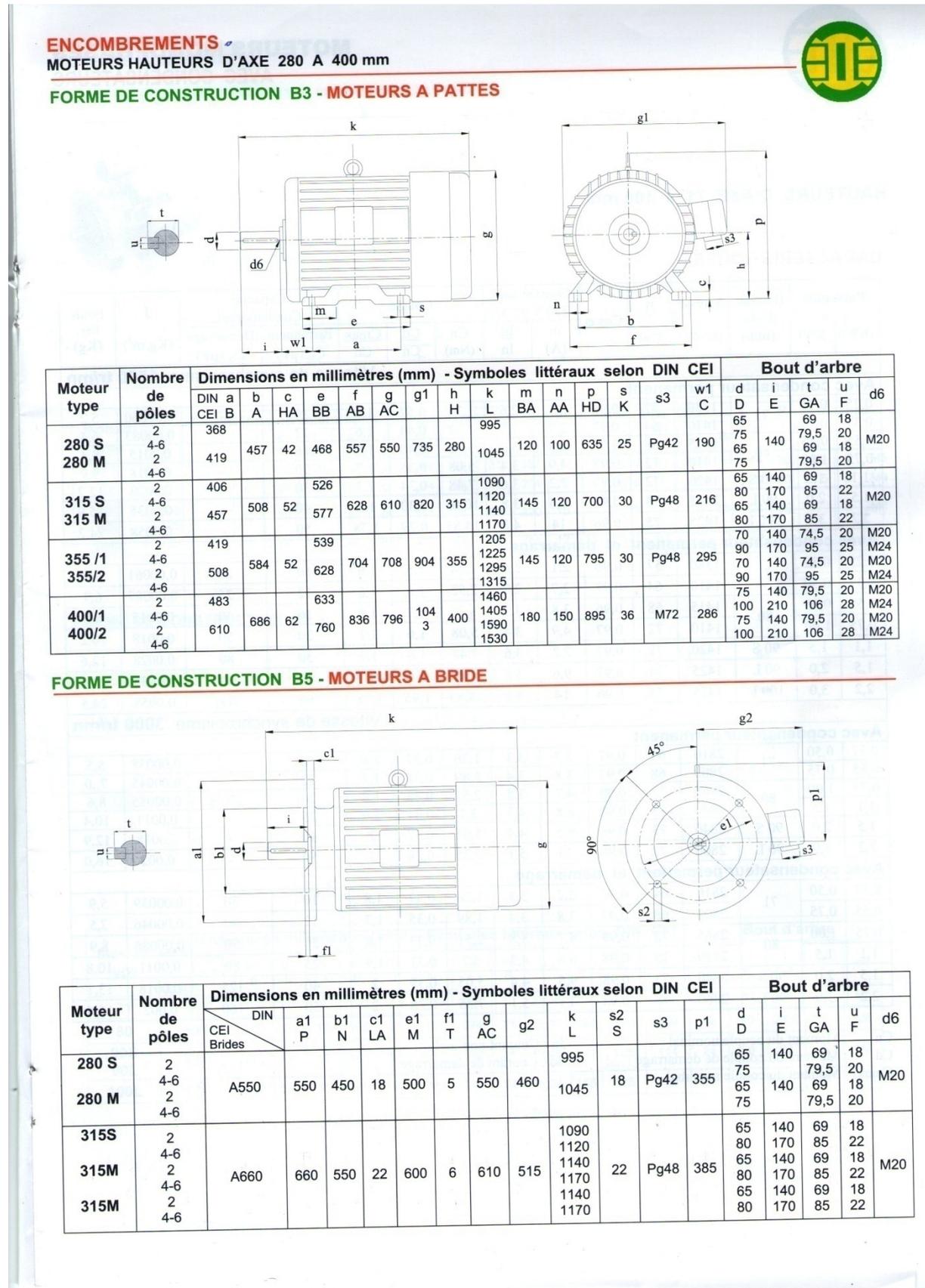


Figure. VIII.7 : Encombrements des moteurs Hauteurs d'axe 280A-400mm

III.4. Dimensionnement de bâtiment de la station (SPP)

Le dimensionnement du bâtiment de la station de pompage (Station SPP) est varié en fonction de nombre de pompes dans la station, leur position (nombre des lignes), et les dimensionnes de chaque pompe.

III.4.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{VIII.23})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{VIII.24})$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = h + C$ (voir figure VIII.5) ;

A.N : $H_p = 380 + 420 \Rightarrow H_p = 800 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

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

A.N : $H_5 = 0,8 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,6 \text{ m}$

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

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

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

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

A.N : $H_b = 1,6 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,4 \text{ m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5 \text{ m}$.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **7 m**.

III.4.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p \quad (\text{VIII.25})$$

n : nombre de pompes de la ligne, $n = 4$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{\text{pe}} + L_m$;

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = a + b$ (voir figure VIII.5) ;

A.N: $L_{pe} = 200 + 755 \Rightarrow L_{pe} = 955 \text{ mm}$;

L_m : longueur du moteur, $L_m = K$ (voir figure VIII.7) ;

A.N: $L_m = 1045 \text{ mm}$

A.N : $L = 955 + 1045 \Rightarrow L = 2000 \text{ mm}$,

$L = 4 * 2 \Rightarrow L = 8 \text{ m}$.

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

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

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

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

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

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4 \text{ m}$;

A.N : $L_b = 8 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 22 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **22 m**.

III.4.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \quad (\text{VIII.26})$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2 \text{ m}$;

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

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

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = 2 * K_L + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (\text{VIII.27})$$

Où :

K_L : largeur de la pompe, $k_L = 0.530 \text{ m}$;

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

A.N : $l_{tr} = 2 * 200 \Rightarrow l_{tr} = 0,4 \text{ m}$;

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

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,4$ m ;

A.N: $l_3 + l_4 = 1.06 + 0,4 + 0,2 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 3.06$ m

A.N: $l_b = 0,3 + 1,2 + 3.06 + 2*0,2 \Rightarrow l_b = 4.96$ m,

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **5 m**.

III.4.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

III.4.5. Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_f = 0,125 * 22 * 5 \Rightarrow \sum S_f = 13.75 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{VIII.28})$$

n : nombre de fenetres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

$$\text{A.N : } n = \frac{13.75}{1,5 * 3} \Rightarrow n = 3 \text{fenêtres}$$

III.4.6. Dimensionnement des marches d'escalier :

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

Tableau VIII.8: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

| Dimensions du bâtiment de la station (m) | | | | | | |
|--|---------|---------|--------------------|----------|------------|------------|
| Longueur | Largeur | Hauteur | Epaisseur des murs | fenêtres | portes | |
| | | | | | secondaire | principale |
| 22 | 5 | 7,5 | 0,3 | 1,5*3 | 2,5*1,6 | 3,2* 3 |

IV. Refoulement : les forages de Champ de captage – Bâche d'accumulation BAC

IV.1. Calcul de la hauteur manométrique pour les quinze(15) forages

$$HMT = Hg + \sum_{ref}^{lin} hp + \sum_{ref}^{sin} hp$$

HMT : la hauteur manométrique totale

Hg : la hauteur géométrique

$\sum_{ref}^{lin} hp$: La somme des pertes de charge linéaires

$\sum_{ref}^{sin} hp$: La somme des pertes de charge singulière

$$\text{Avec : } \sum_{ref}^{sin} hp = 10\% \sum_{ref}^{lin} hp \quad \text{donc : } \sum_{ref}^{sin} hp = 0.1 \sum_{ref}^{lin} hp$$

$$HMT = Hg + 1.1 \sum_{ref}^{lin} hp$$

➤ *Calcul de la hauteur géométrique Hg*

$$H_g = C_{tp} - C_{ND}$$

Avec : C_{TP} : cote de trop plein du Bâche d'accumulation(BAC), $C_{TP} = 266 \text{ m}$

C_{ND} : cote du niveau dynamique du forage

➤ *La perte de charge linéaire*

$$\sum_{ref}^{lin} hp = \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m}, \quad \text{Avec :}$$

$K' = 0.0011$ (pour le PRV)

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement = 2.11

m : Exposant tenant compte du type du matériau = 4.777

Exemple : forage BMS .101

$$\sum_{ref}^{lin} hp = \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (BMS.101-N}^\circ\text{1)} + \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (N}^\circ\text{1-N}^\circ\text{2)} + \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (N}^\circ\text{2-N}^\circ\text{3)} + \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (N}^\circ\text{3-N}^\circ\text{4)} +$$

$$\sum_{ref}^{lin} hp \text{ (N}^\circ\text{4-N}^\circ\text{5)} + \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (N}^\circ\text{5-N}^\circ\text{6)} + \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (N}^\circ\text{6-N}^\circ\text{7)} + \sum_{ref}^{lin} hp \text{ (N}^\circ\text{7-BAC)}$$

Les résultats de calcul du **HMT** des forages figurent dans le Tableau .VIII. 9

Tableau . VIII.9. Calcul du HMT des forages

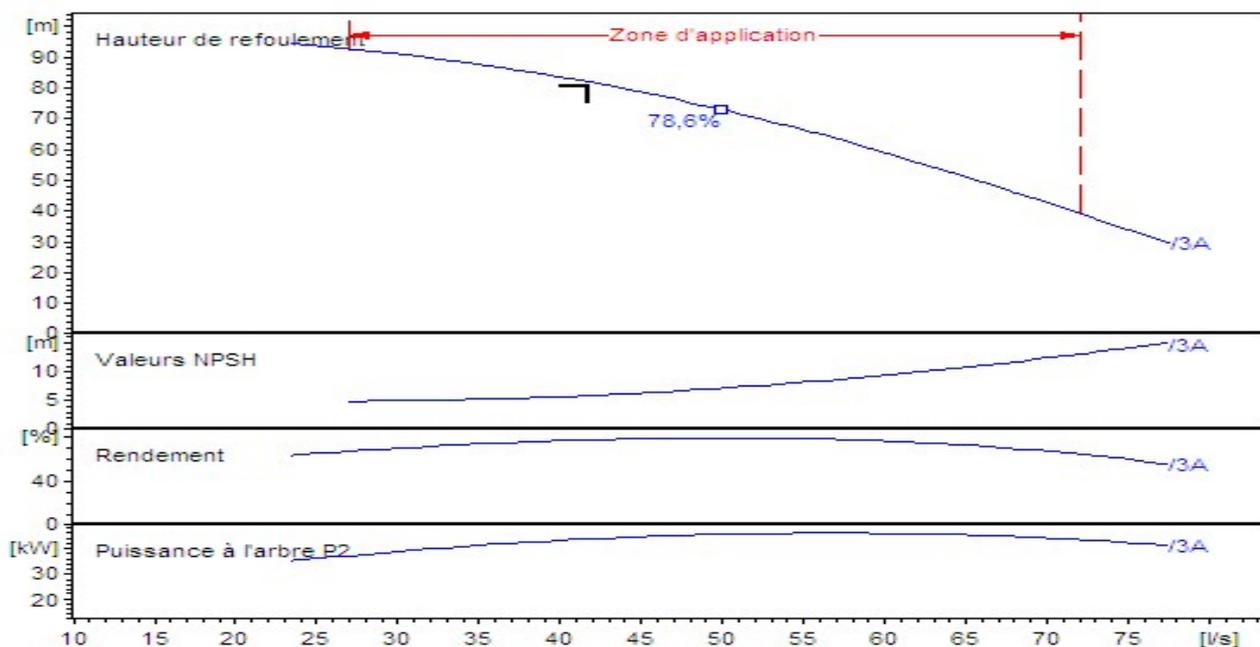
| Forage | Tronçon | Longueur(m) | Débit (l/s) | Z sol(m) | ND(m) | C _{ND} (m) | C _{TP} (m) | Hg(m) | ΔH_T (m) | HMT(m) |
|-----------|---------------|-------------|-------------|----------|-------|---------------------|---------------------|-------|------------------|-------------|
| BMS.101 | BMS.101-BAC | 3153.59 | 41.7 | 251.4 | 60.3 | 191.1 | 266 | 74.9 | 6.10 | 81 |
| RBH.101 | RBH.101.BAC | 2748.25 | 50 | 251.8 | 27 | 224.8 | 266 | 41.2 | 4.72 | 45.9 |
| DDA.101 | DDA.101-BAC | 2479.9 | 45 | 254.3 | 43 | 211.3 | 266 | 54.7 | 4.37 | 59 |
| BRA.101 | BRA.101-BAC | 1804.27 | 45 | 256.3 | 28.5 | 227.8 | 266 | 38.2 | 3.41 | 41.6 |
| AHM.103 | AHM.103-BAC | 1679.5 | 50 | 257.4 | 70.5 | 186.9 | 266 | 79.1 | 2.77 | 81.9 |
| AHM.102 | AHM.102-BAC | 1344.4 | 45 | 256 | 75 | 181 | 266 | 85 | 2.07 | 87 |
| LEC.101 | LEC.101-BAC | 1020.2 | 41.7 | 257 | 56.7 | 200.3 | 266 | 65.7 | 1.94 | 67.7 |
| BBKNW.102 | BBKNW.102-BAC | 2900 | 50 | 251.6 | 60 | 191.6 | 266 | 74.4 | 5.4 | 79.8 |
| HBJ.101 | HBJ.101-BAC | 2448.4 | 50 | 251.8 | 30.5 | 221.3 | 266 | 44.7 | 4.33 | 49 |
| HTFW.101 | HTFW.101-BAC | 2473.7 | 45 | 252.5 | 33 | 219.5 | 266 | 46.5 | 5 | 51.5 |
| MLSW.101 | MLSW.101-BAC | 1794.9 | 41.7 | 254.5 | 81 | 173.5 | 266 | 92.5 | 2.85 | 95.4 |
| HML.101 | HML.101-BAC | 1623.8 | 50 | 251.7 | 37 | 214.7 | 266 | 51.3 | 2.7 | 54 |
| MOM.102 | MOM.102-BAC | 1730.8 | 45 | 255.5 | 46 | 209.5 | 266 | 56.5 | 3.58 | 60 |
| LEW.102 | LEW.102-BAC | 1294.3 | 50 | 257 | 60 | 197 | 266 | 69 | 2.22 | 71.2 |
| LEW.101 | LEW.101-BAC | 1008.6 | 41.7 | 256.3 | 85 | 171.3 | 266 | 94.7 | 2.81 | 97.5 |

IV.2.Choix des pompes des forages :

On a opté pour le choix des pompes immergées de marque KSB à haut débit (les pompes immergées de POVAL ne donnent pas des débits supérieur à 40l/s)

Tableau .VIII.10. Caractéristiques des pompes

| Forage | Débit (m3/h) | HMT(m) | Type de pompe | Rendement (%) | Puissance (KW/h) | Nbre de tour (tr/min) | Fréquence(Hz) |
|-----------|--------------|--------|-------------------|---------------|------------------|-----------------------|---------------|
| BMS.101 | 150.12 | 81 | E10S55/3A | 76.9 | 51 | 2900 | 50 |
| RBH.101 | 180 | 45.9 | E12S50/2DE | 75.7 | 30 | 2900 | 50 |
| DDA.101 | 162 | 59 | E10S50/3D | 78.7 | 37 | 2900 | 50 |
| BRA.101 | 162 | 41.6 | E10S50/2CD | 79 | 26 | 2900 | 50 |
| AHM.103 | 180 | 81.9 | E12S50/3K | 78.7 | 59 | 2900 | 50 |
| AHM.102 | 162 | 87 | E10S50/4CD | 78.6 | 51 | 2900 | 50 |
| LEC.101 | 150.12 | 67.7 | E10S50/3D | 78.8 | 37 | 2900 | 50 |
| BBKNW.102 | 180 | 79.8 | E12S50/3C | 78.8 | 51 | 2900 | 50 |
| HBJ.101 | 180 | 49 | E12S55/2EF | 79.2 | 37 | 2900 | 50 |
| HTFW.101 | 162 | 51.5 | E10S55/2A | 78.4 | 37 | 2900 | 50 |
| MLSW.101 | 150.12 | 95.4 | E10S50/4CD | 78.5 | 51 | 2900 | 50 |
| HML.101 | 180 | 54 | E12S55/2EF | 78.5 | 37 | 2900 | 50 |
| MOM.102 | 162 | 60 | E10S50/3D | 78.7 | 37 | 2900 | 50 |
| LEW.102 | 180 | 71.2 | E12S50/3C | 78.8 | 51 | 2900 | 50 |
| LEW.101 | 150.12 | 97.5 | E10S50/4CD | 78.5 | 51 | 2900 | 50 |

IV.3.Les courbes caractéristiques des pompes :➤ **Courbes caractéristiques de la pompe de forage BMS.101 :****Figure. VIII.9.**Courbes caractéristiques de la pompe de forage BMS.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage RBH.101 :*

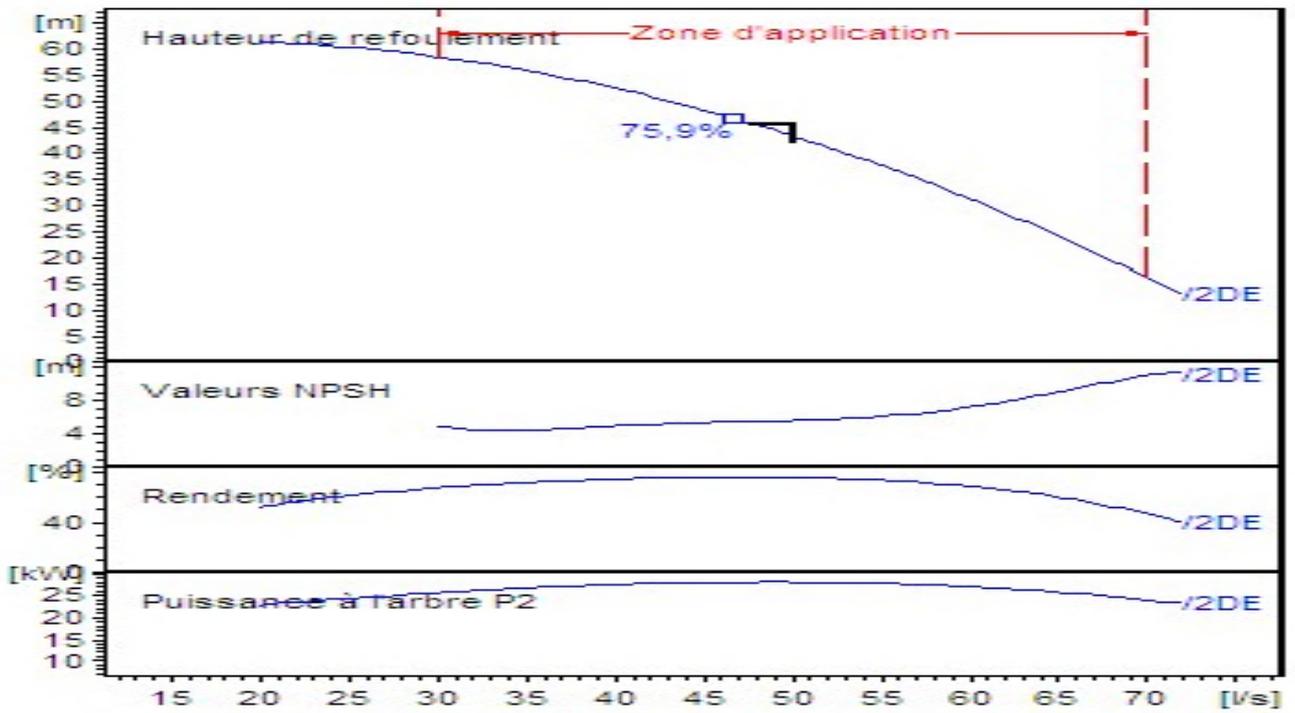


Figure. VIII.10. Courbes caractéristiques de la pompe de forage RBH.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage DDA.BIS.101 :*

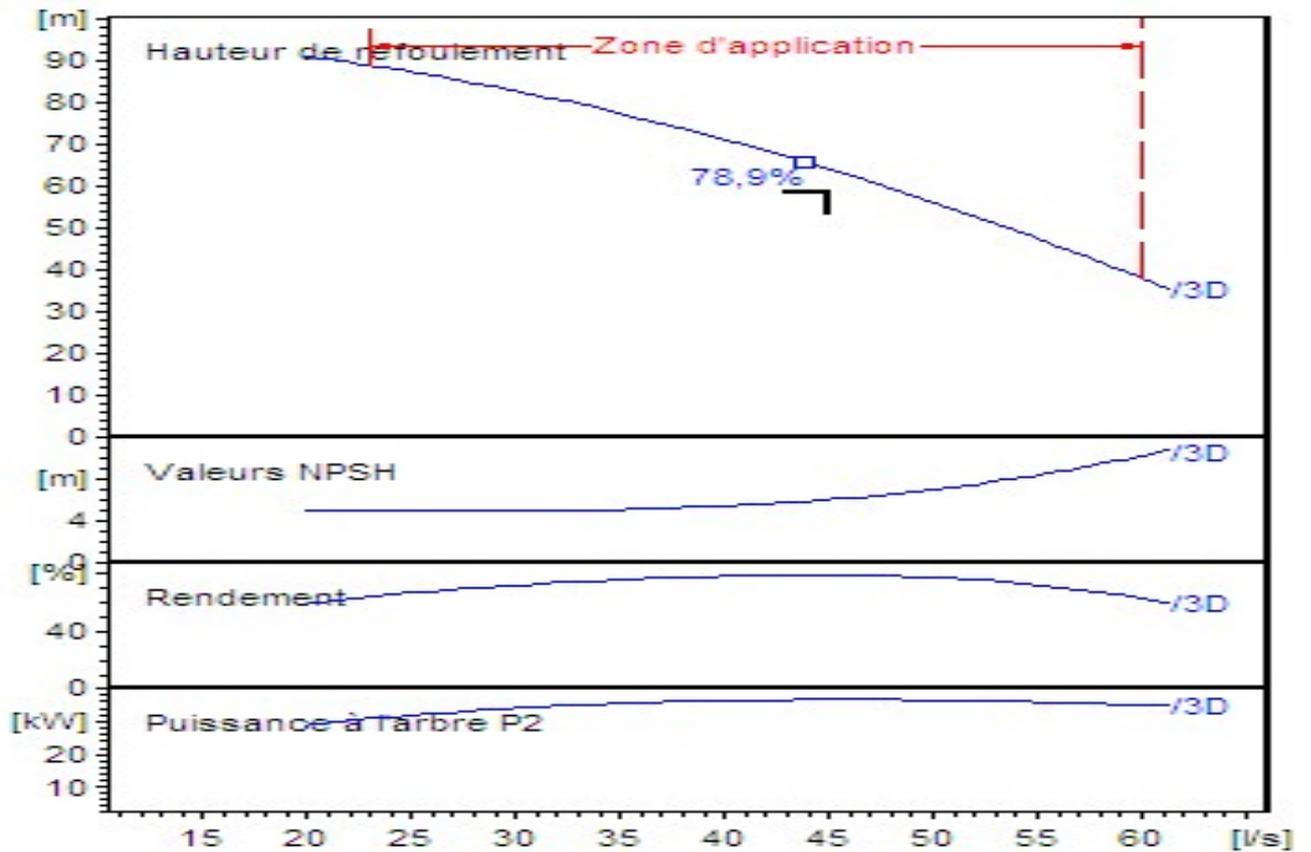


Figure. VIII.11. Courbes caractéristiques de la pompe de forage DDA.BIS.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage BRA.101:*

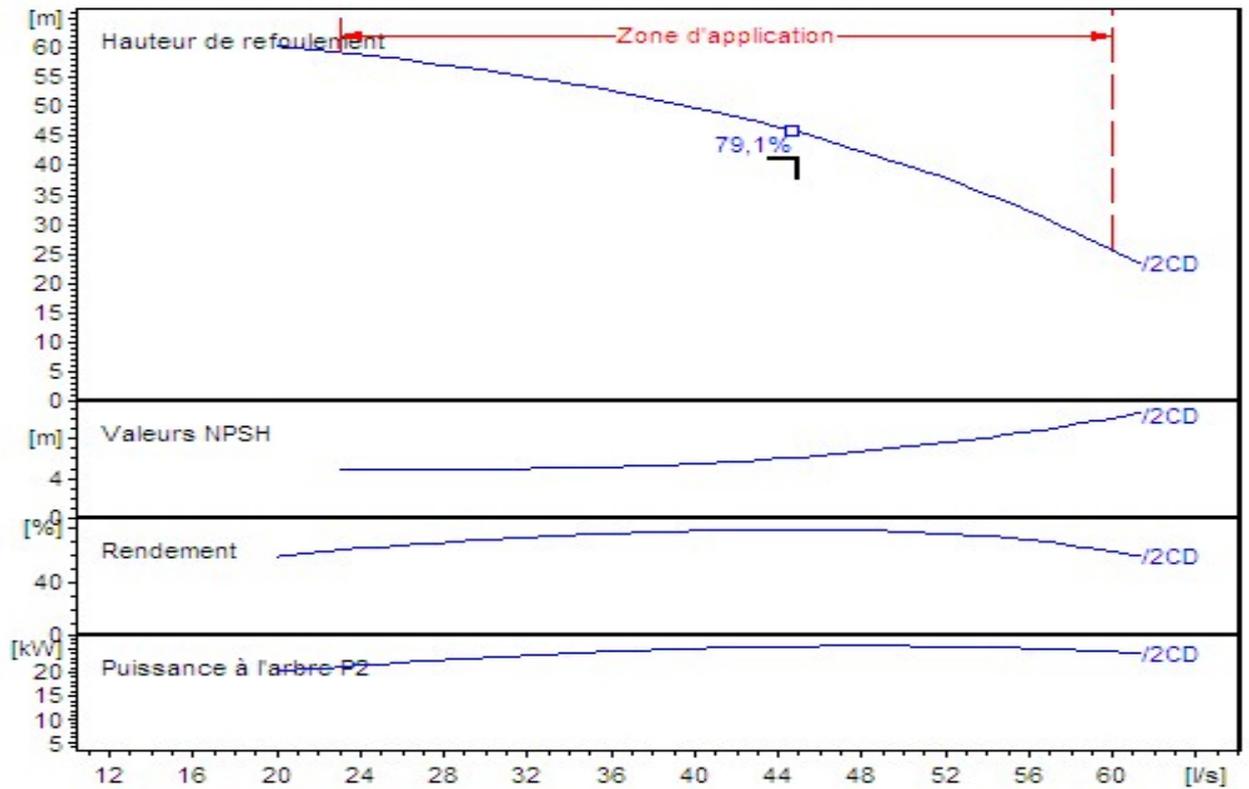


Figure. VIII.12. Courbes caractéristiques de la pompe de forage BRA.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage AHM.103*

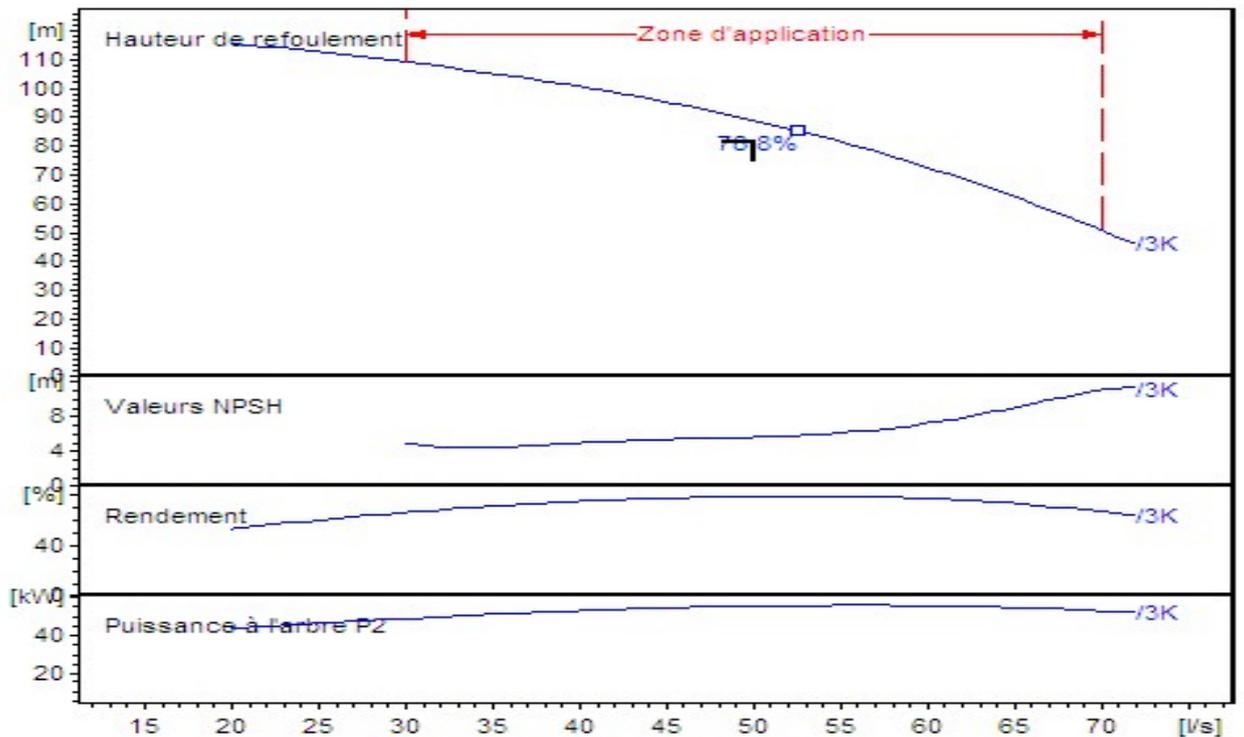


Figure. VIII.13. Courbes caractéristiques de la pompe de forage AHM.103

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage AHM.102*

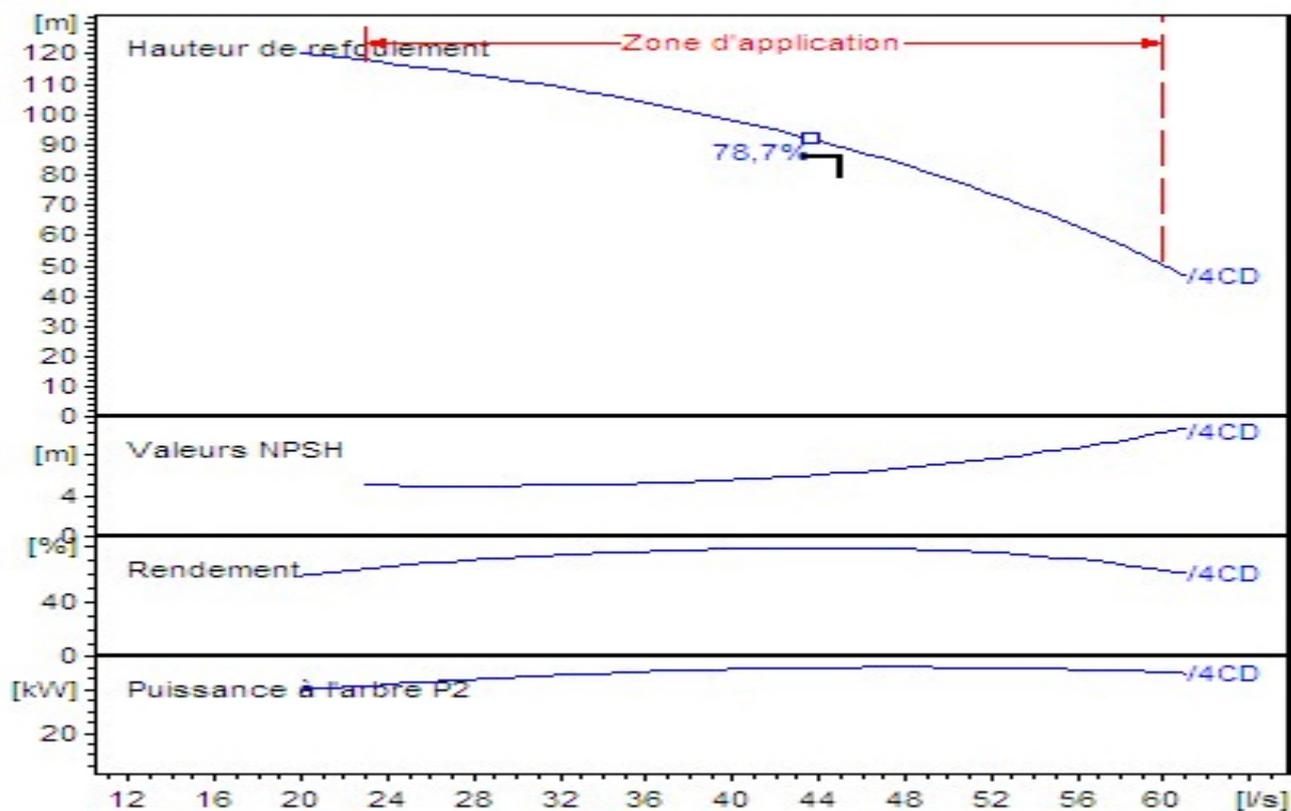


Figure. VIII.14. Courbes caractéristiques de la pompe de forage AHM.102

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEC.101*

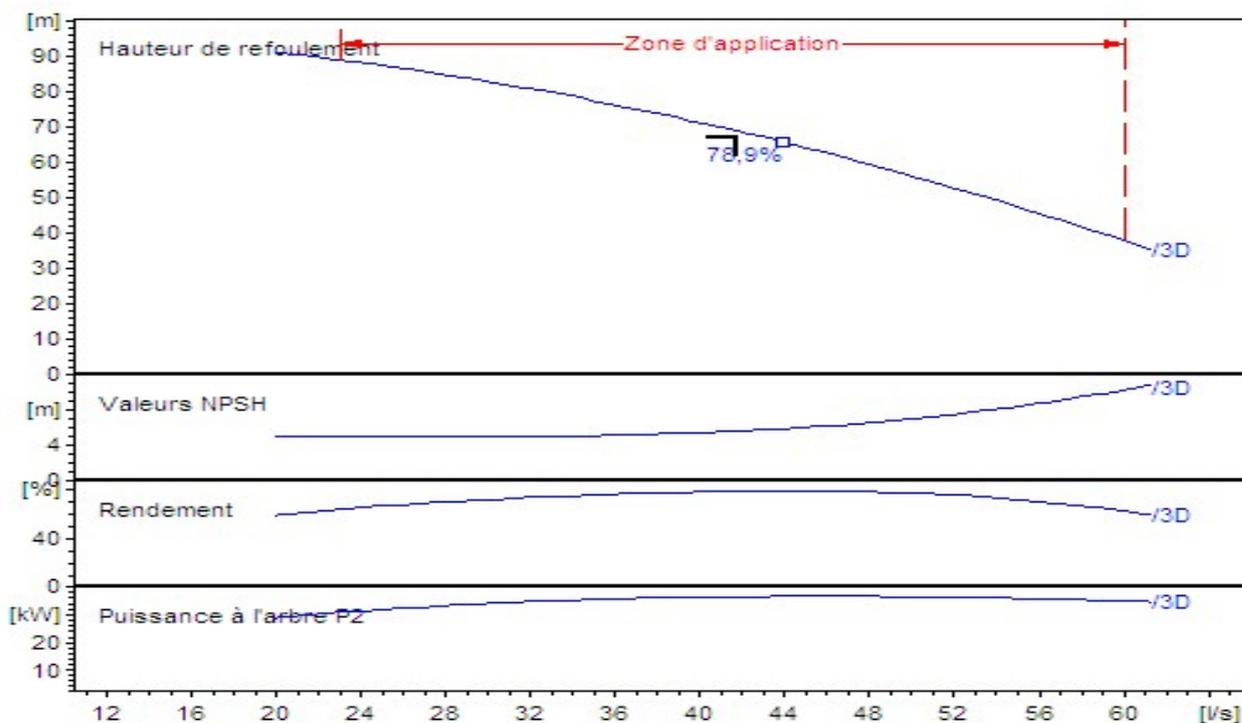


Figure. VIII.15. Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEC.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage BBKNW.102*

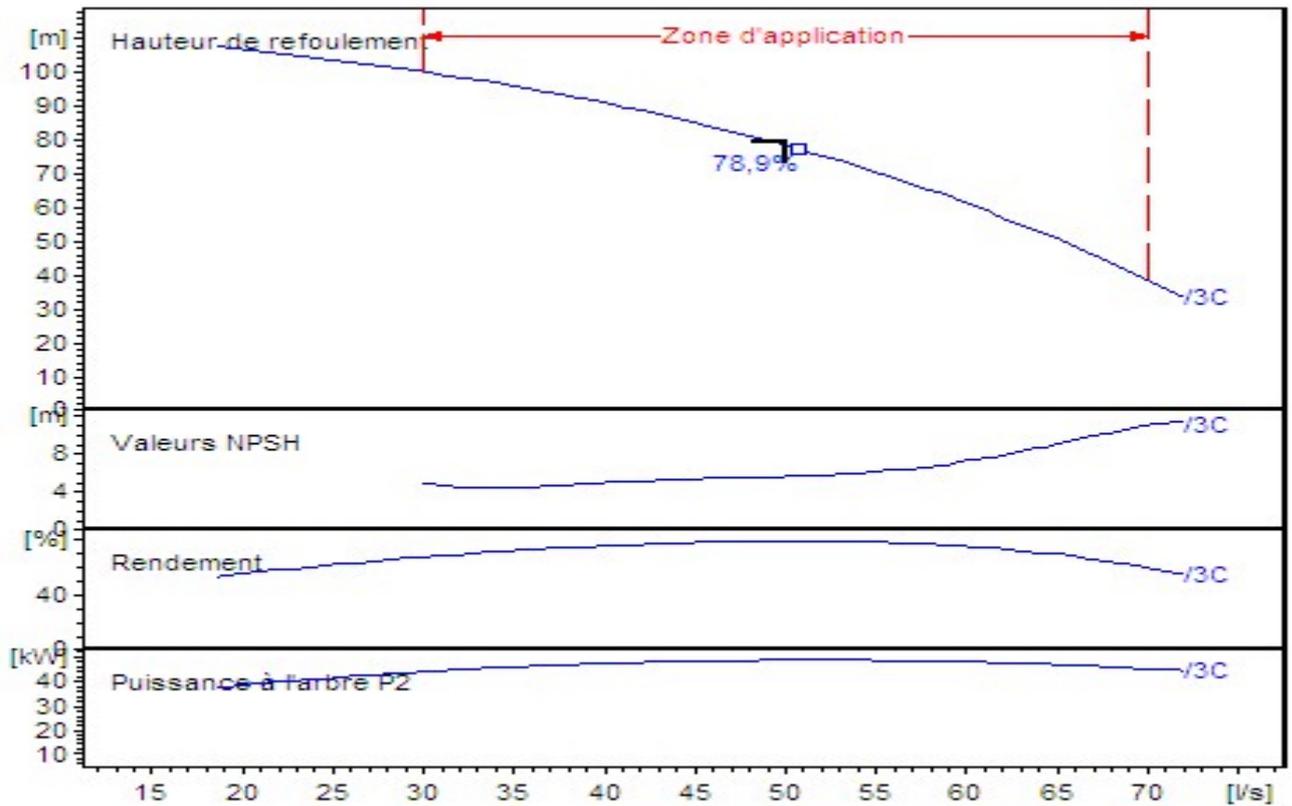


Figure. VIII.16. Courbes caractéristiques de la pompe de forage BBKNW.102

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage HBJ.101*

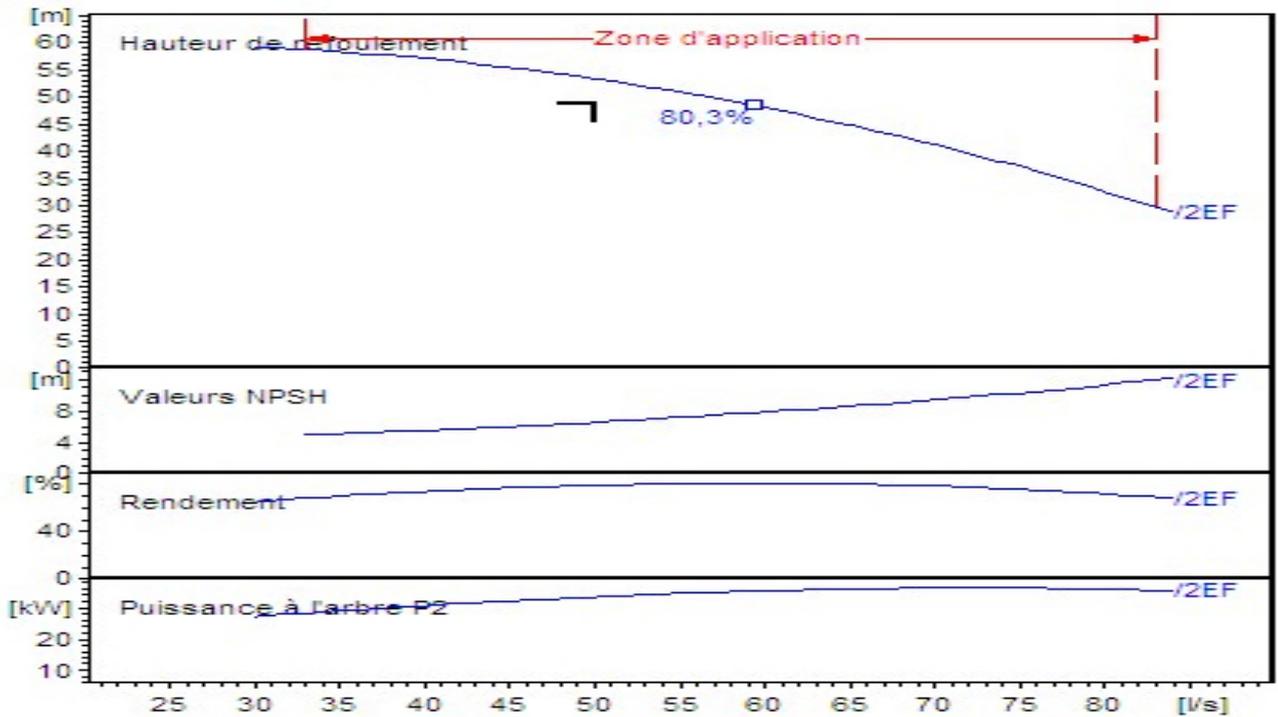


Figure. VIII.17. Courbes caractéristiques de la pompe de forage HBJ.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage HTFW.101*

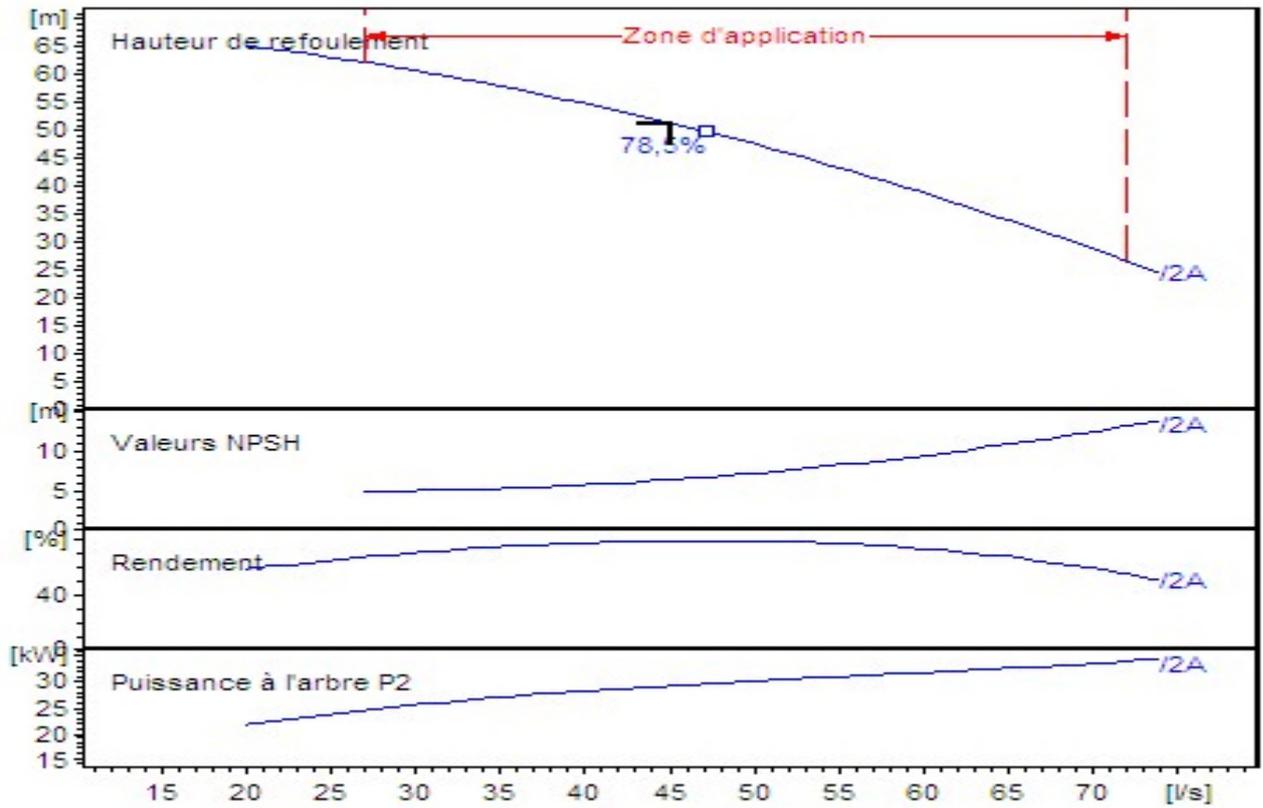


Figure. VIII.18. Courbes caractéristiques de la pompe de forage HTFW.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage HML.101*

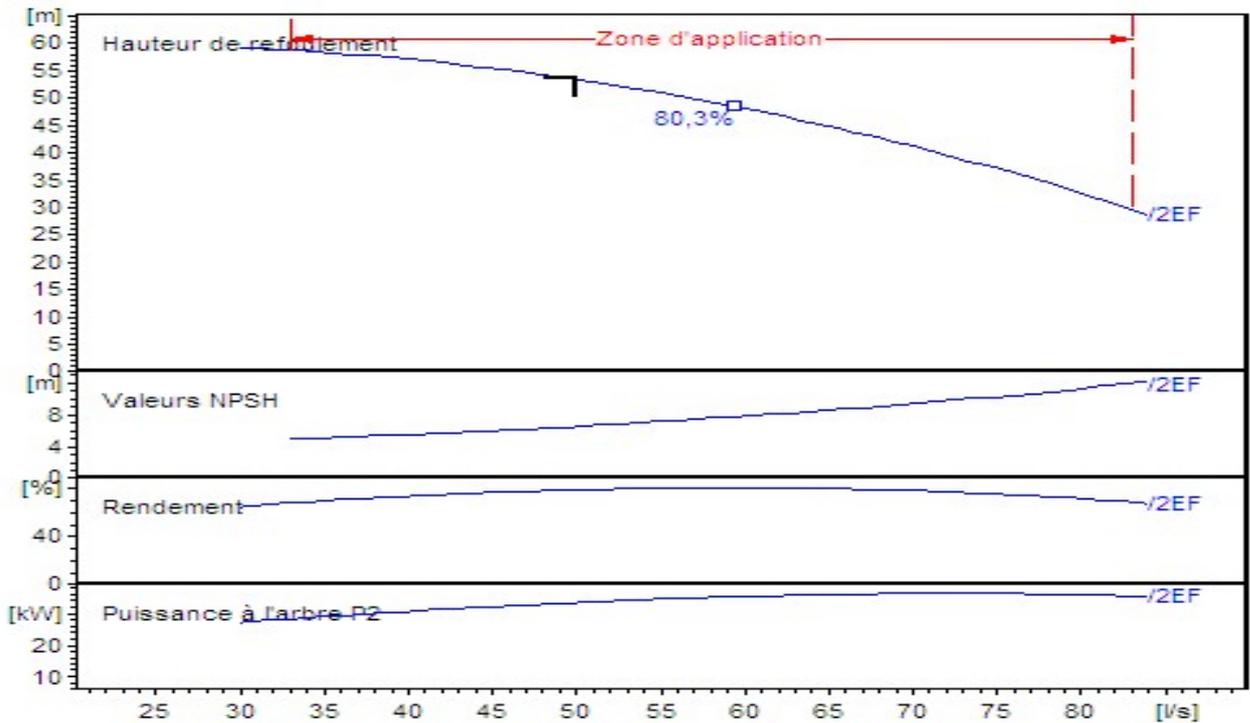


Figure. VIII.19. Courbes caractéristiques de la pompe de forage HML.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage MOM.102*

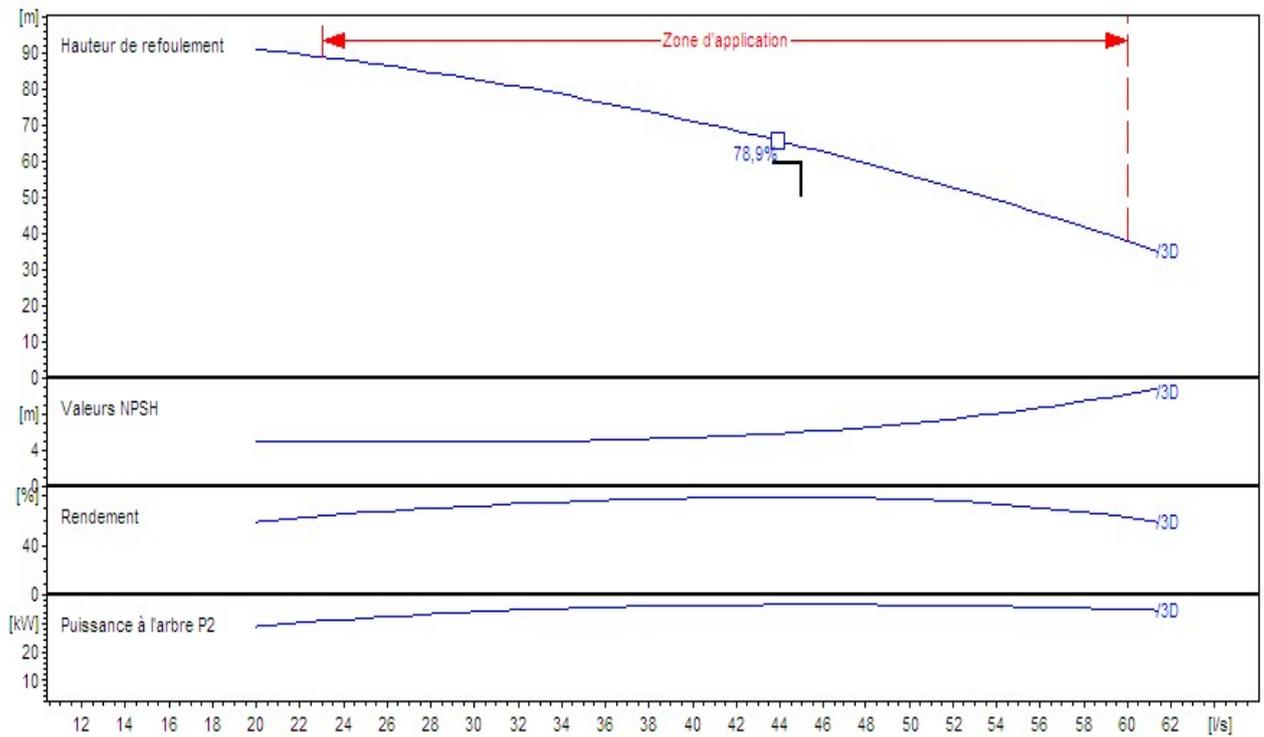


Figure. VIII.20. Courbes caractéristiques de la pompe de forage MOM.102

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEW.102*

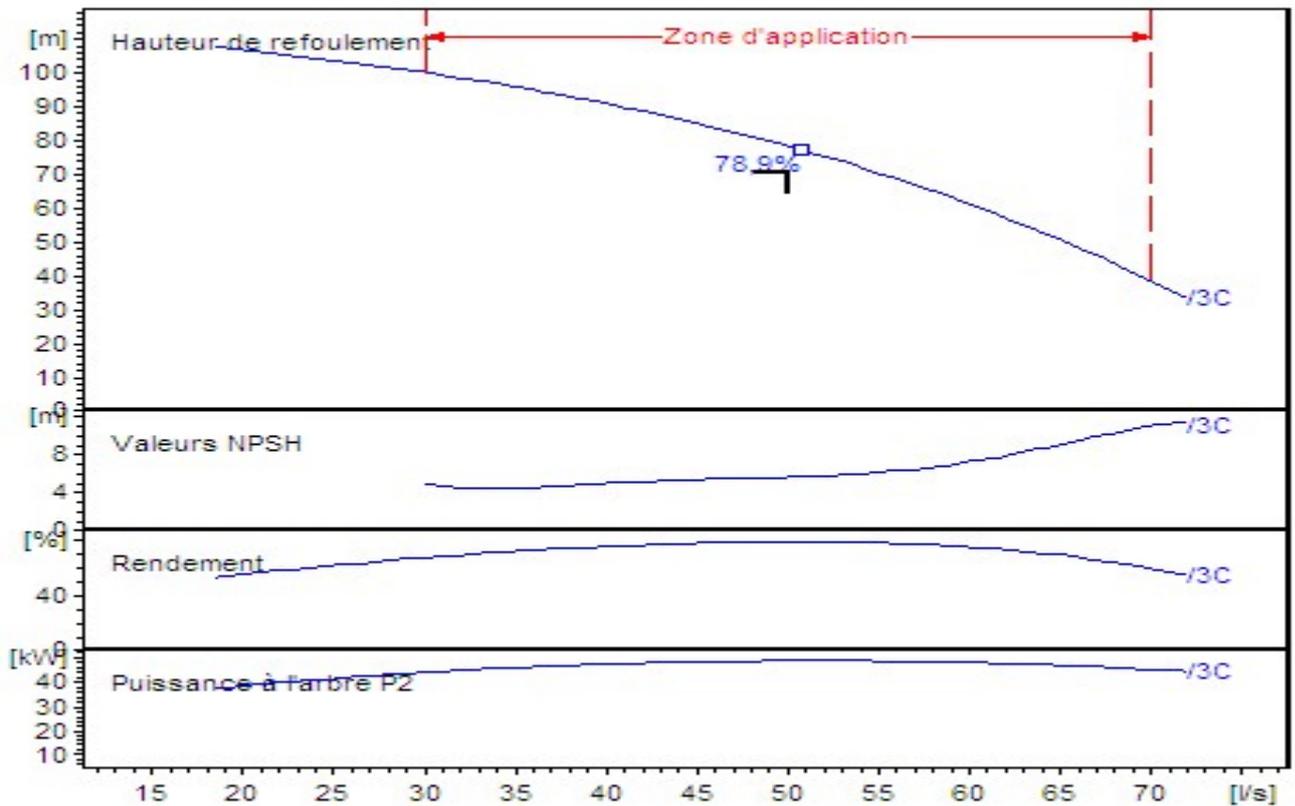


Figure. VIII.21. Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEW.102

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEW.101*

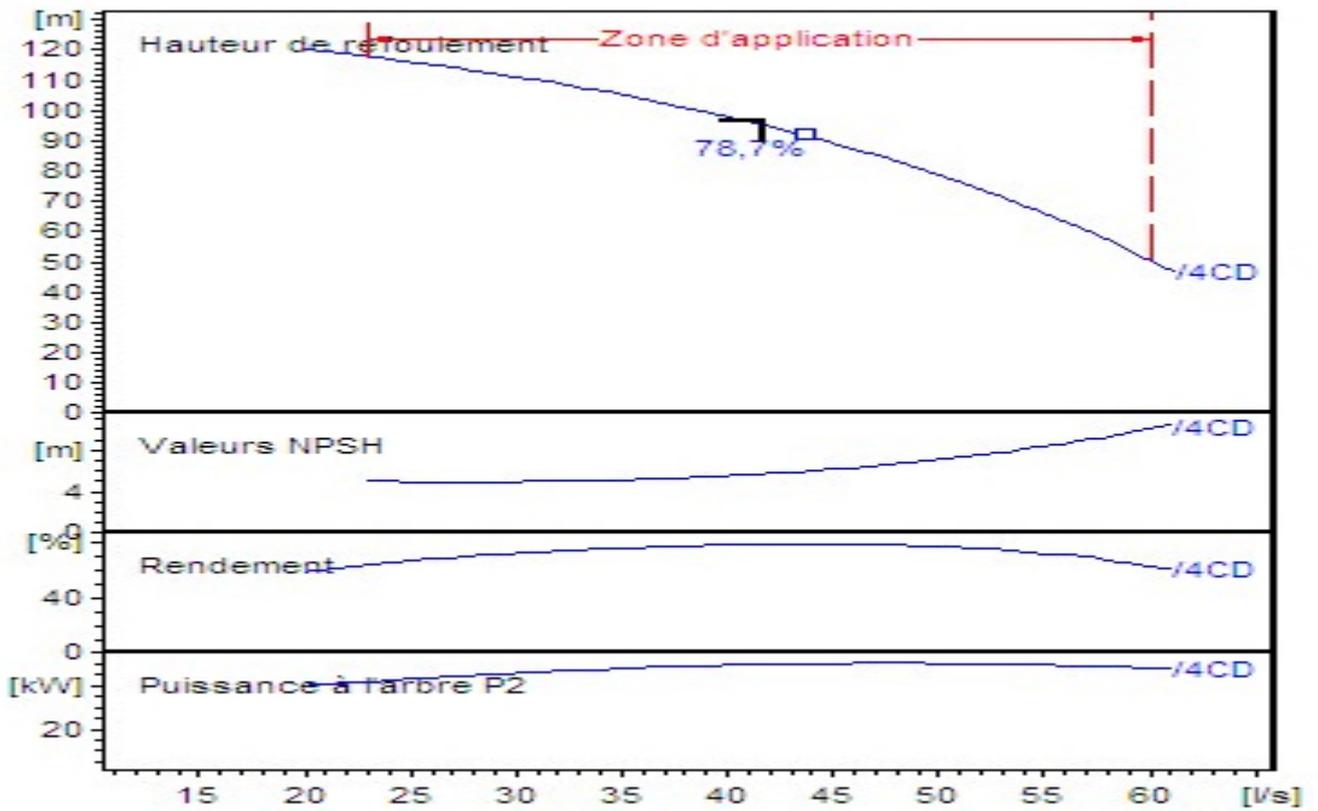


Figure. VIII.22. Courbes caractéristiques de la pompe de forage LEW.101

➤ *Courbes caractéristiques de la pompe de forage MLSW.101*

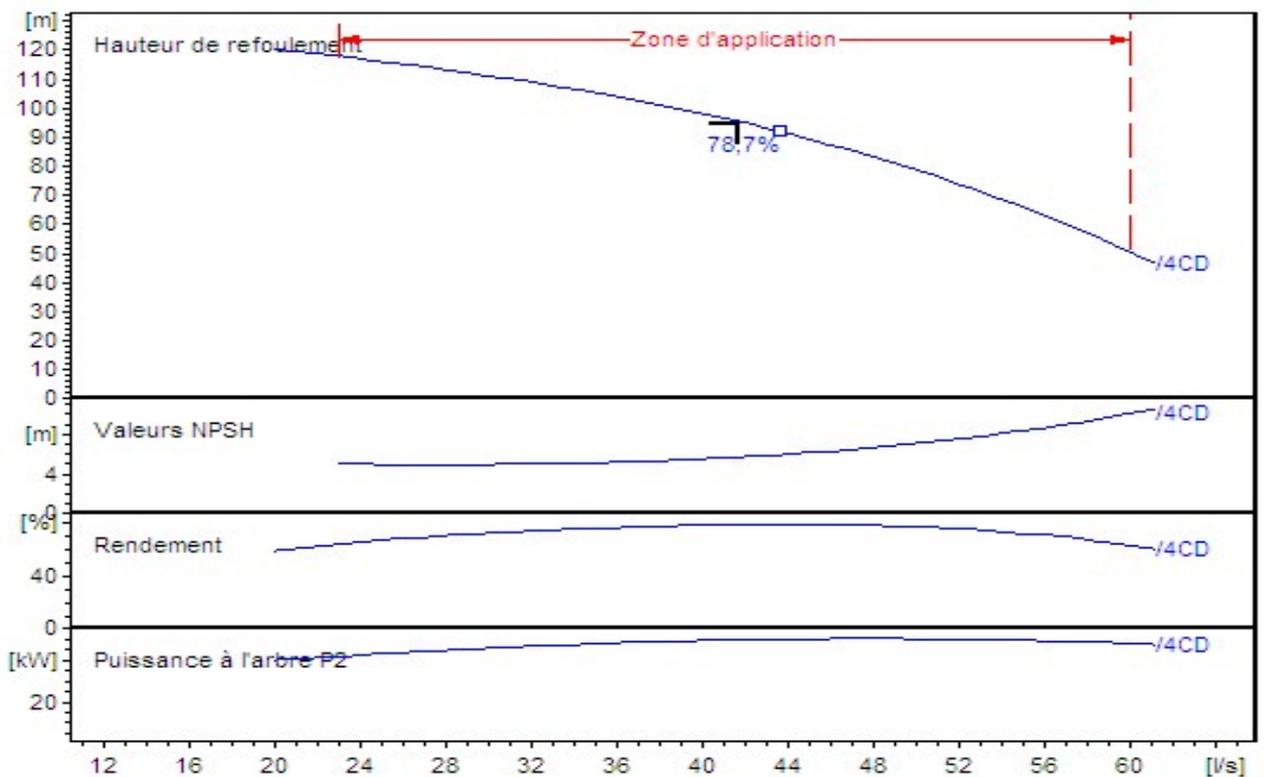


Figure. VIII.23. Courbes caractéristiques de la pompe de forage MLSW.101

Conclusion

D'après l'étude de pompage de la station de pompage SPP et les quinze forages de notre champ de captage, on a opté :

- ✓ La station de pompage SPP équipée de six (6) pompes principales, plus de deux (2) pompes de secours ,répartis en deux lignes en parallèles , ces pompes sont de marque POVAL ,type 200-NVA-460-25.
- ✓ Vu au grand débit d'exploitation de nos forages, on a opté à des pompes immergées de marque KSB, type E10S50, E10S55, E12S50 et E12S55.
- ✓ les pompes de la station de pompage SPP, seront entraînées par des moteurs A PATTES de marque **SGB-CABELEQ** asynchrones triphasés monovitesse.

Introduction

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

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

I. Pose de canalisation

I.1.Principe de pose de canalisations

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure .IX.1)



Figure .IX.1 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des

tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure IX.2).

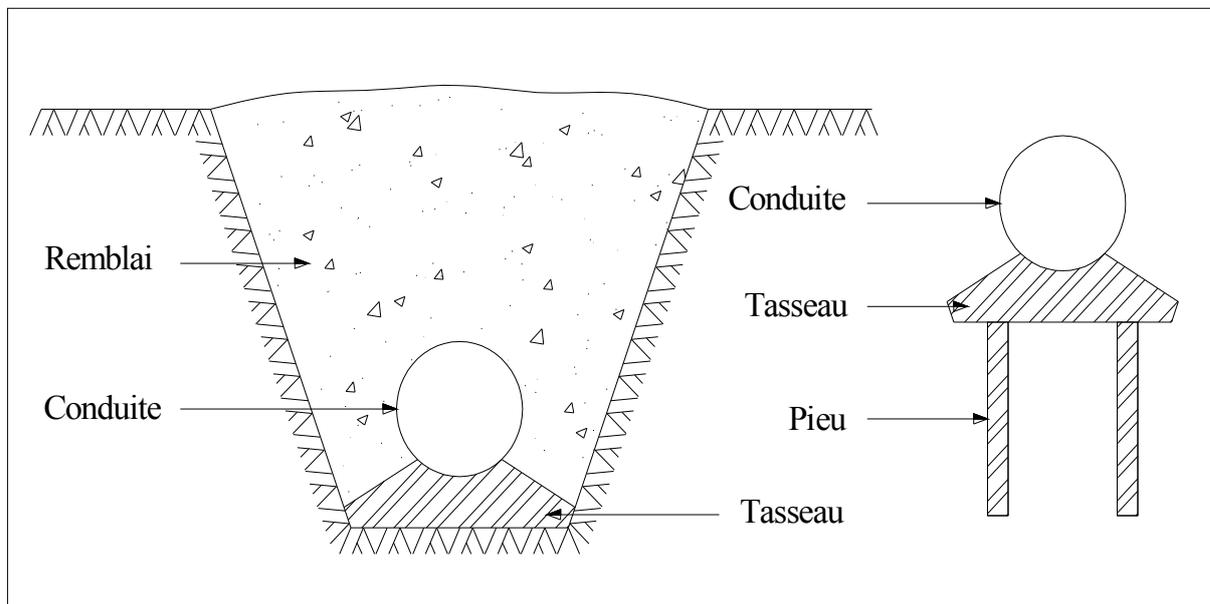


Figure .IX.2: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

II. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure .IX.3).

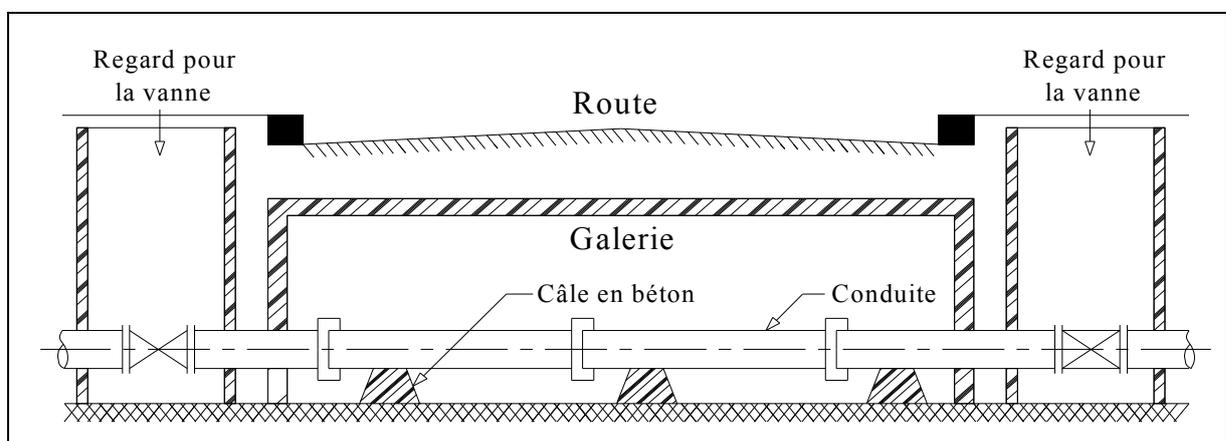


Figure .IX.3 Pose de canalisation en galerie

III. Assemblage par emboîtement

➤ *Principe de pose :*

La présente proposition est faite sur la base de l'emboîtement par manchonnage PRV des canalisations au fur et à mesure de l'avancement du chantier. Les jonctions sont testées et qualifiées conformément à l'ASTM D-4161 et à l'ISO DIS 8639.

Avant tout assemblage, nettoyer les manchons, les extrémités de tuyau ainsi que les joints. Un assemblage correct est assuré par les butées centrales des manchons, qui assurent un bon positionnement des tuyaux. Néanmoins, un repère visuel extérieur est marqué sur les tuyaux, ce qui permet de voir rapidement la limite d'emboîtement.

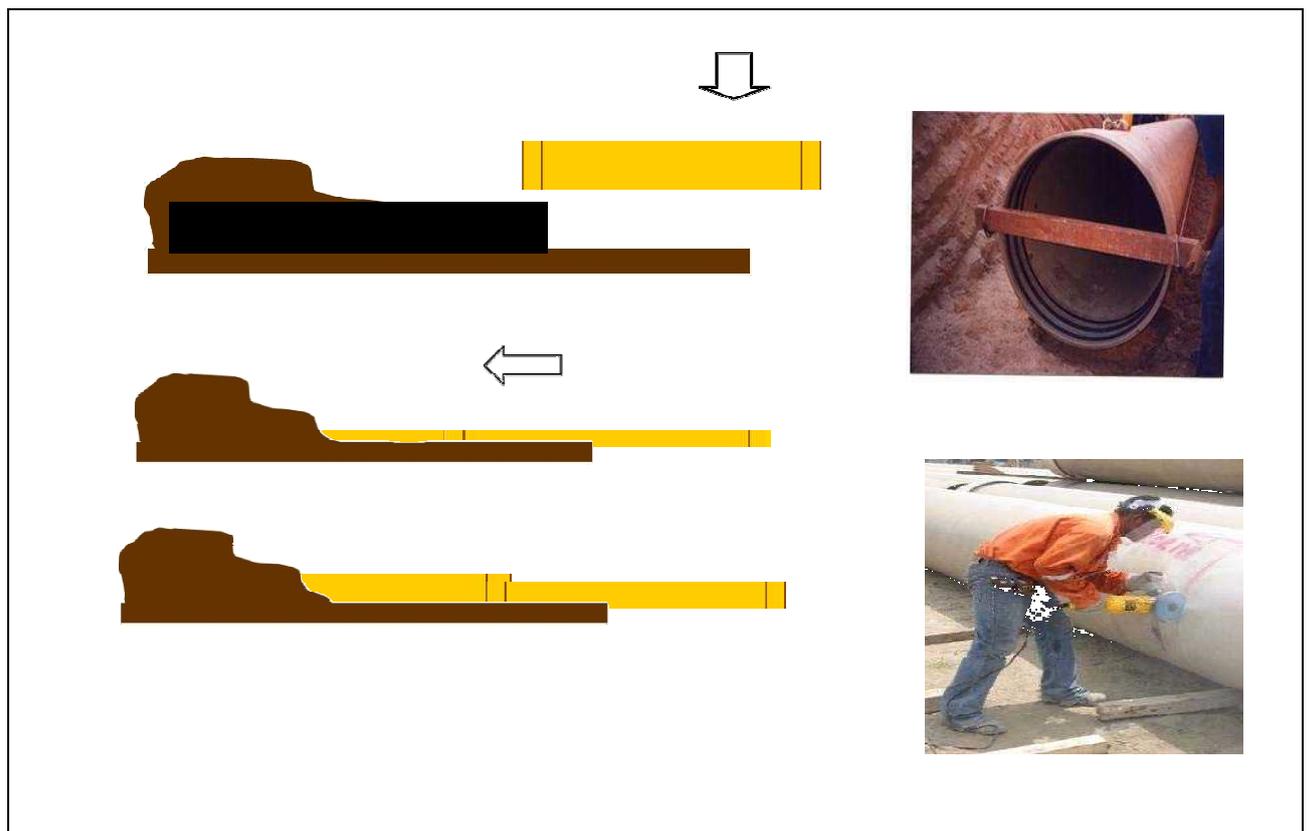


Figure. IX.4 : Pose des conduites de PRV

Le principe d'emboîtement des canalisations simplifie la manipulation des tuyaux en fond de tranchée, réduit les risques d'accident de travail car le poids de ces tuyaux est limité par rapport à d'autres matériaux.

Afin de faciliter la pose, il est conseillé de remblayer la tranchée au fur et à mesure de l'avancement du chantier et de procéder aux contrôles de réception tronçon par tronçon.

➤ *Coupe des tuyaux sur chantiers*

La coupe des tuyaux peut être effectuée sur chantier avec une tronçonneuse à matériau (outils diamantés de préférence). Une fois la coupe réalisée il suffit de casser l'angle à l'aide d'une meuleuse.

Tous les tuyaux marqués « PASSROHR » peuvent être coupés à n'importe quelle longueur et être ré manchonnés aussitôt.

III.1. avantages de pose des conduites en PRV :

Il faut 15 à 20 min à une équipe expérimentée pour poser et raccorder un tuyau en PRV

- Le raccordement se fait par une poussé horizontale.
- La légèreté des tuyaux en PRV réduit les besoins en matériel lourd.
- Des cadences de 250 mètre /jour à 500 mètre/jour.
- La technique de raccordement par emboîtement permet d'atteindre des cadences de pose exceptionnelles

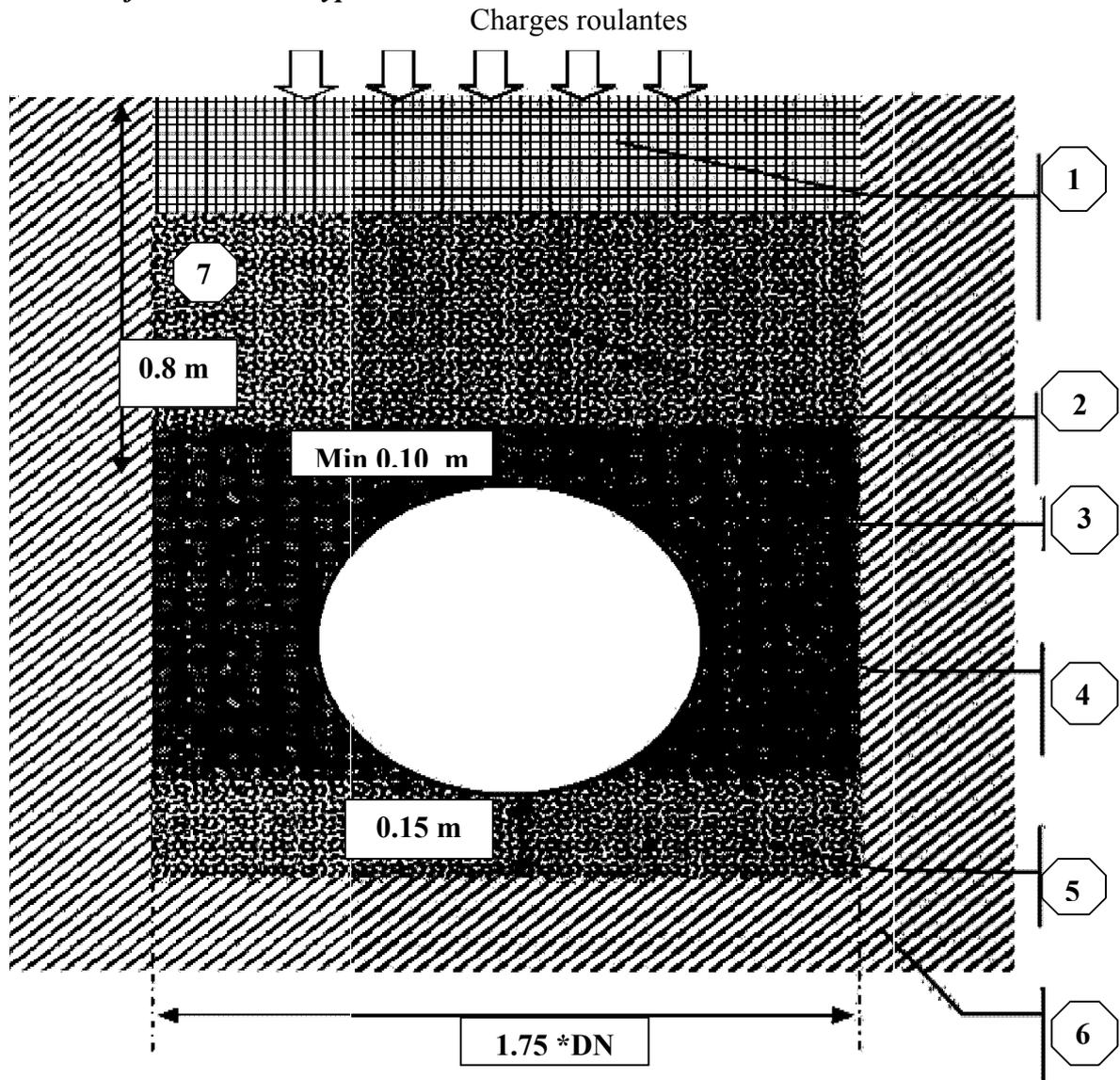
III.2. Profil de tranchée type

Figure .IX.5 : Profil de tranchée type

- | | |
|---|--------------------------------|
| 1- Terre végétale et /ou structure de chaussée. | 2- Matériaux neufs ou recyclés |
| 3-Tuyau PRV. / 4- Remblai. | 5- lit de pose. |
| 7- couverture minimal de 0.8 m conseillée. | 6- sol naturel. |

- **Lit de pose** : Matériau : type sablon ou grave ou matériau du site après essai de convenance
- **Zone d'enrobage du tuyau** : Matériau : type sablon ou grave ou matériau du site après essai de convenance Compactage : par couche selon les règles de l'art. Objectif de compactage : minimum q5 selon Fascicule 70 et le guide du SETRA « Remblayage des tranchées »
- **Remblai secondaire de tranchée** : Matériau : matériau du site recyclé ou matériau d'apport type 0/31.5 Compactage : selon les règles de l'art.

III.3. Caractéristiques géométriques des jonctions :

Manchon REKA

La jonction entre tuyaux est assurée par l'intermédiaire de manchons REKA pré montés en usine.

Ces manchons sont fabriqués par enroulement filamentaire de fibre de verre continu et de fibre de verre coupée sur la même machine d'enroulement que les tuyaux. Ensuite, des gorges sont usinées pour recevoir deux joints d'étanchéité élastomère en EPDM et une bague de centrage également en EPDM. Le profil de ces joints a été dimensionné pour éviter dans tous les cas des fuites par infiltration ou exfiltration et pour permettre des déviations angulaires.



Figure. IX.6 : Lubrification du joint avant emboîtement

- *Différentes longueurs des conduites en PRV*
 - ✓ De 3 m.
 - ✓ 6 m longueur standard.
 - ✓ 12 m longueur standard.
 - ✓ 18 m longueur standard

Tableau IX.1: Profondeur d'insertion des tuyaux de l'adduction

| DN | Profondeur d'insertion des tuyaux | | Déviation angulaire maximale de l'emboîtement (°) |
|-----|-----------------------------------|-----------|---|
| | Max. (mm) | Min. (mm) | |
| 200 | 1.30 | 1.1 | 3 |
| 250 | 1.35 | 1.15 | 3 |
| 300 | 1.40 | 1.2 | 3 |
| 400 | 1.50 | 1.3 | 3 |
| 450 | 1.55 | 1.35 | 3 |
| 500 | 1.60 | 1.4 | 3 |
| 550 | 1.65 | 1.45 | 3 |
| 600 | 1.7 | 1.5 | 2 |
| 800 | 1.9 | 1.7 | 2 |

Le joint d'étanchéité doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale.

IV. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

IV.1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a) Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure .IX.7 : Robinet vanne à opercule Ø600 (Poval, unité des vannes, BERROUAGHIA)

b) Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

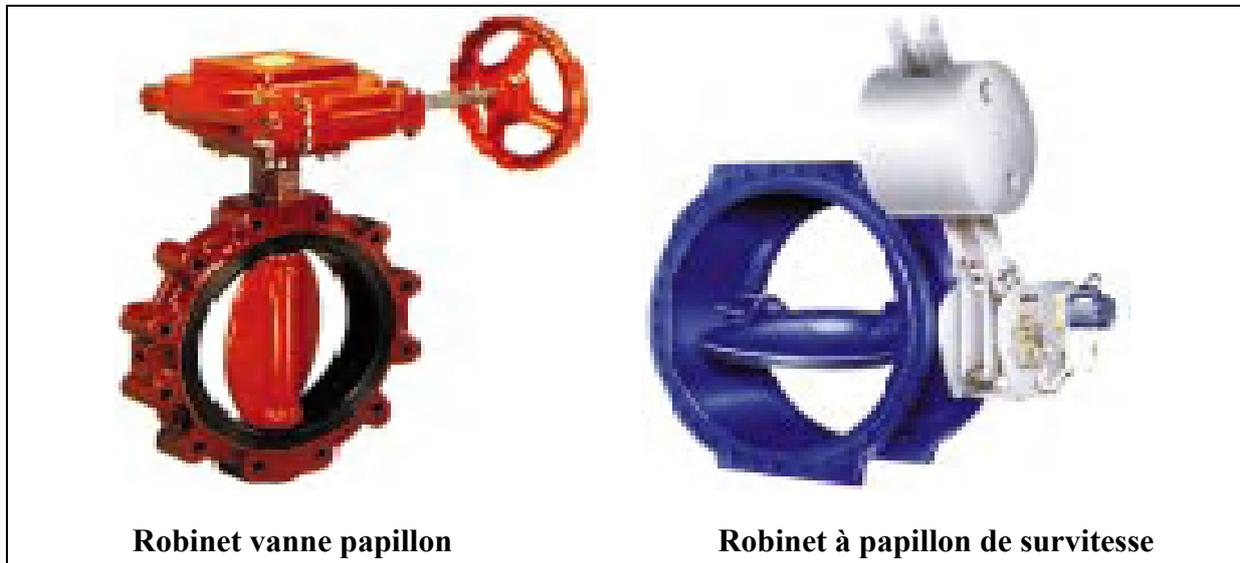


Figure. IX.8 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

IV.2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

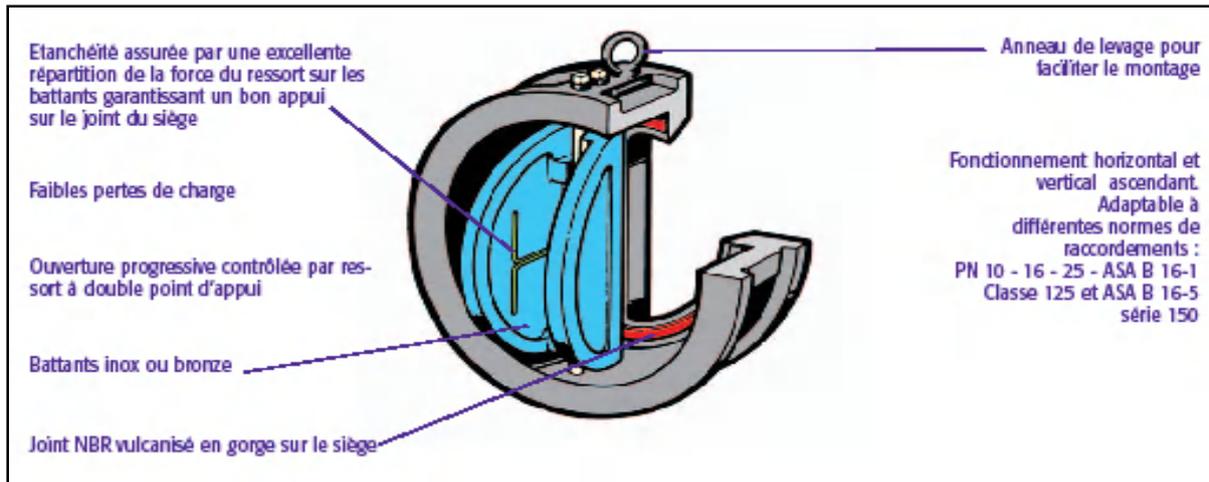


Figure .IX.9 : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

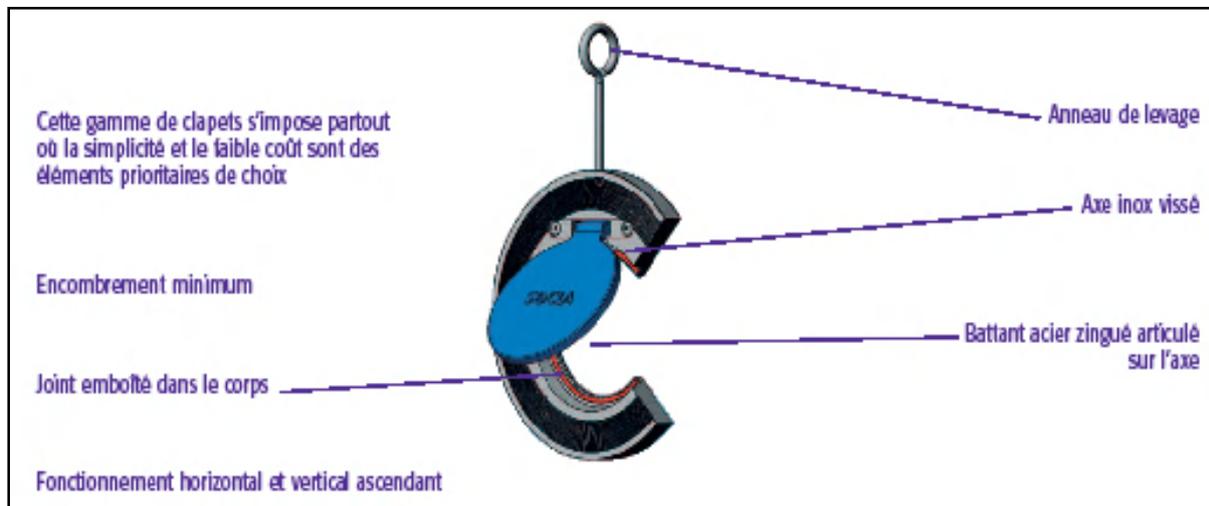


Figure .IX.10 : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour (clapet de refoulement) à la sortie de chaque pompe.

On installe aussi des clapets de retenue au niveau des pompes des forages

IV.3. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure. IX.11).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

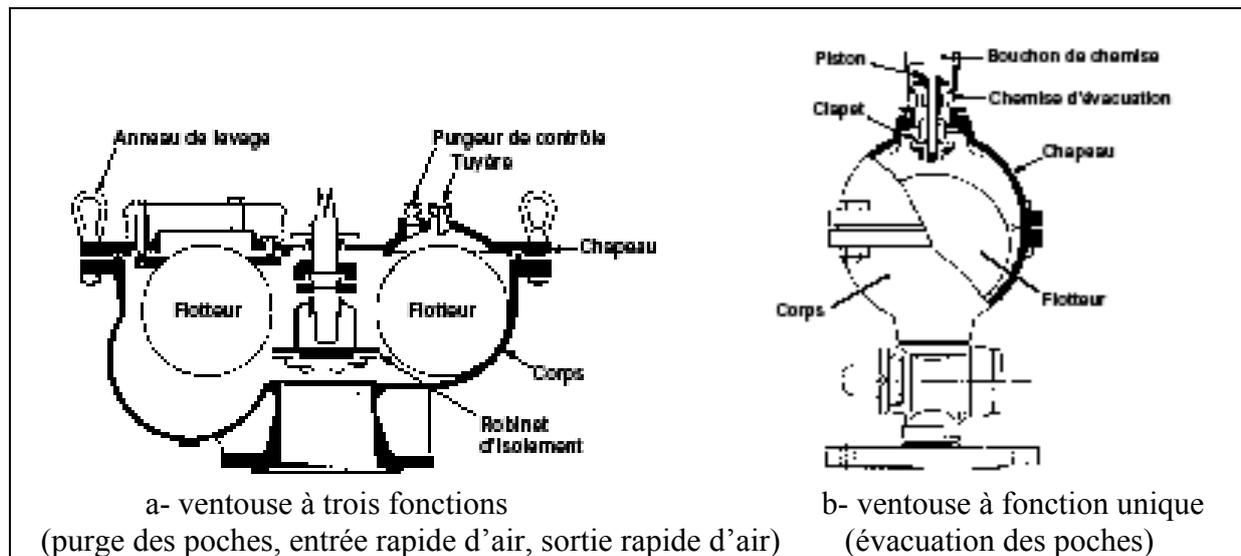


Figure. IX.11 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 600 à 800 mm, et les ventouses uniques pour l'adduction **champ de captage- Bâche d'accumulation**

IV.4. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

IV.5. Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) **Cheminée d'équilibre** : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

c) **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

d) **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier

Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti bélier grâce à leurs avantages (voir chapitre N°X).

IV.6. By-pass

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

IV.7. Poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de la station de pompage (SPP).

IV. 8. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs et au niveau des pompes des forages

IV.9. Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

V. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure. IX.12). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

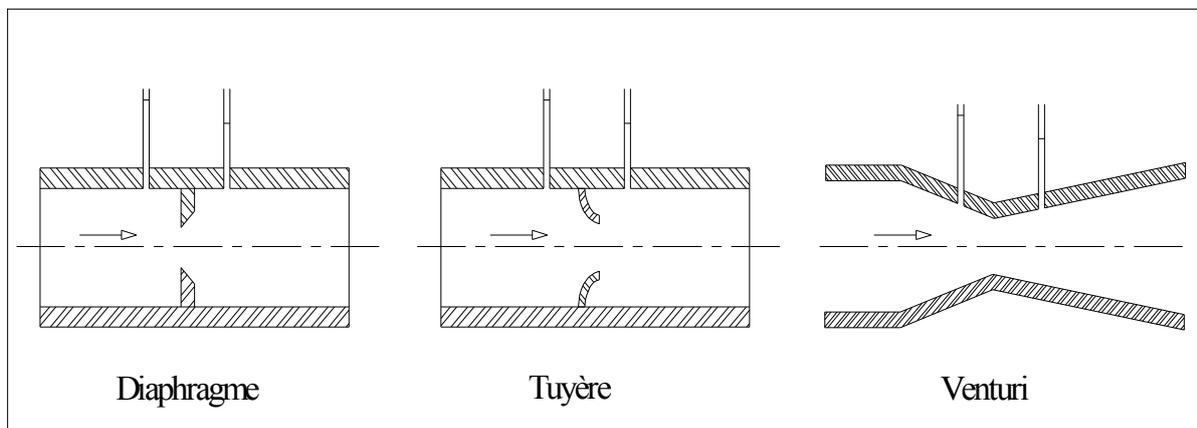


Figure .IX.12: différents types des Débitmètres

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- **manomètres à aiguilles**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité

d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ **manomètres à soufflet**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

Remarque :

Dans notre cas, les pompes de notre station de pompage sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe, on prévoit aussi des manomètres au niveau des têtes des forages

VI. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VI.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ (22°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

VI.2. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

Piping



Pipes PN1 Pipes PN6 - PN16

Fittings



Elbows Flanges Reducers Saddles Tees Joints



Mounting Fittings Rust-resistant Tractable Joint Mechanisms Elbows Reducers Flanges Joints



Tees Y 60° Manholes Type B REKA Joint Gaskets with Watertight Joints REKA Joint Gaskets with Retention Rings REKA Joint Gaskets with Retention Rings y Watertight Joints



REKA PIPES + JOINTS WITH WATERTIGHT REKA Pipes + Joints with Retention Rings REKA Pipes + Joints with Retention Rings and Watertight Y 45°

Figure. IX.13 : organes de raccordement des conduites en PRV

VI.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VI.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain sableur, nous optons pour une pose de canalisation classique (voir figure. IX.5), étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Introduction

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les 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.

I. Protection des conduites contre le coup de bélier

I.1. Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

II. Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

II.1. 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 engendrée par les manœuvres brusques.

➤ **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).

➤ **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 10mce, 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.

➤ **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.

III. Description des phénomènes physiques

➤ **État d'équilibre d'un système hydraulique**

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

➤ **Onde élastique et oscillation en masse**

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

➤ **Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions**

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une

modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération, La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

IV. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \text{ (m/s)}$$

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

e : épaisseur du tuyau en (m) ;

E : Module d'élasticité de la conduite pour le **PRV**, $E = 2.4 \cdot 10^{10}$ (voir annexe.n°2)

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

K : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2 \cdot 10^9$ à 20° c .

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a}$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Tableau. X.1 : Calcul de la célérité de l'onde des conduits gravitaires

| Tronçon | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Épaisseur (mm) | a (m/s) | T _r (s) |
|----------------|--------------|---------------|----------------|---------|--------------------|
| BAC-SPP | 17617 | 800 | 12.5 | 563.43 | 62.53 |
| RT1-RT2 | 8249 | 600 | 9.6 | 567.95 | 29.04 |

Conclusion :

Afin de protéger les conduites gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **29 s** et **62 s**.

IV.1. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- ❖ **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.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

- ❖ **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.

- ❖ **Soupape de décharge :** Ces 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.

- ❖ **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.

Remarque :

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

IV.2. 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.

✓ **Méthode de SALAH B**

La méthode de **SALAH .B** est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de **SALAH B** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

IV.3. Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH. B

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**SALAH. B**) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2.4 * 10^{10}$ pour le **PRV**.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0.28$ (conduit PRV en pression)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s=0.33$ (terrain sableux)

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m). $a = 0.25$

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

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

g : l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe.n}^\circ 5)$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

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

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application

✓ **Les données de base**

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

Tableau. X.2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

| Tronçon | Type de matériau | D (mm) | S (m ²) | V (m/s) | L (m) | Hg (m) |
|---------|------------------|--------|---------------------|---------|-------|--------|
| SPP-RT1 | PRV | 800 | 0.5 | 1.28 | 5259 | 29 |

✓ **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. X.3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement SPP- RT1

| Tronçon | K (Pa) (*10 ⁹) | P (Kg/m ³) | a (m) | ν_m | ν_s | E _s (Pa) (*10 ⁸) | E _m (Pa) (*10 ¹⁰) | e _m (m) | C (m/s) |
|---------|-------------------------------|---------------------------|-------|---------|---------|--|---|--------------------|---------------|
| SPP-RT1 | 2.07 | 1000 | 0.25 | 0.28 | 0.33 | 2 | 2.4 | 0.0125 | 761.24 |

✓ **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

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

Tableau .X.4: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement:

| N° de station | Z ₀ (m) | Z _{max} (m) | V ₀ (m/s) | g (m/s ²) | h ₀ | $\frac{h_0}{Z_0}$ | $\frac{U_0}{L * S}$ | $\frac{Z_{min}}{Z_0}$ | U ₀ | U _{max} (m ³) | Volume normalisé (Litre) |
|---------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|----------------|-------------------|---------------------|-----------------------|----------------|---------------------------------------|--------------------------|
| SPP | 39 | 138.33 | 1.28 | 9.81 | 0.083 | 0.002 | 0.0036 | 0.66 | 6.97 | 10.56 | 12000 |

V. Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (X-1) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau .X.5: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

| N° de station | Volume normalisé (Litre) | D (mm) | L (mm) | H (mm) | B (mm) | E (mm) | F (mm) | K (mm) | C (mm) |
|---------------|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| SPP | 12000 | 1900 | 4800 | 2470 | 3000 | 150 | 1300 | 268 | 400 |

VI. Encombrement du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (X-1)

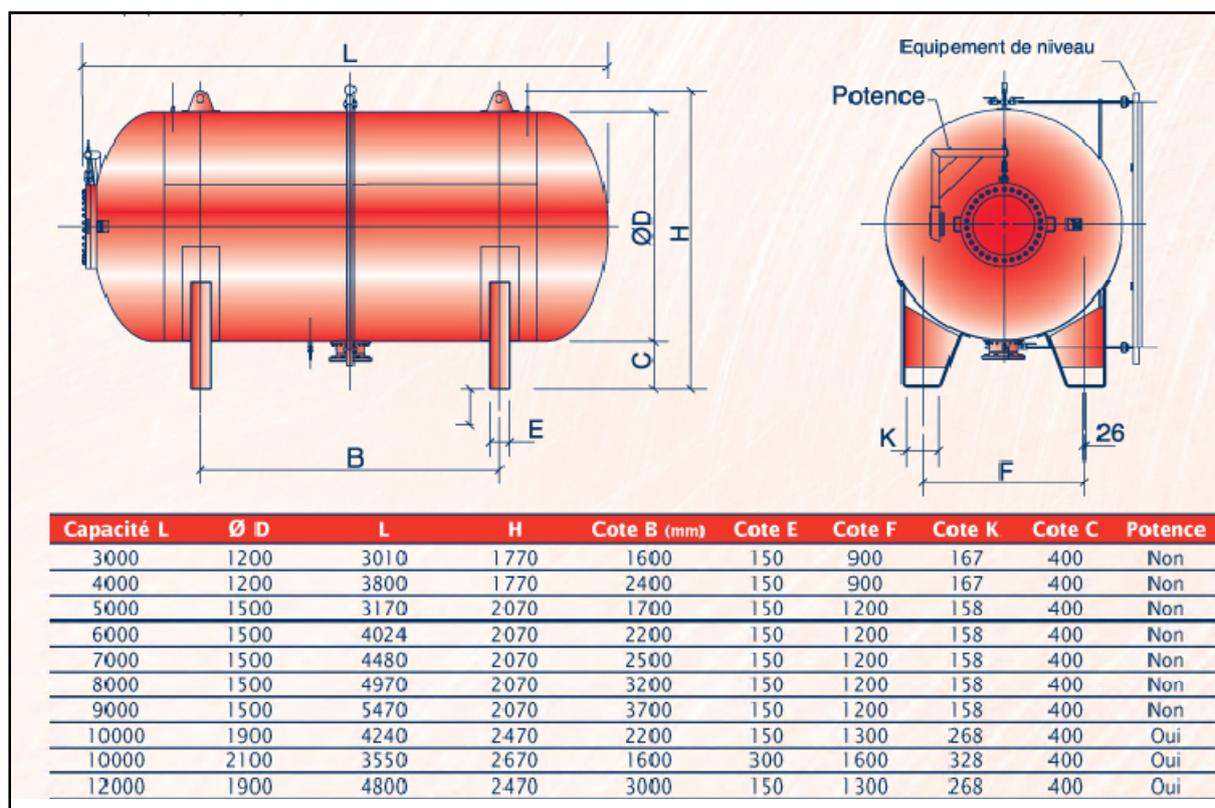


Figure .X.1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI.1. Installation du réservoir d'air

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

Conclusion

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

- Volume total : $U_T = 12000$ L ;
- Diamètre intérieur : $\text{Ø } D = 1900$ mm ;
- Longueur : $L = 4800$ mm ;
- Hauteur : $H = 2470$ mm.

Pour protéger les conduites gravitaires on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **29 s** et **62 s**.

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

I. Différents travaux à entreprendre

I.1. Travaux concernant la station de pompage

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

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche superficielle (nivellement), L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

b) Exécution des fouilles

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

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

c) Coulage du béton de propreté

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

d) Remblayage

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

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Le demi -poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

f) Maçonnerie

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

I.2. Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

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

➤ **Calcul du coefficient du talus (m)**

Le coefficient des talus dépend de la nature du sol et de la profondeur de la tranchée.

Tableau .XI.1 : Coefficients du talus en fonction de la profondeur de la tranchée et la nature du sol:

| Sol | Profondeur de la tranchée | |
|-------|---------------------------|------------|
| | Jusqu'à 1,5m | Jusqu'à 3m |
| Sable | m=0,5 | m=1.0 |

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins **12%** de particules de diamètres inférieures à 0,1mm, c'est-à-dire bien gradué.

d) Pose des conduites

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

e) Remblayage des tranchées

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

f) Nivellement et compactage

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

I.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire sept (7) réservoirs dont six (6) sont jumelés deux à deux. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer le volume des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

II. Calcul des volumes des travaux

II.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $22 \times 5 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h=1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de coté $L=1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de coté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6,7 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 22 m et une largeur de 5 m , sachant que l'espacement en longueur est de 4.2 m entre les deux premiers poteaux et de 4 m entre les poteaux restants et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est 4.4 m . Le nombre de poteaux total est de 12.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage

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

$$[(22+2 \times 0,50) * (5+2 \times 0,50)] \times 0,10 = 13.8 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **14 m^3**

b) Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 1.5 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $23 \times 6 \times 1.5$ soit : **207 m^3** .

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de 4.5 m^3 .

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **54 m^3** .

Le volume total des déblais est tel que : $14 + 207 + 54$ soit environ: **275 m^3**

c) Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume total du béton de propreté est de $2,7 \text{ m}^3$.

d) Calcul du volume de béton armé

Les éléments de la station de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau .XI.2: Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage

| Eléments | longueur L (m) | largeur l (m) | hauteur h (m) | N | V =L*l*h (m ³) |
|----------------------|-------------------|------------------|------------------|----|-------------------------------|
| semelles | 1,5 | 1,5 | 0,4 | 12 | 10,80 |
| avants poteaux | 0,3 | 0,3 | 0,7 | 12 | 0,76 |
| poteaux | 0,3 | 0,3 | 7 | 12 | 7,56 |
| ceintures inf. long. | 22 | 0,3 | 0,3 | 2 | 3,96 |
| ceintures inf. larg. | 5 | 0,3 | 0,3 | 6 | 2,7 |
| ceintures sup. long. | 22 | 0,3 | 0,3 | 2 | 3,96 |
| ceintures sup. larg. | 5 | 0,3 | 0,45 | 6 | 4,05 |
| voiles | 5 | 0,2 | 3 | 2 | 6 |
| ceinture du balcon | 5 | 0,3 | 0,5 | 2 | 1,5 |
| dalle supérieure | 22 | 5 | 0,07 | 1 | 7,7 |
| chape inférieure | 22 | 5 | 0,07 | 1 | 7,7 |
| acrotère sur dalle | 57,8 | 0,1 | 0,85 | 1 | 4,91 |
| TOTAL | | | | | :61.6 |

Conclusion : Le volume total du béton armé sera donc de 61.6 m^3 , soit : **62m^3**

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5*1,5*1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de $2,09 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **$25,1 \text{ m}^3$** .

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de $23*6*2*1.5$ soit : **414 m^3**

Conclusion : Le volume total du remblai compacté est de 439.1m^3 , on majorera ce chiffre à **440m^3**

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour notre station de pompage les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30*20 \text{ cm*cm}$.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $(22+5)*7*2 - (5*3*2)$ soit : **348 m^2**

- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,30*0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 5800 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **5900 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **11800 briques**.

Conclusion

La quantité totale de la brique de la station de pompage est de : **11800 brique**

Tableau. XI.3 : Volumes de travaux de la station de pompage

| N° | Désignation | Unité | Quantité |
|----|--|--------------|----------|
| 1 | Décapage | m^3 | 14 |
| 2 | Excavation | m^3 | 275 |
| 3 | Remblais compacté | m^3 | 440 |
| 4 | Béton de propreté | m^3 | 2,70 |
| 5 | Béton armé semelle | m^3 | 10,8 |
| 6 | Béton armé demi poteaux | m^3 | 0,76 |
| 7 | Béton armé des ceintures | m^3 | 14.67 |
| 8 | Béton armé des voiles | m^3 | 6 |
| 9 | Béton armé des balcons | m^3 | 4,90 |
| 10 | Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère) | m^3 | 12.61 |
| 11 | Béton armé poteaux | m^3 | 7,56 |
| 12 | Béton armé dalle | m^3 | 15.4 |
| 13 | Maçonnerie (briquetage) | u | 11800 |

II.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

a) Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure .XI.1).

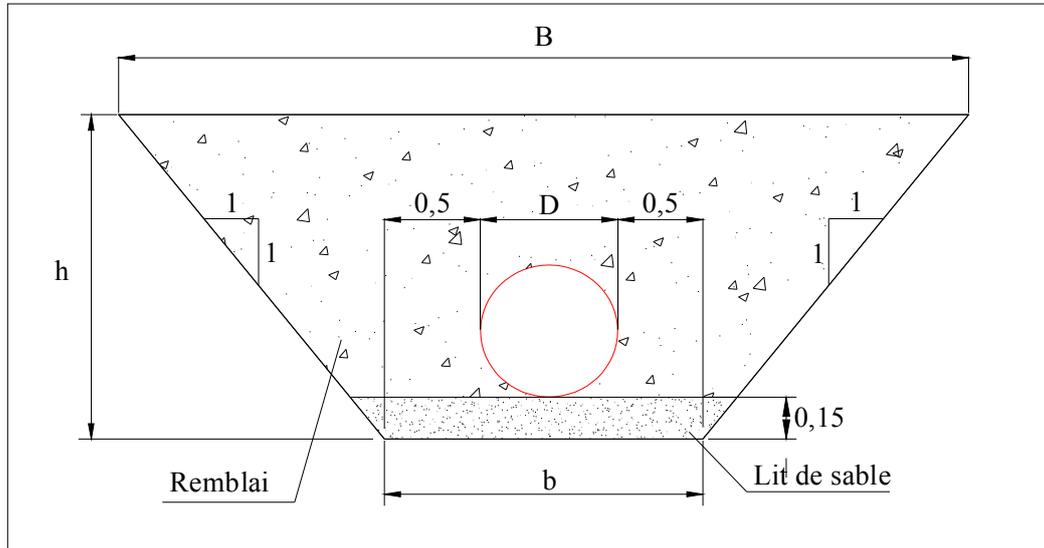


Figure .XI.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :
$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \quad (XI.1)$$

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

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (XI.2)$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

Les résultats de calcul de volume de déblai de l'adduction sont mentionnés dans le tableau.

XI.4

Tableau .XI.4: Calcul du volume des déblais de l'adduction

| D (m) | b (m) | B (m) | h (m) | S_{exc} (m²) | L (m) | V_{exc} (m³) |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--|----------------|--|
| 0,200 | 1,2 | 2.4 | 1.2 | 2.16 | 2238.61 | 4835.4 |
| 0,250 | 1,25 | 2,55 | 1,3 | 2.47 | 1709.3 | 4221.2 |
| 0,300 | 1,3 | 2.65 | 1,35 | 2.66 | 1005 | 2673.3 |
| 0,400 | 1,40 | 2.8 | 1,4 | 2.94 | 1033.5 | 3038.5 |
| 0,450 | 1.45 | 2.95 | 1.5 | 3.3 | 68 | 224.4 |
| 0.500 | 1.5 | 4.7 | 1.6 | 4.96 | 880.9 | 4369.3 |
| 0.550 | 1.55 | 4.85 | 1.65 | 5.28 | 1542.7 | 8145.5 |
| 0,600 | 1.6 | 5 | 1.7 | 5.61 | 8249 | 46276.9 |
| 0,800 | 1.8 | 5.4 | 1.8 | 6.48 | 22876 | 148236.5 |
| Total | -- | -- | -- | -- | 40636.5 | 222021.1 |

Donc le volume total des déblais est de : **222021.1 m³**

b) Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure XI.1)

$$V_s = b * e * L \quad (XI.3)$$

V_s : volume du lit de sable (m³), E : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau. XI.5

Tableau .XI.5 : Calcul du volume du lit de sable

| D (m) | b (m) | e(m) | L (m) | V_s(m³) |
|--------------|--------------|-------------|----------------|-------------------------------------|
| 0,200 | 1,2 | 0.15 | 2238.61 | 403 |
| 0,250 | 1,25 | 0.15 | 1709.3 | 320.5 |
| 0,300 | 1,3 | 0.15 | 1005 | 196 |
| 0,400 | 1,40 | 0.15 | 1033.5 | 217 |
| 0,450 | 1.45 | 0.15 | 68 | 14.8 |
| 0.500 | 1.5 | 0.15 | 880.9 | 198.2 |
| 0.550 | 1.55 | 0.15 | 1542.7 | 358.7 |
| 0,600 | 1.6 | 0.15 | 8249 | 1979.8 |
| 0,800 | 1.8 | 0.15 | 22876 | 6176.6 |
| Total | -- | -- | 40636.5 | 9864.6 |

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 9865\text{m}^3$

c) Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi.D^2}{4} \quad (\text{XI.4})$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{XI.5})$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le Tableau. XI.6

Tableau .XI.6 : Calcul du volume des conduites

| D (m) | S_c (m) | L (m) | V_c (m^3) |
|--------------|-----------------------------|----------------|---|
| 0,200 | 0.0314 | 2238.61 | 70.3 |
| 0,250 | 0.049 | 1709.3 | 83.9 |
| 0,300 | 0.07 | 1005 | 71.0 |
| 0,400 | 0.125 | 1033.5 | 129.8 |
| 0,450 | 0.158 | 68 | 10.8 |
| 0.500 | 0.196 | 880.9 | 172.9 |
| 0.550 | 0.237 | 1542.7 | 366.3 |
| 0,600 | 0.283 | 8249 | 2331.2 |
| 0,800 | 0.5 | 22876 | 11492.9 |
| Total | -- | 40636.5 | 14729.10 |

On prend le volume de la conduite : $V_c = 14730\text{m}^3$

d) Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{XI.6})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 222021.1 - 9865 - 14730 \Rightarrow V_r = 197426.1 \text{ m}^3$$

Tableau .XI.7 : Volumes des travaux de transfert

| N° | Désignation | Unité | Quantité |
|----|--------------|----------------|----------|
| 1 | Déblais | m ³ | 222021.1 |
| 2 | Lit de sable | m ³ | 9865 |
| 3 | La conduite | m | 40636.5 |
| 4 | Remblais | m ³ | 197426.1 |

III. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de sept (7), dont deux de capacité 2000 m³, trois de capacité 3500 m³, et deux de capacité 5000 m³

- ✓ La profondeur d'excavation est de 0.5 m ;
- ✓ Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- ✓ L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- ✓ L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- ✓ L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- ✓ L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- ✓ La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5*0,4 m² ;
- ✓ L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- ✓ L'acrotère a 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- ✓ Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2*0,3 m².

Dans le cas des réservoirs jumelés, de la station de reprise SPP, les chambres de manœuvre auront chacune, deux, de ses quatre murs, communs avec les réservoirs jumelés. Tandis que les chambres de manœuvres des réservoirs simples n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- ✓ La longueur est de 13 m ;
- ✓ La largeur est de 9,5 m ;

- ✓ La hauteur est de 6 m ;
- ✓ Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m ;
- ✓ Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 4 m ;
- ✓ La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 6 poteaux est 3 ceintures ;
- ✓ Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

III.1. Réservoirs jumelés 2*2000 m³

Chacun, des deux réservoirs jumelés de **BAC**, a un diamètre intérieur de 21 m et une hauteur de 6 m, La chambre de manœuvre est commune aux deux réservoirs. Elle a 13 m de longueur, 9,5 m de largeur et 6 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * N \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (XI.7)$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2 = 23.5$ m.

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 21.5$ m ;

N : nombre de réservoir, $N = 2$;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 0.5$ m.

$$A.N : V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 23,5^2}{4} * 2 \right) + (13 * 9,5) \right] * 0.5 \Rightarrow V_d = 495.3 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **496m³**.

b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} * N \quad (XI.8)$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 23.5^2}{4} * 0,3 * 2 \Rightarrow V_{tv} = \mathbf{260.1 \text{ m}^3}.$$

On prend un volume du tout venant de **261 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} * N \quad (\text{XI.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2 = 22.7$ m

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 22.7^2}{4} * 0,15 * 2 \Rightarrow V_{bp} = \mathbf{121.35 \text{ m}^3}.$$

On prend un volume du béton de propreté de **122 m³**

d) Calcul du volume de béton armé

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

- ✓ Radiers des réservoirs;
- ✓ Voiles des réservoirs ;
- ✓ Voiles de la chambre de manœuvre
- ✓ Ceintures supérieures des réservoirs;
- ✓ Coupoles des réservoirs;
- ✓ Poteaux de la chambre de manœuvre;
- ✓ Ceintures de la chambre de manœuvre;
- ✓ Chape de la chambre de manœuvre;
- ✓ Dalle de la chambre de manœuvre;
- ✓ Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- ✓ Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H * N \quad (\text{XI.10})$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

N : nombre d'élément dans les réservoirs jumelés.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau. XI.8

Tableau .XI.8 : Calcul du volume du béton armé du réservoir

| Eléments | D_{ext} (m) | D_{int} (m) | H (m) | N | V_{ba} (m ³) |
|------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------|---|--------------------------------------|
| Radiers | 21.5 | - | 0,45 | 2 | 326.6 |
| Voiles | 21.75 | 21.5 | 6 | 2 | 101.85 |
| Ceintures supérieures | 22 | 21.6 | 0,5 | 2 | 13.7 |
| Acrotères | 22 | 21.91 | 0,3 | 2 | 1.65 |
| TOTAL : 443.8 | | | | | |

➤ **Coupoles**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{XI.11})$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 21 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Est de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \quad (\text{XI.12})$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m²) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (21/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 37.5 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 37.5 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 35.3 \text{ m}^3}$$

Le nombre de réservoirs étant deux, donc le volume total des coupoles est tel que $35.3 * 2$ soit **70.65 m³**.

Le volume total du béton armé des réservoirs est tel que $70.7 + 443.8$ soit 514.5 m^3 , que l'on majore à **515m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau .XI.9

Tableau .XI.9 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

| Eléments | longueur L (m) | largeur l (m) | hauteur h (m) | Nombre | V =L*l*h (m ³) |
|-----------------------------|-------------------|------------------|------------------|--------|----------------------------|
| Chape inférieure | 13 | 9,5 | 0,07 | 1 | 8,65 |
| Voiles | 13 | 0,2 | 2 | 2 | 10,4 |
| Poteaux | 0,3 | 0,3 | 6 | 6 | 36,09 |
| Ceintures inf. long. | 13 | 0,3 | 0,3 | 2 | 2,34 |
| Ceintures inf. larg. | 7 | 0,3 | 0,3 | 3 | 1,89 |
| Ceintures sup. Long. | 13 | 0,3 | 0,3 | 2 | 2,34 |
| Ceintures sup. Larg. | 7 | 0,3 | 0,45 | 3 | 2,84 |
| Dalle supérieure | 13 | 7 | 0,07 | 1 | 6,37 |
| | | | | | TOTAL : 70,92 |

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de $70,92 \text{ m}^3$, que l'on majore à **71m³**

Conclusion

Le volume total du béton armé des réservoirs jumelés et de la chambre de manœuvre sera de 586 m^3 .

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h * N \quad (XI.13)$$

V_r : volume du remblai compacté (m³) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=21,5 \text{ m}$;

h : profondeur d'excavation (m), h = 0.5 m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (23,5^2 - 21,5^2)}{4} * 0,5 * 2 \Rightarrow V_r = 70,65 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **71 m³** ;

e) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 75 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 75*5,6 soit : **420 m²**.

Le nombre de réservoirs étant deux, la surface totale de la maçonnerie des chicanes est telle que 420*2 soit **840 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 13*4*2 soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que 840+104 soit **944 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 15733 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **15800 briques**.

Tableau .XI.10 : Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*2000 m³

| N° | Désignation | Unité | Quantité |
|----|---|----------------|----------|
| 1 | Déblais | m ³ | 496 |
| 2 | Remblais compacté | m ³ | 71 |
| 3 | Tout venant | m ³ | 261 |
| 4 | Béton de propreté | m ³ | 122 |
| 5 | Béton armé du radier des réservoirs | m ³ | 326,6 |
| 6 | Béton armé des voiles des réservoirs | m ³ | 101,85 |
| 7 | Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs | m ³ | 13,7 |
| 8 | Béton armé de la coupole | m ³ | 70,7 |
| 9 | Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre | m ³ | 6,37 |
| 10 | Béton armé des poteaux | m ³ | 36,09 |
| 11 | Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre | m ³ | 9,41 |
| 12 | Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre | m ³ | 10,4 |
| 13 | Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre | m ³ | 8,65 |
| 14 | Béton légèrement armé de l'acrotère | m ³ | 3,73 |
| 15 | Maçonnerie (briquetage) | u | 15800 |

III.2. Réservoir jumelé 2*3500 m³ de RT1

Chacun, des deux réservoirs jumelés de RT1, a un diamètre intérieur de 28 m et une hauteur de 6 m.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre. Il est estimé par la formule (XI.7).

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 30^2}{4} * 2 \right) + (13 * 9,5) \right] * 0,5 \Rightarrow V_d = 768,25 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **769 m³**.

b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule (XI.8).

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 30^2}{4} * 0,3 * 2 \Rightarrow V_{tv} = 423,9 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **424 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule (XI.9).

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 29,2^2}{4} * 0,15 * 2 \Rightarrow V_{TV} = 200,79 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **201 m³**

d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul des formes circulaires des réservoirs obtenus moyennant la formule (XI.10) sont récapitulés dans le tableau .XI.11.

Tableau .XI.11: Calcul du volume du béton armé du réservoir

| Eléments | D _{ext} (m) | D _{int} (m) | H (m) | N | V _{ba} (m ³) |
|------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------|---|--------------------------------------|
| Radiers | 28.25 | - | 0,45 | 2 | 563.9 |
| Voiles | 28,25 | 28 | 6 | 2 | 132.5 |
| Ceintures supérieures | 28.4 | 28 | 0,5 | 2 | 17.7 |
| Acrotères | 28,4 | 28.32 | 0,3 | 2 | 2.15 |
| TOTAL : 716.5 | | | | | |

➤ **Coupoles**

Le rayon de coupole est calculé moyennant la formule (XI.11).

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (28/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 66.08 \text{ m}}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule (XI.12).

$$V_c = 2 * 3,14 * 66.08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 62.25 \text{ m}^3}$$

Le nombre de réservoirs étant deux, donc le volume total des coupoles est tel que 62.25 * 2 soit **124.5 m³**.

Le volume total du béton armé des réservoirs est tel que 716.5+ 124.5 soit **841 m³**,

Le volume du béton armé de la chambre de manœuvre des réservoirs jumelés de **RT1** est égal à celui de la chambre de manœuvre des réservoirs jumelés de **BAC** et est de **71 m³**.

Conclusion

Le volume total du béton armé des réservoirs jumelés de **RT1** et de leur chambre de manœuvre sera de **912 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation, il est calculé moyennant la formule (XI.13).

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (30^2 - 28,5^2)}{4} * 0,5 * 2 \Rightarrow \mathbf{V_r = 68.88 \text{ m}^3}$$

On prend un volume du remblai de **69 m³**.

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 69 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : $69 \times 5,6$ soit : **386,4 m²**.

Le nombre de réservoirs étant deux, la surface totale de la maçonnerie des chicanes est telle que $386,4 \times 2$ soit **772,8 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que $13 \times 4 \times 2$ soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que $772,8 + 104$ soit, après arrondissement, **877 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 14617 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **14700 briques**.

Tableau. XI.12: Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*3500 m³ de RT1

| N° | Désignation | Unité | Quantité |
|----|---|----------------|----------|
| 1 | Déblais | m ³ | 769 |
| 2 | Remblais compacté | m ³ | 69 |
| 3 | Tout venant | m ³ | 424 |
| 4 | Béton de propreté | m ³ | 201 |
| 5 | Béton armé du radier des réservoirs | m ³ | 563.9 |
| 6 | Béton armé des voiles des réservoirs | m ³ | 132.5 |
| 7 | Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs | m ³ | 17.7 |
| 8 | Béton armé de la coupole | m ³ | 124.5 |
| 9 | Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre | m ³ | 6,37 |
| 10 | Béton armé des poteaux de la chambre de manœuvre | m ³ | 36,09 |
| 11 | Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre | m ³ | 9,41 |
| 12 | Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre | m ³ | 10,4 |
| 13 | Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre | m ³ | 8,65 |
| 14 | Béton légèrement armé de l'acrotère | m ³ | 3,42 |
| 15 | Maçonnerie (briquetage) | u | 14700 |

III.3. Réservoir jumelé 2*5000 m³ de la station de reprise SPP

Chacun, des deux réservoirs jumelés de RT1, a un diamètre intérieur de 31 m et une hauteur de 7 m.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre. Il est estimé par la formule (XI.7).

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 33^2}{4} * 2 \right) + (13 * 9,5) \right] * 0,5 \Rightarrow V_d = 916,6 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **917 m³**.

b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule (XI.8).

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 33^2}{4} * 0,3 * 2 \Rightarrow V_{tv} = 512,9 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **513 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule (XI.9).

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 32,7^2}{4} * 0,15 * 2 \Rightarrow V_{TV} = 251,8 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **252 m³**

d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul des formes circulaires des réservoirs obtenus moyennant la formule (XI.10) sont récapitulés dans le tableau .XI.13.

Tableau .XI.13: Calcul du volume du béton armé du réservoir

| Eléments | D _{ext} (m) | D _{int} (m) | H (m) | N | V _{ba} (m ³) |
|------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------|---|--------------------------------------|
| Radiers | 31,25 | - | 0,45 | 2 | 689,9 |
| Voiles | 31,25 | 31 | 7 | 2 | 171 |
| Ceintures supérieures | 31,4 | 31 | 0,5 | 2 | 19,6 |
| Acrotères | 31,4 | 31,32 | 0,3 | 2 | 2,36 |
| TOTAL : | | | | | 882,9 |

➤ Coupoles

Le rayon de coupole est calculé moyennant la formule (XI.11).

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (31/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 80.83 \text{ m}}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule (XI.12).

$$V_c = 2 * 3,14 * 80.83 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 76.15 \text{ m}^3}$$

Le nombre de réservoirs étant deux, donc le volume total des coupoles est tel que $76.15 * 2$ soit **152.3 m³**.

Le volume total du béton armé des réservoirs est tel que $882.9 + 152.3$ soit **1035.2m³**,

Le volume du béton armé de la chambre de manœuvre des réservoirs jumelés de **la station SPP** est égal à celui de la chambre de manœuvre des réservoirs jumelés de **BAC** et est de **71 m³**.

Conclusion

Le volume total du béton armé des réservoirs jumelés de **la station de reprise SPP** et de leur chambre de manœuvre sera de **1106.2 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation, il est calculé moyennant la formule (XI.13).

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (33.5^2 - 31,5^2)}{4} * 0.5 * 2 \Rightarrow \mathbf{V_r = 102 \text{ m}^3}$$

On prend un volume du remblai de **102 m³**.

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 69 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : $69 * 5,6$ soit : **386,4 m²**.

Le nombre de réservoirs étant deux, la surface totale de la maçonnerie des chicanes est telle que $386,4 * 2$ soit **772,8 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que $13 * 4 * 2$ soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que $772,8 + 104$ soit, après arrondissement, **877 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,30 * 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 14617 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **14700 briques**.

Tableau. XI.14: Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*5000 m³ de RT1

| N° | Désignation | Unité | Quantité |
|----|---|----------------|----------|
| 1 | Déblais | m ³ | 917 |
| 2 | Remblais compacté | m ³ | 102 |
| 3 | Tout venant | m ³ | 513 |
| 4 | Béton de propreté | m ³ | 252 |
| 5 | Béton armé du radier des réservoirs | m ³ | 689.9 |
| 6 | Béton armé des voiles des réservoirs | m ³ | 171 |
| 7 | Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs | m ³ | 19.6 |
| 8 | Béton armé de la coupole | m ³ | 152.3 |
| 9 | Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre | m ³ | 6,37 |
| 10 | Béton armé des poteaux de la chambre de manœuvre | m ³ | 36,09 |
| 11 | Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre | m ³ | 9,41 |
| 12 | Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre | m ³ | 10,4 |
| 13 | Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre | m ³ | 8,65 |
| 14 | Béton légèrement armé de l'acrotère | m ³ | 2.36 |
| 15 | Maçonnerie (briquetage) | u | 14700 |

III.4. Réservoir simple de capacité 3500 m³ de RT2

Le réservoir RT2 ayant un diamètre intérieur de 28 m et une hauteur de 6 m. Leur chambre de manœuvre a une forme carrée de 7 m de coté et une hauteur de 6 m.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de sa chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * h_{exc} \quad (XI.14)$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 28,4$ m ;

L_{exc} : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

l_{exc} : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 0.5$ m.

$$A.N : V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 30,4^2}{4} \right) + (9 * 7) \right] * 0.5 \Rightarrow V_d = 394.3 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **395m³**.

b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left[\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * e_{tv} \quad (XI.15)$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \left[\frac{3,14 * 30,4^2}{4} + (9 * 7) \right] * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = \mathbf{236.5 \text{ m}^3}.$$

On prend un volume du tout venant de **237m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left[\frac{\pi * D_{bp}^2}{4} + (L_{bp} * l_{bp}) \right] * e_{bp} \quad (XI.16)$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

L_{bp} : longueur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre, $L_{bp} = 7,6$ m ;

l_{bp} : largeur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre, $l_{bp} = 8,2$ m ;

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \left[\frac{3,14 * 29,6^2}{4} + (7,6 * 8,2) \right] * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = \mathbf{112.5 \text{ m}^3}.$$

On prend un volume du béton de propreté de **113 m³**

d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul du béton armé de réservoir circulaire RT2 sont récapitulés dans le tableau. XI.15

Tableau .XI.15: Calcul du volume du béton armé du réservoir

| Eléments | D _{ext} (m) | D _{int} (m) | H (m) | V _{ba} (m ³) |
|------------------------------|----------------------|----------------------|-------|-----------------------------------|
| Radiers | 28,4 | - | 0,45 | 284.9 |
| Voiles | 28.25 | 28 | 6 | 66.3 |
| Ceintures supérieures | 28.4 | 28 | 0,5 | 8.9 |
| Acrotères | 28.4 | 28.32 | 0,3 | 1,1 |
| | | | | TOTAL : 361.2 |

➤ **Coupoles**

Le rayon de coupole est calculé moyennant la formule (XI.11).

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (28/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 66.08 \text{ m}}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule (XI. 12).

$$V_c = 2 * 3,14 * 66.08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 62.25 \text{ m}^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 361.2 + 62.25 soit **423.5 m³**.

Tableau .XI.16: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre

| Eléments | longueur (m) | largeur (m) | hauteur h (m) | Nombre | V =L*I*h (m ³) |
|-----------------------------|--------------|-------------|---------------|--------|----------------------------|
| Chape inférieure | 7 | 7 | 0,07 | 1 | 3,43 |
| Voiles | 7 | 0,2 | 2 | 3 | 8,4 |
| Poteaux | 0,3 | 0,3 | 6 | 6 | 3,24 |
| Ceintures inf. long. | 7 | 0,3 | 0,3 | 2 | 1,26 |
| Ceintures inf. larg. | 7 | 0,3 | 0,3 | 3 | 1,89 |
| Ceintures sup.long. | 7 | 0,3 | 0,3 | 2 | 1,26 |
| Ceintures sup.larg. | 7 | 0,3 | 0,45 | 3 | 2,84 |
| Dalle supérieure | 7 | 7 | 0,07 | 1 | 3,43 |
| | | | | | TOTAL : 25,75 |

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de $25,75 \text{ m}^3$, que l'on majore à 26 m^3 .

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir **RT2** et de sa chambre de manœuvre sera de 450 m^3 .

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \left[\frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) - (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{XI.17})$$

$$\text{A.N : } V_r = \left[\frac{3,14 * (30,4^2 - 28,4^2)}{4} + (9 * 7) - (7 * 7) \right] * 0,5 \Rightarrow V_r = 53,2 \text{ m}^3$$

On prend un volume du remblai de 54 m^3 .

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Les chicanes à l'intérieur du réservoir, ont une longueur totale d'environ 69 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : $69 * 5,6$ soit : $386,4 \text{ m}^2$.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que $7 * 4 * 3$ soit : 84 m^2

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que $386,4 + 84$ soit $470,4 \text{ m}^2$.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06 \text{ m}^2$ ($0,30 * 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 7840 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **7900 briques**.

On résume le calcul de volume des travaux du réservoir **RT2** dans le tableau .XI.17

Tableau .XI.17: Volumes de travaux du réservoir RT2

| N° | Désignation | Unité | Quantité |
|----|---|----------------|----------|
| 1 | Déblais | m ³ | 395 |
| 2 | Remblais compacté | m ³ | 54 |
| 3 | Tout venant | m ³ | 237 |
| 4 | Béton de propreté | m ³ | 113 |
| 5 | Béton armé du radier des réservoirs | m ³ | 284.9 |
| 6 | Béton armé des voiles des réservoirs | m ³ | 66.3 |
| 7 | Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs | m ³ | 8.9 |
| 8 | Béton armé de la coupole | m ³ | 62.25 |
| 9 | Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre | m ³ | 3,43 |
| 10 | Béton armé des poteaux | m ³ | 3,24 |
| 11 | Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre | m ³ | 7,25 |
| 12 | Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre | m ³ | 8,40 |
| 13 | Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre | m ³ | 3,43 |
| 14 | Béton légèrement armé de l'acrotère | m ³ | 1,71 |
| 15 | Maçonnerie (briquetage) | u | 7900 |

IV. Calcul des coûts des travaux**IV.1. Station de pompage****Tableau .XI.18: Coût des travaux de la station de pompage**

| N° | Description des travaux | Unité | Quantité | Prix unitaire | Montant |
|----|-------------------------|----------------|----------|----------------|---------------------|
| | | | | DA | DA |
| 1 | Déblais | m ³ | 289 | 300,00 | 86700,00 |
| 2 | Gros béton | m ³ | 3 | 5 000,00 | 15 000,00 |
| 3 | Béton armé | m ³ | 62 | 20 000,00 | 1 240 000,00 |
| 4 | Béton légèrement armé | m ³ | 12.7 | 12 000,00 | 152400,00 |
| 5 | Remblais compacté | m ³ | 440 | 400,00 | 176000,00 |
| 6 | Maçonnerie | u | 11800 | 40,00 | 472 000,00 |
| | | | | Montant | 2 142 100,00 |

Le coût des travaux de la station de pompage est de : **2.14 Million DA**

Tableau .XI.19: Coût des pompes de la station de pompage et les pompes des forages

| Equipements | Nombre | Prix unitaire (DA) | Montant.10 ⁶ (DA) |
|--------------------|--------|--------------------|------------------------------|
| Pompes de SPP | 8 | 966.292.47 | 7.73 |
| Pompes des forages | 15 | 250000 | 3.75 |
| Accessoires | 40 | 40000 | 1.6 |
| Total | ----- | ----- | 13.08 |

Le coût global de la station de pompage sera : **15.22 Million DA**

IV.2. Adduction

Les résultats de calcul de Coût des travaux de l'adduction sont mentionnés dans le tableau.

XI.20

Tableau .XI.20: Coût des travaux de l'adduction

| N° | Désignation | Unité | Quantité | Prix unitaire(DA) | Montant 10 ⁶ .DA |
|----|-------------------|----------------|----------|-------------------|--------------------------------|
| 1 | Déblais | m ³ | 222021.1 | 300,00 | 66.6 |
| 2 | Lit de sable | m ³ | 9865 | 800,00 | 7.98 |
| 3 | La conduite | m | 40636.5 | ----- | 157.28 |
| 4 | Remblais compacté | m ³ | 197426.1 | 400,00 | 78.97 |
| | | | | Montant | 310.75 |

Le coût des travaux de l'adduction est de : **310.75 Million DA**

IV.3. Coût des réservoirs

Notre système d'adduction comporte 7 réservoirs, les résultats de calcul de Coût des travaux des réservoirs sont mentionnés dans le tableau. XI.21

Tableau .XI.21: Coût des travaux de l'ensemble des réservoirs (7 réservoirs)

| N° | Description des travaux | Unité | Quantité | Prix unitaire DA | Montant 10 ⁶ .DA |
|----|-------------------------|----------------|----------|---------------------|--------------------------------|
| 1 | Déblais | m ³ | 2577 | 300,00 | 0.77 |
| 2 | Tout venant | m ³ | 1435 | 600,00 | 0.86 |
| 3 | Gros béton | m ³ | 688 | 5000,00 | 3.44 |
| 4 | Béton armé | m ³ | 3015.76 | 20000,00 | 60.3 |
| 5 | Béton légèrement armé | m ³ | 40.6 | 12000,00 | 0.48 |
| 6 | Remblais compacté | m ³ | 296 | 400,00 | 0.11 |
| 7 | Maçonnerie | u | 53100 | 40,00 | 2.12 |
| | | | | Montant | 68.11 |

Le coût des travaux de l'ensemble des réservoirs est de : **68.11 Million DA**

IV.4. Coût global du projet

Tableau .XI.22: Bilan des coûts

| | |
|-------------------------------|----------------------------------|
| Coût de station de pompage. | 15.22 *10⁶ DA |
| Coût de l'adduction. | 310.75 *10⁶ DA |
| Coût des réservoirs | 68.11 *10⁶ DA |
| Coût de l'ensemble du projet. | 394.09 *10⁶ DA |

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **394.09 Million DA**

V. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

V.1. Définitions des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation des travaux de l'adduction et les réservoirs se fait par Cinq (5) entreprises de réalisation de comme suite :

- ✓ Entreprise réalise la station de reprise (**SPP**) et leur réservoirs (**2* 5000 m³**).
- ✓ Entreprise réalise les travaux de l'adduction.
- ✓ Entreprise réalise les deux réservoirs jumelés de **BAC (2*2000 m³)**.
- ✓ Entreprise réalise les deux réservoirs jumelés de **RT1 (2*3500 m³)**.
- ✓ Entreprise réalise le réservoir simple de **RT2 (3500 m³)**

Puisque les réservoirs jumelés (**BAC et RT1**) ont approximativement les mêmes volumes de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation.

A) Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau .XI.23

Tableau .XI.23 : temps de réalisation des opérations de la station de pompage

| Notation | Opération | Durée (jour) |
|----------|---|--------------|
| A | Décapage | 4 |
| B | Excavation | 8 |
| C | Coulage du béton de propreté. | 2 |
| D | Coulage du béton pour les semelles. | 4 |
| E | Coulage du béton pour les demi-poteaux. | 5 |
| F | Remblayage et compactage des fouilles. | 3 |
| G | Construction des murés | 10 |
| H | Coulage béton longrines inférieures. | 12 |
| I | Remblayage et compactage des casiers. | 4 |
| J | Coulage de la chape inférieure. | 2 |
| K | Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines. | 20 |
| L | Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle. | 40 |
| M | Maçonnerie et finition générale. | 30 |
| N | Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage | 10 |

B- Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau .XI.24

C- Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation des réservoirs jumelés et leurs durées sont mentionnées dans le tableau. XI.25

Tableau .XI.24 : temps de réalisation des opérations de l'adduction

| Notation | Opération | Durée (jour) |
|-----------------|--|---------------------|
| O | Exécution des tranchées « tranche 1 » | 70 |
| P | Exécution des tranchées « tranche 2 » | 70 |
| Q | Exécution des tranchées « tranche 3 » | 70 |
| R | Exécution des tranchées « tranche 4 » | 70 |
| S | Pose du lit de sable« tranche 1 » | 21 |
| T | Pose du lit de sable« tranche 2 » | 21 |
| U | Pose du lit de sable« tranche3 » | 21 |
| V | Pose du lit de sable« tranche4 » | 21 |
| W | Pose de la canalisation « tranche 1 » | 50 |
| X | Pose de la canalisation « tranche 2 » | 50 |
| Y | Pose de la canalisation « tranche 3 » | 50 |
| Z | Pose de la canalisation « tranche 4 » | 50 |
| AB | Remblayage des tranchées « tranche 1 » | 9 |
| AC | Remblayage des tranchées « tranche 2 » | 9 |
| AD | Remblayage des tranchées « tranche 3 » | 9 |
| AE | Remblayage des tranchées « tranche 4 » | 14 |

Tableau .XI.25 : temps de réalisation des opérations des réservoirs jumelés

| Notation | Opération | Durée (jour) |
|-----------------|---|---------------------|
| BC | Excavation | 7 |
| BD | Pose du tout venant | 2 |
| BE | Coulage du béton de propreté. | 2 |
| BF | Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre. | 40 |
| BG | Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre | 50 |
| BH | Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre | 25 |
| BI | Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre | 40 |
| BJ | Remblayage et compactage. | 2 |
| BK | Maçonnerie et finition générale. | 20 |
| BL | Evacuation des débris et nettoyage | 2 |

V.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)**A- Station de pompage et réservoirs**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise et leur réservoirs dans le tableau .XI.26

B- Adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau .XI.27

C-Réservoirs jumelés

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation des réservoirs jumelés dans le tableau .XI.28

Tableau .XI.26 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station SPP et leur réservoirs

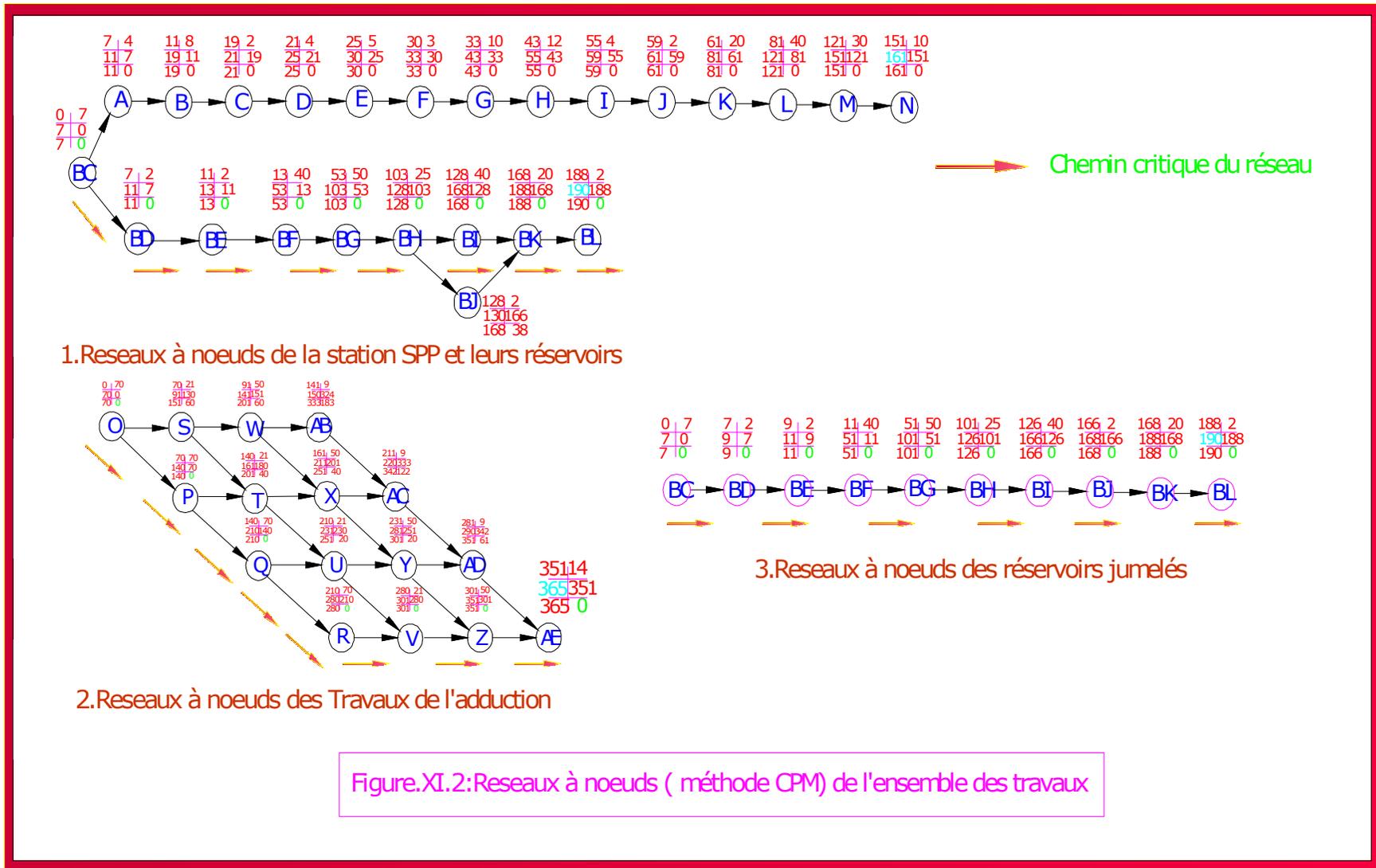
| opérations | précède | succède | opérations | précède | succède |
|------------|---------|---------|------------|---------|---------|
| A | B | BC | M | N | L |
| B | C | A | N | --- | M |
| C | D | B | BC | A,BD | --- |
| D | E | C | BD | BE | BC |
| E | F | D | BE | BF | BD |
| F | G | E | BF | BG | BE |
| G | H | F | BG | BH | BF |
| H | I | G | BH | BI,BJ | BG |
| I | J | H | BI | BK | BH |
| J | K | I | BJ | BK | BH |
| K | L | J | BK | BL | BI,BJ |
| L | M | K | BL | --- | BK |

Tableau. XI.27 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

| opérations | précède | succède | opérations | précède | succède |
|------------|---------|---------|------------|---------|---------|
| O | P,S | --- | W | AB,X | W |
| P | T,Q | O | X | AC,Y | W,T |
| Q | U,R | P | Y | AD,Z | X,U |
| R | V | Q | Z | AE | Y,V |
| S | W,T | O | AB | AC | W |
| T | X,U | S,P | AC | AD | AB,X |
| U | Y,V | T,Q | AD | AE | AC,Y |
| V | Z | Y,V | AE | --- | AD,Z |

Tableau. XI.28 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation des réservoirs jumelés

| opérations | précède | succède |
|------------|---------|---------|
| BC | BD | --- |
| BD | BE | BC |
| BE | BF | BD |
| BF | BG | BE |
| BG | BH | BF |
| BH | BI | BG |
| BI | BJ | BH |
| BJ | BK | BI |
| BK | BL | BJ |
| BL | ---- | BK |



Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure. XI.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches jaunes portées sur la figure XI.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **365 jours, soit 12 mois (une année)**.

VI. Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- ✓ Une pelle hydraulique sur chenille.
- ✓ Un dozer.
- ✓ Un chargeur.
- ✓ Un compacteur pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VI.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique, dans notre cas on à opter pour le choix des pelles hydrauliques sur chenille (terrain sableux). (Voir schéma ci après)



Figure .XI.3 : Pelle hydraulique

VI.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure. XI.4 : Bulldozer

VI.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneu muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure XI.5 : Chargeur

VI.4. Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées, on a opter pour le choix de compacteur de type **rouleau lisse** (terrain sableux).



Figure XI.6 : Compacteurs

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de la station de pompage et leur réservoirs, les réservoirs de système d'adduction ainsi l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthode de conduite de chantier peuvent apporter.

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau industrielle des chantiers pétroliers-Application au champ de HASSI MESSAOUD, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau industrielle répondant aux besoins de ces chantiers Pétroliers de point de vue quantité et qualité.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les chantiers concernés.

L'importance des besoins en eau industrielle estimés pour les chantiers pétroliers concernés par l'étude, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $46200 \text{ m}^3/\text{j}$ du champ de captage des eaux souterraines de HASSI EL GASSI.

Les besoins en eau industrielle de ces chantiers pétroliers concernés sont assurés par des forages dont le nombre est de quinze forages.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et ils sont en majorité jumelés en deux réservoirs afin d'assurer la continuité de stockage en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations dans l'un des réservoirs.

Tout le long du réseau d'adduction (40636.5 m) on a opté pour des conduites type PRV.

Le long de l'adduction on a opté à une seule station de pompage vue la petite différence d'altitude qui est de 29 m pour élever l'eau jusqu'au réservoir RT1.

L'emplacement du réservoir tampon RT1 est choisi de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire des quatre premiers chantiers pétroliers et le réservoir RT2.

Le long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A. KHADRAOUI** « Eau et impact environnemental dans le Sahara Algérien », édition 2005.
- [2] **P. Augeroud et M. Touaty** « Consommation d'eau par les secteurs industriels » édition 2002
- [3] **A. arezki** « Activité Amont Exploration et Production des d'hydrocarbures » SONATRACH 2005.
- [4]. **B. SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable », cinquième année
- [5] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972
- [6] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
- [7] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983
- [8] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I.
- [9] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982
- [10] **N. Tabouch et S. Achour** « Etude de la qualité des eaux souterraines de la région orientale du SAHARA Septentrional Algérien » Biskra 2004.

Catalogues

- [11] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [12] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».
- [13] **EPE/ELECTRO-INDUSTRIE** /Spa, Moteurs asynchrones monophasés et triphasés
- [14] **POVAL/ Pompes Centrifuge horizontale NVA.**
- [15] **AMITECH Mostaganem** / Spa, Tuyau en PRV.

Mémoires de fin d'étude

- [16] **A. AHCENE** « Alimentation en eau potable du flan nord de la Wilaya de Tizi Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) ENSH, 2008

Colloques

- [17] **A. Hassan** « Exploitation des ressources hydrauliques dans l'activité pétroliers ». Ouargla 2005

ANNEXE



CONSOMMATION D'EAU PAR LES SECTEURS INDUSTRIELS

Industrie pétrolière

Là encore les besoins sont très différents selon que l'eau alimente une raffinerie simple ou complexe, Une unité de pétrochimie, Centre de traitement de gaz, centre de production de pétrole, un terminal pétrolier ou bien encore une plate-forme de production off ou on-shore.

Pour les raffineries et la pétrochimie, les traitements principaux sont :

- La clarification ou la décarbonatation des eaux d'appoint des circuits de refroidissement ainsi que la filtration dérivée de ces circuits ;
- la déminéralisation plus ou moins poussée de l'eau selon le type et le timbre de la chaudière pour la production de vapeur

A noter que comme la papeterie, cette industrie grosse consommatrice d'eau à tendance à boucler ses circuits et à mettre en œuvre des traitements de recyclage des eaux résiduelles afin de réduire son approvisionnement en eau d'appoint.(voici quelques exemple ci –dessous)

| Industrie | Normes en m ³ d'eau | Unité |
|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| Raffinerie | 5- 10 | Tonne |
| Centre de production de pétrole | 0,1- 0,15 | Baril |
| Centre de traitement de gaz | 1-2 | 10 m ³ de gaz traité |

Canalisation de PRV

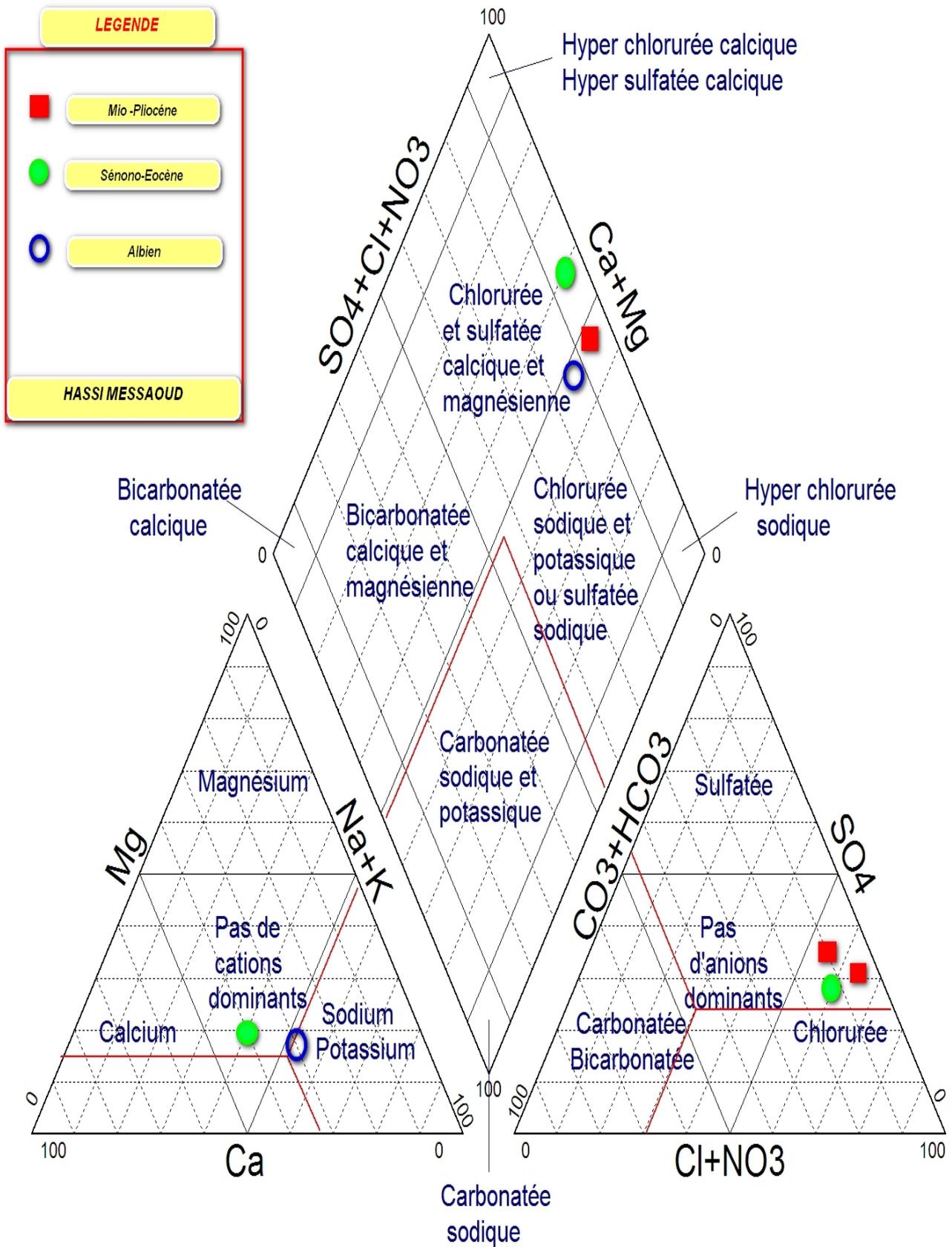
Caractéristiques mécaniques

| | |
|---|--|
| Longueur unitaire standard des tuyau en ml | 3, 6, 12,18 m |
| Type de tuyau | Uniaxial donc si réseau pression, massif béton obligatoire aux changements de la direction |
| Rigidité annulaire spécifique (RAS) N/m ² | 5000et/ou 10000 |
| Pression nominal PN (bar) (AWWA M-45) | 1 à 32 bar |
| DN | DN 150 à DN 3000 |
| Coefficient de Poisson | 0.22 tuyau gravitaire 0.28 tuyau en pression |
| Coefficient de fluage en condition humide | 0.6 |
| Allongement maximal admissible en % | 0.65 |
| Dérivation angulaire admissible jonctions manchonnées (ASTM D-4161 et ISO DIS 8639) | DN <500 3° 600<DN <900 2° 1000<DN <1800 1° DN >1800 0.5° |

Comportement mécanique

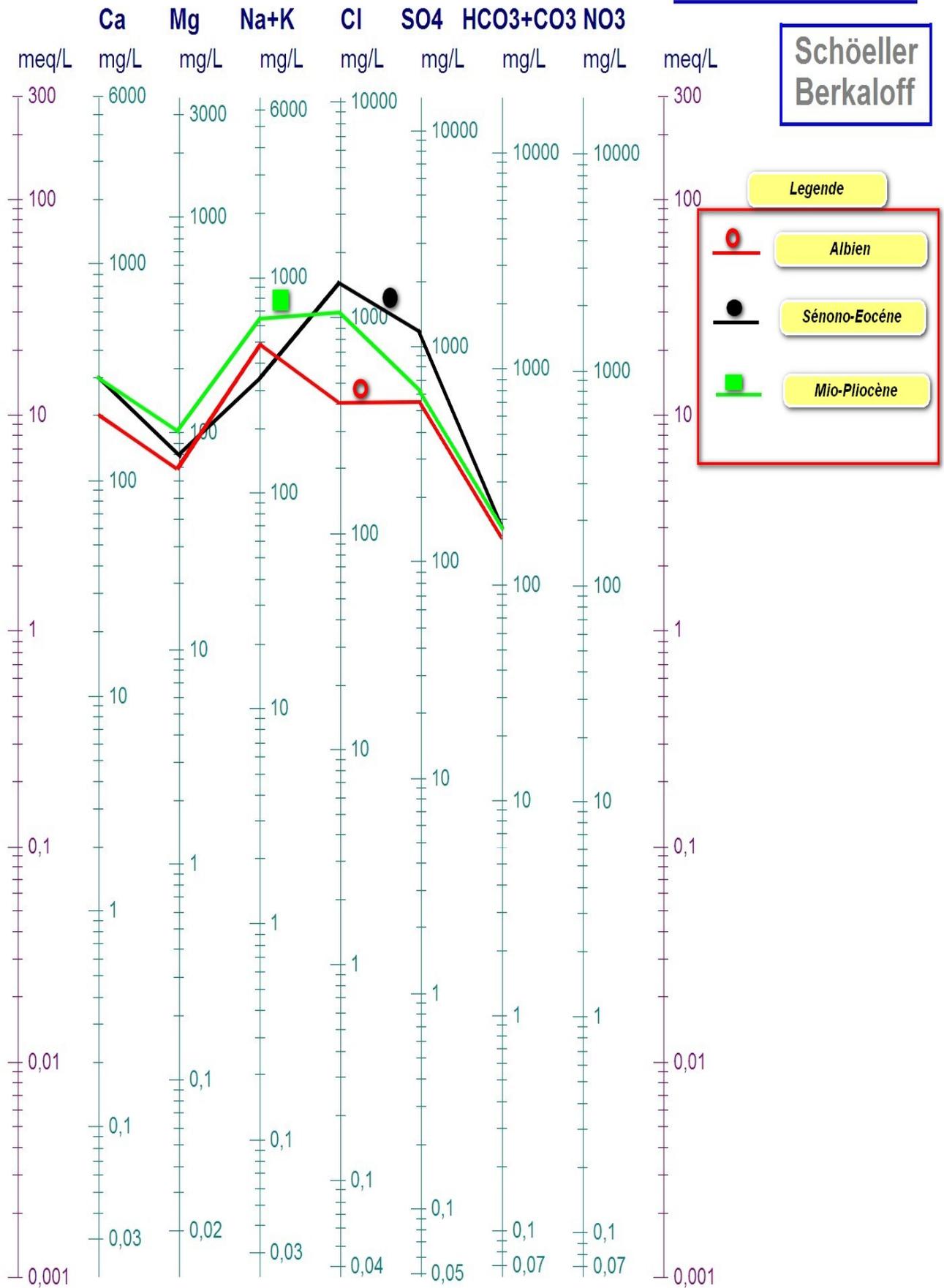
| | |
|---|---|
| Coefficient thermique Cm/Cm/C° (allongement) | 30* 10 ⁻⁶ |
| Température maximale admissible du fluide | Environ 40 C° |
| Coefficient de perte de charge | Colebrook- White : 0.029 Hazen –Williams : C= 150 Manning –Stickler: > 100 Formule Darcy-Weisbakh K' = 0.0011 B= 2.11 m = 4.777 |
| Résistance à l'abrasion (méthode de basculement de Darmstadt) | 0.42 mm à 100000 cycles |
| Vieillessement du matériau | Rien à signaler |
| Rugosité | ε =0.03 mm |
| Module d'élasticité (module de Young) | E = 2.4 * 10 ¹⁰ |

Diagramme de Piper



ANNEXE.N°3 : Diagramme de piper

HASSI MESSAOUD



ANNEXE.N°4 : Diagramme de Scholler Berkaloff

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

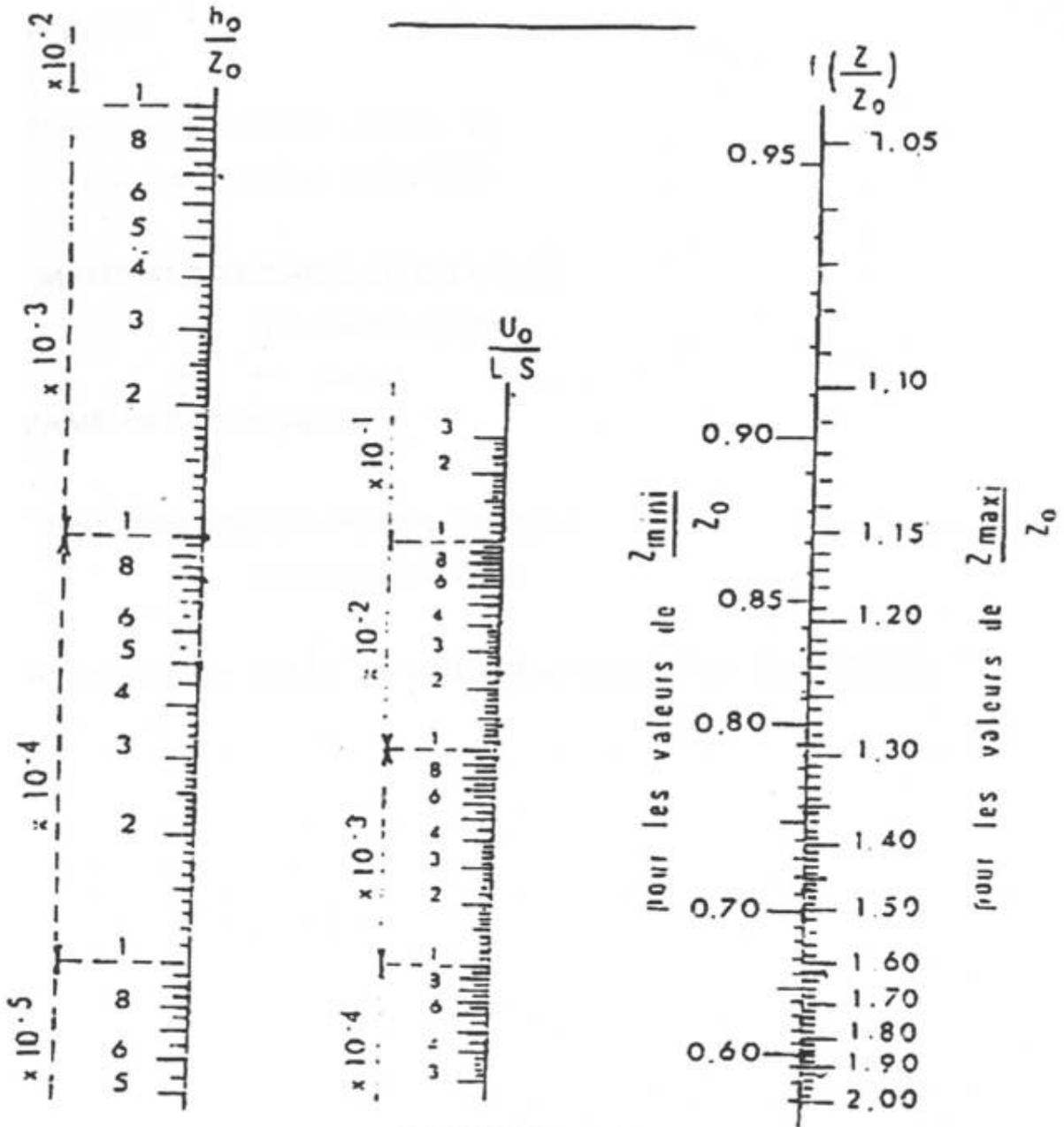


PLANCHE XXVII

ANNEXE.N°5 : Abaque de VIBERT