

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction en eau potable des centres Djebahia El-Madjen Ain
Chriki a partir du barrage Koudiet Acerdoune.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0023-12

APA Citation (توثيق APA):

Bousbain, Adel (2012). Adduction en eau potable des centres Djebahia El-Madjen
Ain Chriki a partir du barrage Koudiet Acerdoune[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Adbelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DES CENTRES DJEBAHIA
EL-MADJEN AIN CHRIKI A PARTIR DU BARRAGE DE
KOUDIET ACERDOUNE**

Présenté par :

M^r : BOUSBAINE Adel

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

| Nom et Prénom | Grade | Qualité |
|-------------------------------------|-------------------|---------------------|
| M^r : B.SALAH | Professeur | Président |
| M^r : M.S BENHAFID | M A .A | Examineur |
| M^{me} : W.MOKRANE | MA.A | Examinatrice |
| M^r : A.HACHEMI | M A.A | Examineur |
| M^r : M.BOUZIANE | M A.B | Examineur |
| M^r : Y.DERNOUNI | MA.A | Promoteur |

Septembre 2012

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère et mon père

*A ma chère gronde sœur ainsi que tous mes frères et sœurs qui me sont
très cher.*

A toute la famille Bousbaine.

A tous mes amis sans exception.

B. Adel

Remerciements

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

*Je tiens à remercier tout particulièrement **mes parents** pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été très utiles tout le long de mes études*

Mes vifs remerciements à monsieur DERNOUNI YUCEF pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.

Mes remerciements également :

A tous ceux qui ont contribué à ma formation

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

B. Adel

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I: présentation du site d'étude des localités à alimenter

| | |
|--|---|
| Introduction | 1 |
| I-1- Description générale de la zone d'étude | 1 |
| I-2- Situation géographique | 1 |
| I-3- Situation géologique et géotechnique | 4 |
| I-4- Situation climatologique | 4 |
| I-5- Population | 4 |
| I-6- Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune | 6 |
| I-7- Présentation de la station de traitement | 7 |
| I-7-1. Technologie de traitement | 7 |
| I-8- Situation hydraulique existante | 7 |
| Conclusion | 8 |

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

| | |
|---|----|
| Introduction | 9 |
| II-1- Evaluation de la situation démographique | 9 |
| II-2- Evaluation de la consommation moyenne journalière | 11 |
| II-2-1- Besoins domestiques | 11 |
| II-2-2- Les besoins scolaires | 12 |
| II-2-3- Besoins sanitaires | 12 |
| II-2-4- Besoins administratifs | 12 |
| II-2-5- Besoins socioculturels | 13 |
| II-2-6 : Besoins du bétail..... | 14 |
| II-3- Détermination des consommations maximales et minimales | 15 |
| II-3-1- Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)..... | 15 |
| II-3-2- Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)..... | 15 |
| II-4- Variation des débits horaires | 17 |
| • Variation de débit horaire pour Chaabet ikhlef et El Merdje..... | 19 |
| • Variation de débit horaire pour Ben Harou..... | 20 |
| Conclusion | 20 |

Chapitre III: Les réservoirs

| | |
|---|----|
| Introduction | 21 |
| III-1- Définition | 21 |
| III-2- Emplacement des réservoirs | 21 |
| III-3- Classification des réservoirs | 22 |

| | |
|--|-----------|
| • Réservoirs terminaux | 23 |
| • Réservoirs de mise en charge | 23 |
| • Les bâches de reprises | 23 |
| III-4- Capacité des réservoirs | 23 |
| III-4-1. Method analytique | 23 |
| • Détermination de résidu maximum dans les | 24 |
| III-4-2. Méthode graphique | 24 |
| III-5- Dimensionnement des réservoirs | 25 |
| III-5-1. Dimensionnement de la Bâche de reprise de la station de pompage | 26 |
| III-5-2. Dimensionnement du réservoir de Ain chriki | 27 |
| III-5-3. Dimensionnement du réservoir de Ben haroun | 29 |
| III-5-4. Dimensionnement du réservoir tampon | 30 |
| III-5-5. Dimensionnement du réservoir d'El mardjen | 31 |
| III-5-6. Dimensionnement du réservoir de Chaabet ikhlef | 32 |
| ➤ Forme des réservoirs | 33 |
| III-6- Equipements des réservoirs | 34 |
| III-6-1. Traversée des conduites dans les parois du réservoir | 36 |
| Conclusion | 39 |

Chapitre IV: étude de variantes des adductions

| | |
|--|-----------|
| Introduction | 40 |
| IV -1.Types d'adduction | 40 |
| IV -1-1. Adduction gravitaire | 40 |
| IV -1-2. Adduction par refoulement | 40 |
| IV -1-3. Adduction mixte | 40 |
| IV -2. Adduction et types d'écoulement | 40 |
| IV -2-1. Ecoulement à surface libre | 40 |
| IV -2-2. Ecoulement en charge | 41 |
| IV-3. Etude des variantes | 41 |
| IV-3-1. Proposition des variantes | 41 |
| ➤ Variante N°1 | 41 |
| ➤ Variante N°2 | 42 |
| ➤ Variante N°3 | 42 |
| IV-3-2. Analyse et choix de la variante | 49 |
| IV-4. Choix du tracé | 49 |
| IV-5. Choix du matériau des conduites | 50 |
| IV-5-1. Conduites en acier | 50 |
| IV-5-2. Conduites en fonte | 51 |
| IV-5-3. Conduites en plastique | 51 |
| IV-5-3-1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle) | 51 |
| IV-5-3-2. Conduites en polyéthylène (PE) | 52 |
| IV-5-4. Conduites en amiante ciment | 52 |
| Conclusion | 53 |

| | |
|---|----|
| IV-6.Calcul hydraulique | 53 |
| IV-6-1.Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires..... | 53 |
| IV-6-1-1- Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons..... | 54 |
| IV-6-1-2- Altitudes des différents points | 55 |
| IV-6-1-3- Dimensionnement des différents tronçons | 55 |
| IV-6-1-3-1-Tronçon (Réservoir tampon – Réservoir Chaabet Ikhlef)..... | 55 |
| IV-6-1-3-2-Tronçon (Réservoir tampon – Réservoir El Madjen) | 56 |
| IV-6-1-3-3-Tronçon (Réservoir Ain Chriki – Réservoir Ben Haroun)..... | 57 |
| IV-6-1-3-4-Tronçon (Point de piquage – Bâche de reprise)..... | 58 |
| IV-6-2.Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement..... | 60 |
| IV-6-2-1- Calcul des pertes de charge | 60 |
| IV-6-2-1-1.pertes de charge linéaires..... | 60 |
| IV-6-2-1-2- pertes de charge singulières..... | 61 |
| IV-6-2-1-3- pertes de charge totales | 61 |
| IV-6-2-2- Calcul de la hauteur manométrique totale | 61 |
| IV-6-2-3- Puissance absorbée par la pompe | 62 |
| IV-6-2-4- Energie consommée par la pompe | 62 |
| IV-6-2-5- Frais d'exploitation | 62 |
| IV-6-2-6- Frais d'amortissement | 62 |
| • Tronçon Station de reprise (SR1)-Réservoir tampon..... | 63 |
| • Tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki..... | 65 |
| Conclusion | 67 |

Chapitre V: Etude du pompage

| | |
|--|----|
| Introduction | 68 |
| V-1-Définition | 68 |
| V-2- Différents types de pompes et leurs caractéristiques | 68 |
| V-2-1. Pompes volumétriques | 68 |
| V-2-2. Les turbopompes | 68 |
| V-3-Choix du type de pompe | 69 |
| V-4-Couplage des pompes | 70 |
| V-4-1- Couplage en parallèle | 70 |
| V-4-2- Couplage en série | 71 |
| V-5- Choix du nombre de pompes | 71 |
| V-5-1- Refoulement (Station de pompage)- (Réservoir tampon) | 71 |
| V-5-2- Refoulement (Station de reprise) – (Réservoir Ain hriki)..... | 72 |
| V-6- Courbes caractéristiques des pompes | 72 |
| V-7. Encombrement de la pompe | 75 |
| V-8-Points de fonctionnement des pompes | 76 |
| V-8-1-Courbes caractéristiques de la conduite | 76 |
| V-8-2- Refoulement : SP - Réservoir Tompon | 77 |

| | |
|--|----|
| V-8-3- Refoulement : SP – Réservoir Ain Chriki | 78 |
| V-9- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données | 79 |
| V-9- 1-Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé | 79 |
| ➤ Réglage qualitatif | 79 |
| ➤ Réglage quantitatif | 79 |
| ➤ Rognage | 79 |
| ❖ Rendement de rognage | 80 |
| ➤ Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement | 80 |
| ➤ Diminution de temps de pompage | 80 |
| ➤ Changement du type de la pompe | 80 |
| V-9- 2-Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé | 80 |
| ➤ Qualitatif | 80 |
| ➤ Changement de type de pompe | 80 |
| V-9-3. Application des types de réglage | 81 |
| V-9-3-1.Refoulement SP – Réservoir Tompon | 81 |
| ❖ Vannage | 81 |
| ❖ Diminution du temps de pompage | 81 |
| ❖ Rognage | 82 |
| V-9-3-2.Refoulement SP – Réservoir Ain Chriki..... | 83 |
| ❖ Vannage | 83 |
| ❖ Diminution du temps de pompage | 84 |
| ❖ Rognage | 84 |
| V-10- Etude du phénomène de cavitation | 86 |
| ➤ Calage de la pompe | 86 |
| V-10-1-Refoulement SP – Réservoir Tompon | 88 |
| V-10-2.Refoulement SP – Réservoir Ain Chriki | 88 |
| V-11. Choix du moteur électrique | 89 |
| V-11-1. Critères de choix du moteur électrique | 90 |
| V-11-2. Vitesse de rotation du moteur | 90 |
| V-11-3. Puissance fournie par le moteur | 90 |
| V-11-4.Refoulement SP – Réservoir Tampon | 91 |
| a) Puissance du moteur..... | 91 |
| b) Type et caractéristiques du moteur..... | 91 |
| V-11-5.Refoulement SR – Réservoir Ain Chriki..... | 91 |
| a) Puissance du moteur..... | 92 |
| b) Type et caractéristiques du moteur..... | 92 |
| V-12 . Bâtiment de la station de pompage | 92 |
| V-12-1 . Types des bâtiments des stations de pompage | 92 |
| V-12-2 . La partie souterraine | 93 |
| V-12-3 . Partie supérieure du bâtiment | 94 |
| V-12-3-1. Dimensionnement du bâtiment | 95 |
| 1-Les hauteur recommandés pour les bâtiments | 95 |
| 2- longueurs recommandés pour les bâtiments | 95 |
| 3- largeurs recommandés pour les bâtiments | 96 |

| | |
|--|----|
| 4- Calcul de nombre de fenêtre..... | 96 |
| 5 -Marches d'escaliers | 97 |
| 6 -Bureau de chef d'exploitation | 97 |
| 7 -Bureau de chef du personnel..... | 97 |
| V-12-4. Quelques normes à respecter..... | 97 |
| Conclusion | 97 |

Chapitre VI: Protection anti-bélier

| | |
|--|-----|
| Introduction | 98 |
| VI-1.Causes du coup de bélier | 98 |
| VI-2. Risques dus au coup de bélier | 98 |
| ➤ Risque de forte pression | 98 |
| ➤ Risque de pression négative..... | 98 |
| ➤ Fatigue du tuyau | 98 |
| VI-3.description des phénomènes physiques | 98 |
| ➤ Phase 01 | 98 |
| ➤ Phase 02 | 99 |
| ➤ Phase 03 | 99 |
| ➤ Phase 04..... | 99 |
| VI-4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier | 99 |
| VI-5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier | 100 |
| ➤ Réservoirs d'air..... | 100 |
| ➤ Cheminée d'équilibre | 101 |
| ➤ Soupape de décharge | 101 |
| ➤ Volant d'inertie | 101 |
| VI-6. Calcul des réservoirs d'air | 101 |
| ➤ Méthode de VIBERT..... | 102 |
| ➤ Méthode de BERGERON..... | 102 |
| VI-6-1.Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT | 102 |
| Application | 103 |
| ➤ Les données de base..... | 103 |
| ➤ Calcul de la célérité d'onde C..... | 103 |
| ➤ Calcul de la capacité du réservoir d'air | 103 |
| VI-6-2. Méthode de calcul (Méthode de Bergeron) | 104 |
| ➤ Application..... | 107 |
| ➤ Tronçon : Station de pompage – Réservoir Ain Chriki | 108 |
| ➤ Caractéristiques finales du réservoir d'air..... | 111 |
| VI-6-3. Installation du réservoir d'air | 112 |
| Conclusion | 112 |

Chapitre VII: Pose de canalisation et accessoires

| | |
|--|-----|
| Introduction | 113 |
| VII-1.Pose de canalisation | 113 |
| VII-1-1.Principe de pose de canalisation | 113 |
| VII-1-1-1.Pose en terre | 113 |
| VII -1-1-2. Assemblage des conduites..... | 114 |
| ➤ Electro soudage..... | 114 |

| | |
|---|-----|
| ➤ Soudage bout à bout | 114 |
| VII -1-1-3. Pose de canalisation en galerie..... | 114 |
| VII -1-1-4. Pose de canalisation en pente | 115 |
| VII -1-1-5. Cas d'amarrage et de butée d'un coude | 116 |
| VII-1-2. Constructions des regards | 117 |
| VII -1-3. Traversée d'une rivière..... | 117 |
| VII -1-4. Traversée de la voie ferrée | 118 |
| VII-2. Accessoires | 118 |
| VII-2-1. Robinets vannes | 118 |
| VII-2-1-1. Robinets-vanne à opercule | 118 |
| VII-2-1-2. Vannes papillon..... | 118 |
| VII-2-2. Clapet anti retour..... | 119 |
| VII-2-3. Ventouses | 120 |
| VII-2-4. Vannes de décharge | 121 |
| VII-2-5. Conduite by-pass | 121 |
| VII-2-6. Poteaux ou bouches d'incendie..... | 121 |
| VII-2-7. Crépines..... | 122 |
| VII-2-8. Réducteurs de pression | 122 |
| VII-2-9. Déversoirs de trop plein | 123 |
| VII-3. Organes de mesure | 123 |
| VII-3-1. Mesure de débit | 123 |
| VII-3-2. Mesure de pression..... | 124 |
| VII-4. Organes de raccordement | 124 |
| VII-4-1. Coudes | 125 |
| VII-4-2. Cônes..... | 125 |
| VII-4-3. Tés | 125 |
| VII-4-4. Joints de démontage | 125 |
| Conclusion | 125 |
| Conclusion générale | |

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : présentation du site d'étude des localités à alimenter

| | |
|---|---|
| Tableau I.1 : population des centres principaux à desservir par le barrage..... | 5 |
| Tableau I.2 : caractéristiques de l'eau..... | 7 |
| Tableau I.3 : la production actuelle en eau des centres principaux | 8 |
| Tableau I.4 : production actuelle en eau des sous centres principaux | 8 |

CHAPITRE II : estimation des besoins en eau

| | |
|---|----|
| Tableau II.1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2040)..... | 9 |
| Tableau II-2 : tableau récapitulatif des besoins domestiques..... | 11 |
| Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires..... | 12 |
| Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires..... | 12 |
| Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs..... | 13 |
| Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels..... | 13 |
| Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins du bétail..... | 14 |
| Tableau II-8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières..... | 14 |
| Tableau II-9: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$ | 16 |
| Tableau II.10 les consommations max et min journalières des sous centres principaux | 16 |
| Tableau II-11 .les valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants..... | 17 |
| Tableau II.12.répartition horaire du débit maximum journalier..... | 18 |
| Tableau II.13.variation de débit horaire de chaabet ikhlef et el merdjen..... | 19 |
| Tableau II.14.variation de débit horaire de ben haroun..... | 20 |

CHAPITRE III : les réservoirs

| | |
|--|----|
| Tableau III-1. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ain chriki | 27 |
| Tableau III-2. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ben haroun..... | 29 |
| Tableau III-3. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El mardjen..... | 31 |
| Tableau III-4. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chaabet ikhlef..... | 32 |
| Tableau III-5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux..... | 34 |
| Tableau III-6 Equipements des réservoirs | 35 |
| Tableau III-7 : Equipements d'hygiène et sécurité..... | 36 |

CHAPITRE IV : étude de variantes des adductions

| | |
|--|----|
| Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau | 54 |
| Tableau IV-2 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction | 54 |
| Tableau IV-3 : Altitudes des différents points de l'adduction..... | 55 |
| Tableau IV-4: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites gravitaire..... | 59 |
| Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon Station de reprise (SR1)-Réservoir tampon..... | 63 |
| Tableau IV-6:Calcul des frais d'amortissement du tronçon Station de reprise (SR1)-Réservoir tampon | 63 |
| Tableau IV-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Station de reprise (SR1)-Réservoir tampon | 64 |

| | |
|--|----|
| Tableau IV-8: Bilan du tronçon Station de reprise (SR1)-Réservoir tampon | 64 |
| Tableau IV-9: Calcul de la HMT du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki..... | 65 |
| Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki | 65 |
| Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki | 66 |
| Tableau IV-12: Bilan du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki..... | 66 |

CHAPITRE V : étude du pompage

| | |
|---|----|
| Tableau V-1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre..... | 71 |
| Tableau V-2. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre..... | 72 |
| Tableau V-3. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement..... | 77 |
| Tableau V-4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement..... | 78 |
| Tableau V-5: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température..... | 87 |
| Tableau V-6: Coefficient de correction en fonction de la puissance..... | 91 |
| Tableau V-7 : Choix du type de bâtiment..... | 93 |

CHAPITRE VI : protection ANTI-BELIER

| | |
|--|-----|
| Tableau VI-1: Calcul de temps de retour de l'onde de déformation des tronçons gravitaire | 100 |
| Tableau VI-2: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement..... | 103 |
| Tableau VI-3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement..... | 103 |
| Tableau VI-4: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement..... | 104 |
| Tableau VI-5 : Calcul du réservoir d'air | 109 |

Liste des Figures

| | |
|---|-----|
| CHAPITRE I : présentation du site d'étude des localités à alimenter | |
| Figure I.1 : Répartition des lots d'études dans la wilaya de Bouira..... | 2 |
| Figure I.2 : Carte d'état major Bouira ouest | 3 |
| Figure I.3 : population des centres principaux en 2008..... | 5 |
| Figure I.4 : barrage koudait asserdoune..... | 6 |
| CHAPITRE II : estimation des besoins en eau | |
| Figure II.1 : Evolution de la population pour différents horizons localité chaabet ikhlef etel Merdjen..... | 10 |
| Figure II.2 : Evolution de la population pour différents horizons localité ben haroun | 10 |
| CHAPITRE III : les réservoirs | |
| Figure III -1 : Emplacement du réservoir..... | 22 |
| Figure III -2 : Méthode graphique..... | 25 |
| Figure III -3 . Traversée des conduites (manchon à bout lisse)..... | 37 |
| Figure III -4. Traversée des conduites (Gaine en fonte)..... | 37 |
| Figure III -5 : Equipements hydrauliques d'un réservoir..... | 38 |
| CHAPITRE IV : étude de variantes des adductions | |
| Figure IV .1-quelques formes de canaux..... | 41 |
| Figure IV.2: Tracé de la variante N°01, tronçon N° 01 | 43 |
| Figure IV.3 : Tracé de la variante N°01, tronçon N° 02..... | 44 |
| Figure IV.4 : Tracé de la variante N°02, tronçon N° 01..... | 45 |
| Figure IV.5 : Tracé de la variante N°02, tronçon N° 0 | 46 |
| Figure IV.6 : Tracé de la variante N°03, tronçon N° 01 | 47 |
| Figure IV.7 : Tracé de la variante N°03, tronçon N° 02..... | 48 |
| Figure IV.8 : coupe d'un braise-charge..... | 56 |
| Figure IV-9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation..... | 64 |
| Figure IV-10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation..... | 67 |
| CHAPITRE V : étude du pompage | |
| Figure V-1 : Constitution d'une pompe centrifuge..... | 69 |
| Figure V-2 : Pompe multi cellulaires à cellules empilées..... | 70 |
| Figure V-3 .couplage en parallèle..... | 70 |
| Figure V-4. Couplage en série..... | 71 |
| Figure V-5. Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/2D..... | 73 |
| Figure V-6. Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/2E..... | 74 |
| Figure V-7. Encombrement de la pompe Caprari PM100/2D..... | 75 |
| Figure V-8. Encombrement de la pompe Caprari PM 100/2E..... | 75 |
| Figure V-9. Détermination de point de fonctionnement | 76 |
| Figure V-10. Point de fonctionnement de la pompe PM100/2D..... | 77 |
| Figure V-11. Point de fonctionnement des pompes MP100/2E..... | 78 |
| Figure V-12. Mode de réglage par vannage..... | 82 |
| Figure V-13. Mode de réglage par rognage..... | 83 |
| Figure V-14. Mode de réglage par vannage..... | 85 |
| Figure V-15. Mode de réglage par rognage..... | 85 |
| Figure V-16. Graphe des courbes NPSH..... | 86 |
| Figure V-17. Roue soumise à la cavitation..... | 87 |
| Figure. V.18 : Schéma représentative de la partie souterraine..... | 94 |
| CHAPITRE VI : protection ANTI-BELIER | |
| Figure VI-1.Emplacement d'un réservoir anti-bélier..... | 101 |
| Figure VI.2 : l'eau du réservoir se dirige vers la conduite..... | 106 |

| | |
|---|-----|
| Figure VI.3 : l'eau de la conduite revient dans le réservoir..... | 107 |
| Figure VI.4 : Epure de BERGERON..... | 110 |
| Figure VI.5 : le type du réservoir anti-bélier à choisie..... | 111 |
| Figure VI-6: Schéma d'installation du réservoir d'air | 112 |
| CHAPITRE VII : pose de canalisation et accessoires | |
| Figure VII-1 : Pose de canalisation en galerie | 115 |
| Figure VII-2 : Pose de canalisation en pente..... | 115 |
| Figure VII-3 : Butée sur un coude vertical..... | 116 |
| Figure VII-4 : Butée sur un coude horizontal..... | 116 |
| Figure VII-5 : Butée sur un branchement..... | 116 |
| Figure VII-6 : Traversée d'une rivière..... | 117 |
| Figure VII-7 . Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)..... | 118 |
| Figure VIII-8. Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)..... | 119 |
| Figure VII-9 : Clapet anti retour | 119 |
| Figure VII-10 : Ventouse à trois fonctions..... | 120 |
| Figure VIII-11. Bouches d'incendies..... | 121 |
| Figure VII-12 : Crépine..... | 122 |
| Figure VII-13 : Réducteur de pression..... | 122 |
| Figure VII-14 : Différents types de débitmètres..... | 123 |
| Figure VII-15 : Manomètre..... | 124 |

Expert PDF Evaluation

LISTE DES PLANCHES

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

Planche N° 2 : Profil en long

(Réservoir tampon-Réservoir Chaabet Yekhlef)

(Réservoir Ain Chriki-Réservoir Ben Haroun)

Planche N° 3 : Profil en long

(Réservoir tampon – Réservoir El Mdjen).

Planche N° 4 : Plan guide des équipements.

Planche N° 5 : Plan ferrailage coffrage et équipements du réservoir 500 m³

Expert PDF Evaluation

Introduction générale

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera cette dernière sans l'existence de l'eau ; ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue qu'il représente les 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux d'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelle. En effet le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer. Il poursuit ses effets dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestique et agricoles. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Afin de faire face à l'augmentation de la consommation en eau potable ; engendrée par la croissance de la population et l'amélioration du mode de vie dans la daïras de KADIRIA (wilaya de BOUIRA), notre étude portera sur l'approvisionnement en eau pour les localités des centres de DJEBAHIA EL MADJEN, CHAABET YEKHLEF et Ain CHRIKI à laide d'un piquage à partir du barrage KOUDIET ACERDOUNE.

Notre étude d'approvisionnement débutera à partir de la bêche d'eau à partir de laquelle l'eau est refoulée de même endroit vers le réservoir tampon et le réservoir de AIN CHRIKI et acheminer gravitaire ment vers BEN HAROUN, EL MADJEN et CHAABET YEKHLEF.

L'étude comporte quatre parties définies comme suit :

- La première est constituée des deux premiers chapitres à savoir :
 - 1- le premier comporte une présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.
 - 2- le deuxième consiste à estimer les besoins en eau ; où nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, la demande en eau. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.
- La deuxième partie permet de définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un optimal approvisionnement en eau des centres urbains cités si avant. Elle englobe :
 - 1- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.
 - 2- Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production.
- 3- Etude de pompage où il sera défini le type de pompe à utiliser et leur calage.
- La troisième partie sera consacrée pour la protection des conduites contre le coup de bélier: dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène: les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.
- La dernière partie concerne la pose de canalisation et accessoires où on définira la méthode de pose des conduites et l'emplacement des différents accessoires.

Introduction :

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue Géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I-1. Description générale de la zone d'étude :

La zone d'étude est appartient a la daïra de Kadiria située à d'environ 30 Km au ouest du Chef lieu de la wilaya de Bouira

La daïra de Kadiria est délimitée :

- Au nord par CHABET EL AMEUR (wilaya de BOUMERDES) et TIZI GHNIF (wilaya TIZI UZOU)
- Au sud par la daïra souk El KHEMIS et AIN BESSEM
- A l'est par la daïra de BOUIRA
- A l'ouest par la daïra de LAKHDARIA

Le tracé en plan du présent projet est scindé selon le regroupement des agglomérations en Deux couloires distincts constitués chacune des localités :

- ✓ **Couloir n° 1 :**
CHAABAT IKHLEF ET EL MADJEN
- ✓ **Couloir n° 2 :**
AIN CHRIKI, BEN HAROUN

I-2. Situation géographique :

La région de l'aire d'étude est située entre les latitudes 35°43' et 36°33' et les longitudes 2°54' et 4°05'.

Les deux daïras des localité à alimenter sont délimitées comme suit :

Daïra de Kadiria :

- au nord :Tizi ousou
- au sud :Souk el khemis, AinBessem et la daïra de Bouira
- à l'est :Boumerdes
- à l'ouest :Lakhdaria

Daïra de Lakhdaria :

- au nord :Boumerdès
- au sud :Médea et Souk el Khemis
- à l'est :Kadiria
- à l'ouest :Médea

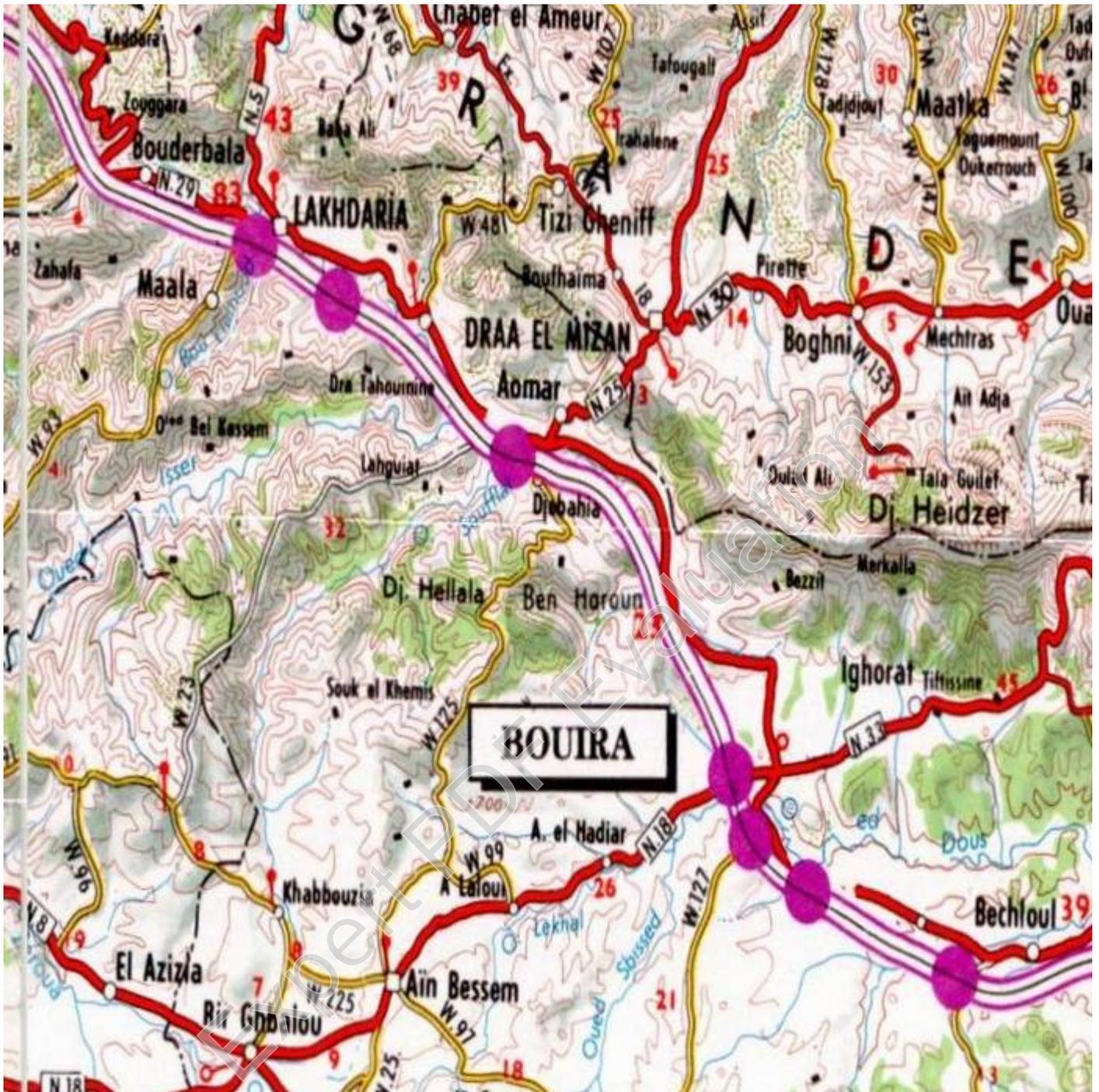


Figure I.1 : Répartition des lots d'études dans la wilaya de Bouira.

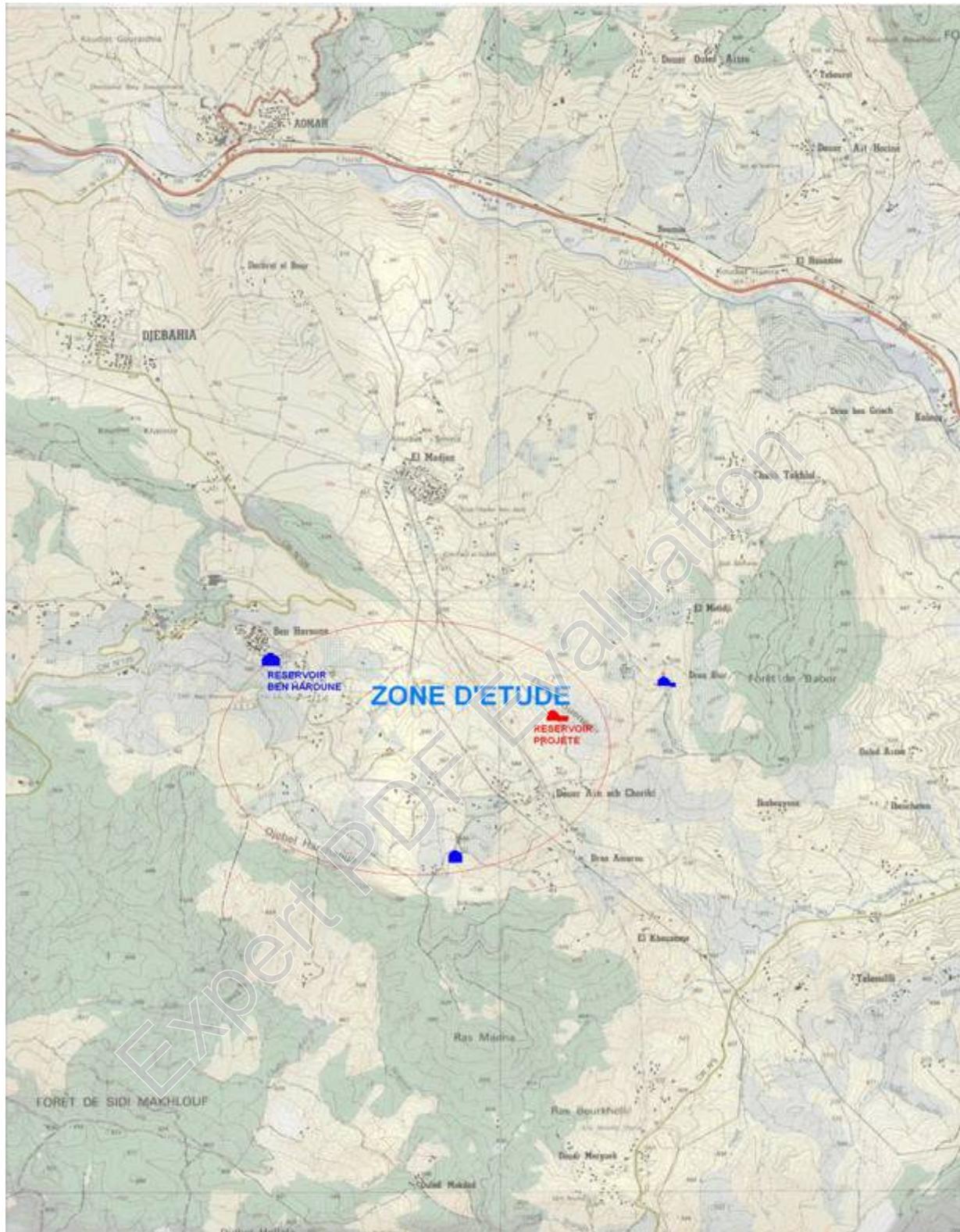


Figure I.2 : Carte d'état major Bouira ouest.

I-3. Situation géologique et géotechnique :

Du point de vue géologique, les localités à alimenter par cette adduction (Kadiria et Lakhdaria) sont situées sur la bordure orientale d'un massif marno-calcaire du crétacé supérieur. Ces formations constituent un substratum imperméable pour les alluvions qui tapissent le lit de l'oued Isser. Ces alluvions formées à la base de sable et de galets et en surface de limons argileux, renferment une importante nappe alluviale alimentée par leur impluvium propre et par les infiltrations à partir de l'oued.

Les observations effectuées entre 1716 et 1975 dans la wilaya de Bouira montrent que les intensités des séismes ont atteint les degrés VI à X sur l'échelle de Mercalli.

I-4. Situation climatologique :

Les localités de la zone d'étude (Lakhdaria et Kadiria) connaissent un climat méditerranéen, avec des étés chauds et secs (de mai à septembre), et des hivers humides et frais (de septembre à mai), avec une pluviométrie annuelle moyenne variant entre 800 et 900 mm. Les températures oscillent entre 8-9° en moyenne en janvier et 25-27° en moyenne en juillet-août.

La carte pluviométrique de la région établie par l'Agence Nationale des Ressources en Eau sur la base de deux séries de moyenne annuelle 1922-1960 et 1969-1989 est donnée en annexe 1.

I-5. Population :

La situation démographique des agglomérations situées dans le couloir réservoir Chaabet Iklef et El Merdjen estimée à 4268 habitants recensée en 2008 (source subdivision Kadiria)

Une population recensée en 2010 vers réservoir Chaabet Iklef et El Merdjen estimée à 4810 habitants

Une population éparses Benharoun estimée à 6580 habitants (source subdivision Kadiria)

Le dimensionnement du tronçon barrage-station de traitement nécessite des données de population desservies par le barrage de Koudiat Acerdoune , et d'après les données fournies par les différentes APC, qui tiennent compte du recensement de l'an 2008 les populations sont comme suit :

Tableau I.1 : population des centres principaux à desservir par le barrage

| centres principaux | Population en 2008 (hab) |
|--------------------|--------------------------|
| Kadiria | 11754 |
| Lakhdaria | 44777 |
| Sour El ghouzlan | 41463 |
| Draa El Mizan | 23573 |
| Ouadhia | 13836 |
| Boghni | 38406 |
| El Omaria | 21058 |
| Berrouaghia | 52177 |
| Boughzoul | 18962 |
| Ksar El Boukhari | 75135 |
| Béni Sliman | 18173 |
| Tablat | 13574 |
| Sidi Aïssa | 51170 |
| Aïn El Hadjel | 30273 |
| Total : | 454333 |

Les données de ce tableau sont représentées dans le graphe I.1 :

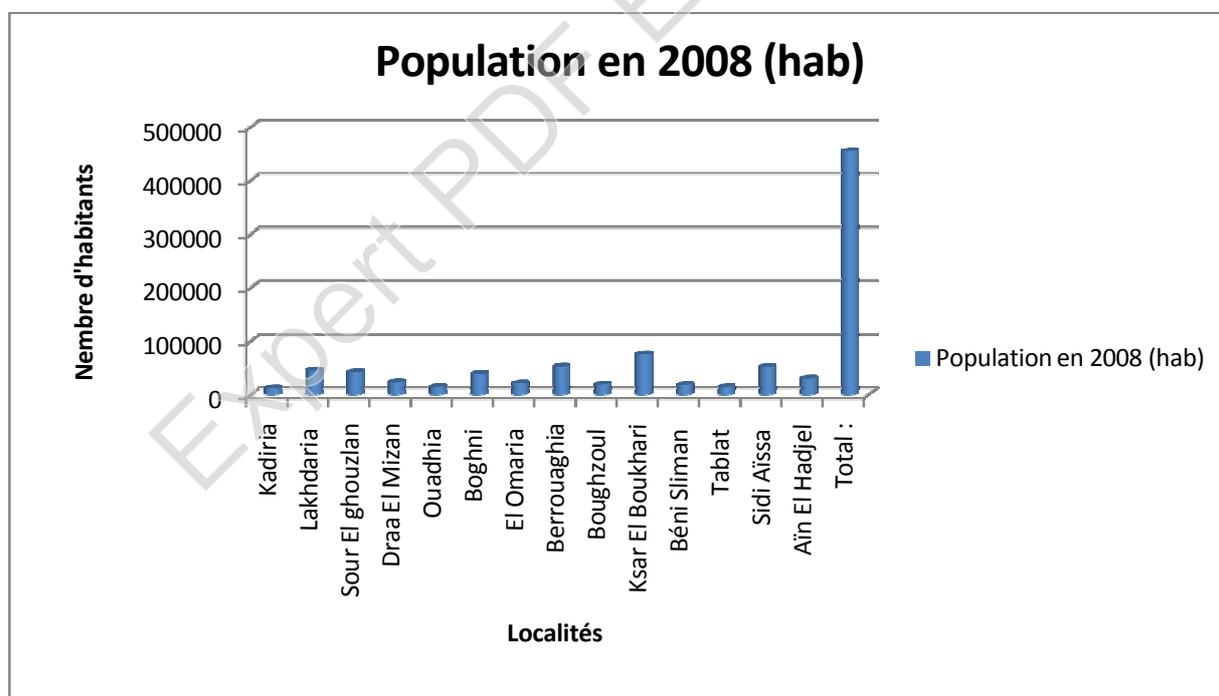


Figure I.3 : population des centres principaux en 2008.

I-6. Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune :

Le barrage est implanté sur l'oued Isser dans la commune de Maala, daïra de Lakhdaria et wilaya de Bouira sous les coordonnées LAMBERT suivantes :

$$X=580.10 \quad Y=354.70 \quad Z=217.00$$

Les caractéristiques principales du barrage sont :

- surface du bassin versant : 2790 KM²
- capacité de la retenue : 640 Hm³
- volume annual regularise : 178 Hm³
- apport annual moyen : 220 Hm³
- hauteur au-dessus des fondations : 121 M
- longueur de Crete : 475 M
- largeur de crête : 08 M
- l'évacuateur de crue est de type déversoir de surface à seuil libre coursier et saut de ski avec 07 passes d'une longueur de 142.20m et avec un débit de 7000m³/s
- les deux pertuis de dérivation de 8x8m sont réalisés au fond de la digue et de longueur de 285m
- la vidange de fond est de 4x4.2m à l'amont des vannes et de 8x7m à l'aval des vannes avec un débit au niveau normal de retenue = 470m³/s
- la tour de prise est d'une section rectangulaire inclinée sur le parement amont, d'une hauteur de 108.59 m et de section : 13.50*10.50m. Elle comporte 05 prises ou les 02 de fond sont réservées à l'irrigation et les 03 de haut sont réservées à l'A.E.P.



Figure I.4 : BARRAGE KOUDAIT ASSERDOUNE.

Source : (Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger)

I-7. Présentation de la station de traitement:

La station de traitement située dans la commune de Djebahia est destinée au traitement d'une eau possédant les caractéristiques données dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 : caractéristiques de l'eau

| Caractéristiques | Unités | min | max |
|-------------------|----------------------|-------|------|
| PH | | 7.74 | 8.13 |
| Couleur apparente | U Hazen | 40 | 70 |
| Turbidité | NTU | 29 | 500 |
| conductivité | ms/cm | 2.1 | 2.45 |
| M.E.S | mg/L | | 5000 |
| Ammoniac | mg/L NH ₄ | | 0.5 |
| Sulfates | mg/L | 300 | 500 |
| Fer total | mg/L | 0.2 | 2.1 |
| Manganèse | mg/L | ---- | 0.5 |
| Matière organique | mg/L O | 7 | 11 |
| TAC | °F | 22.8 | 23.2 |
| Absorbance | DO/10cm | 0.004 | 0.72 |
| La température | °c | | 17±6 |

I-7-1. Technologie de traitement :

D'après les ouvrages préconisés à la station de traitement, on constate que le traitement de l'eau se fera comme suit:

- Mélange de l'eau avec un adjuvant pour la coagulation. Flocculation
- Décantation
- Aération
- Filtration
- Désinfection
- Enfin, acheminement vers les réservoirs d'eau traitée.

I-8. Situation hydraulique existante :

D'après les sources d'A.P.C des différentes localités, la production actuelle en eau est comme donnée dans les tableaux I.3 et I.4

Tableau I.3 : la production actuelle en eau des centres principaux

| centres principaux | Production actuelle (m ³ /j) |
|--------------------|---|
| Kadiria | 1212 |
| Lakhdaria | 4615 |
| Sour El ghouzlan | 4500 |
| Draa El Mizan | 3000 |
| Ouadhia | 2530 |
| Boghni | 2723 |
| El Omaria | 2170 |
| Berrouaghia | 5378 |
| Boughzoul | 1954 |
| Ksar El Boukhari | 7744 |
| Béni Sliman | 1873 |
| Tablat | 1399 |
| Sidi Aïssa | 6000 |
| Aïn El Hadjel | 3925 |

Tableau I.4 : production actuelle en eau des sous centres principaux

| sous centres principaux | Production actuelle (m ³ /j) | sous centres principaux | Production actuelle (m ³ /j) |
|-------------------------|---|-------------------------|---|
| Aïn Bessem | 3200 | Assi Youcef | 778 |
| Bir Ghbalou | 999 | Bounouh | 278 |
| El Hachimia | 2200 | Tizi N'Thlata | 810 |
| Souk El Khemis | 400 | Frikat | 500 |
| Dirah | 700 | Aïn Zaouïa | 800 |
| Raouraoua | 405 | Sidi Naamane | 858 |
| Aomar gare | 649 | El Guelb | 586 |
| Djebahia | 500 | El Azizia | 846 |
| El Mokrani | 194 | Ouled Arbi | 46 |
| Bouderbala | 421 | Seriet | 277 |
| Zbarbar | 841 | Sedraïa | 361 |
| Tizi Ghenif | 500 | Si Hadjeres | 525 |
| Mechtras | 2222 | | |

Conclusion :

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

Introduction :

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II -1. Evaluation de la situation démographique :

Pour l'estimation de la population à l'horizon futur nous utiliserons l'expression des intérêts composés:

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

P_n : population à l'horizon voulu.

P_0 : population à l'année du dernier recensement 2008 .

α : taux d'accroissement démographique, $\alpha = 2\%$.

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

Tableau II.1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2040)

| Horizons | Localité | |
|----------|--|-------------------------|
| | Couloir vers chaabet ikhlef+el merdjen | Couloir vers ben haroun |
| 2008 | 4268 | 6580 |
| 2010 | 4440 | 6846 |
| 2015 | 4903 | 7558 |
| 2020 | 5413 | 8345 |
| 2025 | 5976 | 9214 |
| 2030 | 6598 | 10173 |
| 2035 | 7285 | 11231 |
| 2040 | 8043 | 12400 |

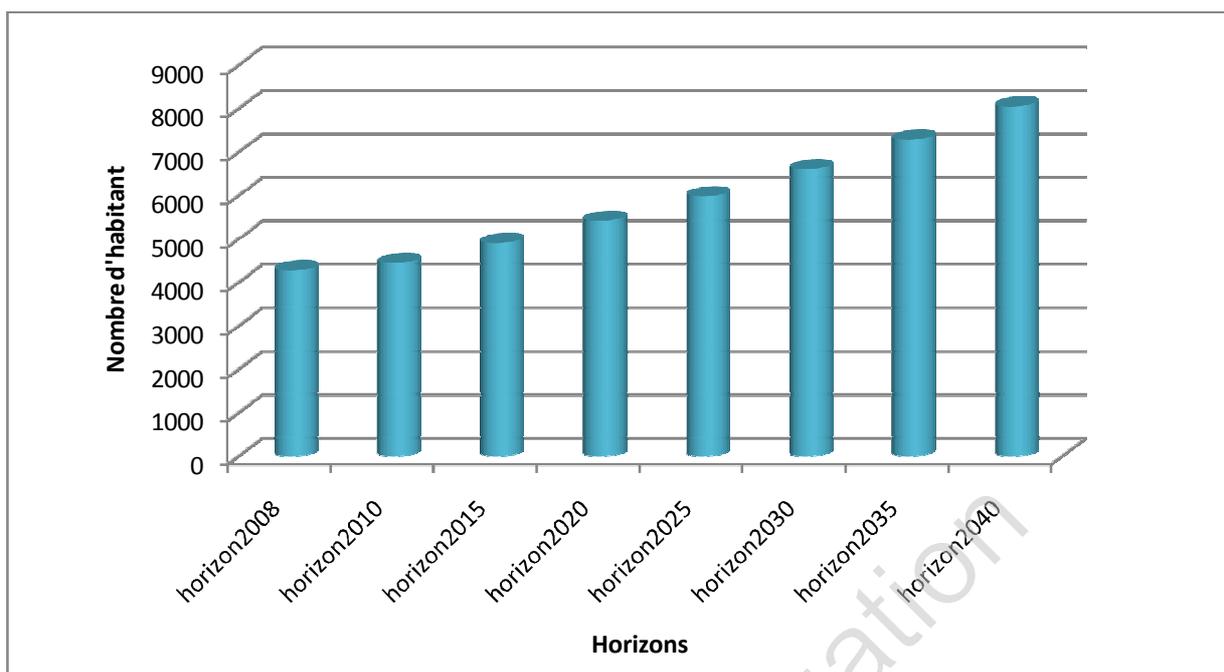


Figure II.1 : Evolution de la population pour différents horizons localité chaabet ikhlef et el Merdjen.

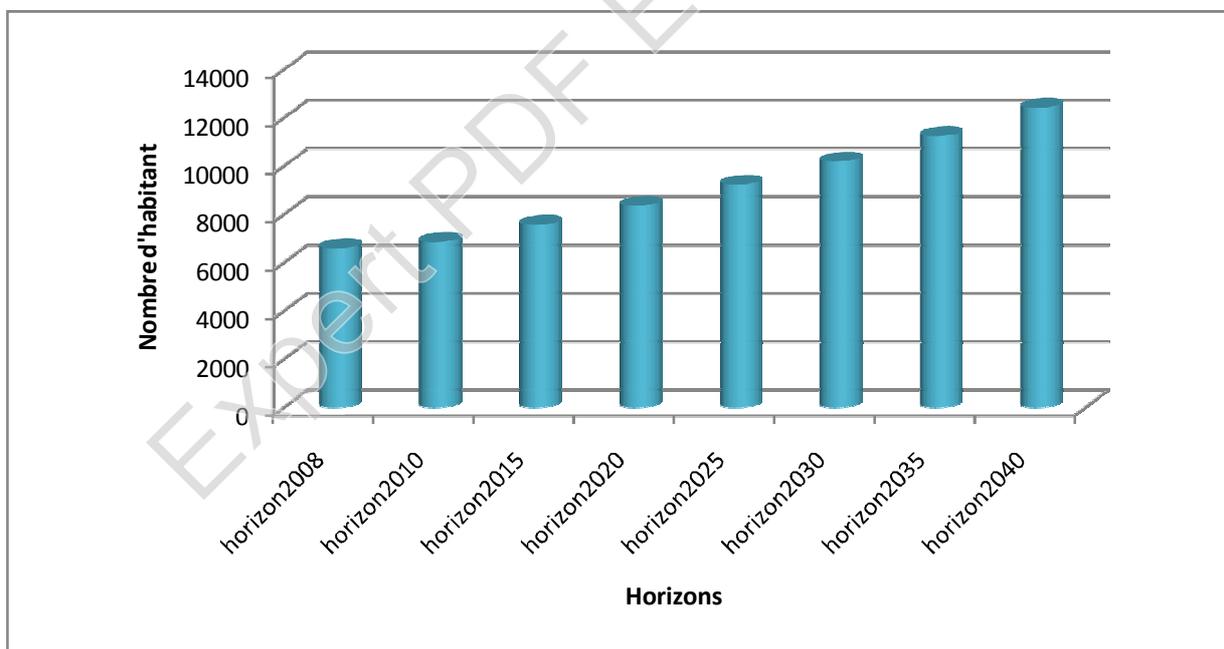


Figure II.2 : Evolution de la population pour différents horizons localité ben haroun.

II-2. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

La norme de consommation sera tablée sur les bases ci-après:

- Villes de 5000 —→ 20000 habitants.....150 - 200 l/hab. /j.
- Villes de 20000 —→ 100000 habitants.....200 - 300 l/hab. /j.
- Au dessus de 100000 habitants.....300-400 l/hab. /j.

Dans notre cas, on a des villes de 5000 à 20000 habitants, donc on optera pour une norme de consommation de 150 l/hab. /j.

Afin de prévoir une évolution de la consommation, on prendra en considération les extensions des agglomérations, ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle.

Vu l'insuffisance de la consommation domestique en eau potable, due au redressement du niveau de vie et le progrès d'hygiène, on prendra une marge de sécurité sur les quantités requises, afin d'assurer une bonne distribution.

La dotation sera donc de : 180 l/j/hab.

II-2-1- Besoins domestiques:

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

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

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m³/j)

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

N: nombre d'habitants

Tableau II-2 : tableau récapitulatif des besoins domestiques:

| localité | Nombre d'habitants 2035 | Dotation (l/j/hab) | Débit (m ³ /j) |
|---|-------------------------|--------------------|---------------------------|
| couloir vers chaabet ikhlef +el merdjen | 7285 | 180 | 1311,3 |
| couloir vers ben haroun | 8159 | | 1468,62 |
| Total | 15444 | | 2779,92 |

II-2-2- Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires:

| localités | Type d'équipement | Nombre d'élève | Dotation | Régime | Débit (m ³ /j) |
|---|-------------------|----------------|-------------|----------|---------------------------|
| | | | (l/j/élève) | | |
| couloir vers chaabet ikhlef +el merdjén | 04 Primaires | 1000 | 10 | externat | 10 |
| | 03 CEM | 600 | | | 6 |
| | 02 Lycées | 500 | | | 5 |
| couloir vers ben haroun | 03 Primaires | 800 | 10 | externat | 8 |
| | 02 CEM | 500 | | | 5 |
| | 01 Lycées | 250 | | | 2,5 |
| | 01 CFPA | 100 | | | 1 |
| Total | | | | | 37,5 |

II-2-3- Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires:

| localités | Type d'équipement | unité | | Dotation (l/j/u) | Débit (m ³ /j) |
|---|--------------------|-------------------|------|------------------|---------------------------|
| | | (m ²) | lits | | |
| couloir vers chaabet ikhlef +el merdjén | 01 unité de soin | 700 | - | 15 | 10,5 |
| | 01 maternité | - | 30 | 250 | 7,5 |
| | 01 hôpital | - | 250 | 250 | 62,5 |
| couloir vers ben haroun | 03 unités de soin | 400 | - | 15 | 6 |
| | 01 maternité | 30 | - | 250 | 7,5 |
| | 01 centre de santé | 150 | - | 15 | 2,25 |
| Total | | | | | 96,25 |

II-2-4- Besoins administratifs :

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs:

| localités | Type d'équipement | Nombre d'employés | Dotation (l/j/ouvr) | Débit (m ³ /j) |
|---|--------------------|-------------------|---------------------|---------------------------|
| couloir vers reservoir chaabet ikhlef et el merdjen | 01 APC | 25 | 15 | 0,375 |
| | 01 Poste | 15 | | 0,225 |
| | 01 Garde communale | 30 | | 0,45 |
| | 01 Darak el Watani | 25 | | 0,375 |
| | 01 SAA | 10 | | 0,15 |
| couloir vers ben haroun | 01 APC | 25 | 50 | 0,41 |
| | 01 Poste | 10 | | 0,15 |
| | 01 caserne | 250 | 12,5 | |
| | 01 Darak el Watani | 20 | 15 | 0,3 |
| Total | | | | 14,935 |

II-2-5- Besoins socioculturels:

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels:

| localités | Type d'équipement | Nombre d'usagers | Dotation (l/j/usager) | Débit (m ³ /j) |
|---|----------------------|------------------|-----------------------|---------------------------|
| couloir vers reservoir chaabet ikhlef et el merdjen | 05 Mosquées | 1457 | 20 | 29,14 |
| | 01 Stade | 100 | 60 | 6 |
| | 01 Maison de jeunes | 100 | 10 | 1 |
| couloir vers ben haroun | 01 Foyer pour jeunes | 70 | 10 | 0,7 |
| | 06 Mosquées | 1632 | 20 | 32,64 |
| | | | | |
| | 01 Stade | 150 | 60 | 9 |
| Total | | | | 78,48 |

II-2-6 : Besoins du bétail :

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes. Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès des services d'agriculture des localités concernées par notre étude. Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins du bétail:

| localités | Bovins | | Ovins | | Caprins | | Débit (m ³ /j) |
|---|--------|---------------------|-------|---------------------|---------|---------------------|---------------------------|
| | têtes | Dotation (l/j/tête) | têtes | Dotation (l/j/tête) | têtes | Dotation (l/j/tête) | |
| Couloir vers réservoir chaabet ikhlef et el merdjen | 2300 | 80 | 6800 | 8 | 1050 | 8 | 246,8 |
| Couloir vers réservoir ben haroun | 1850 | 80 | 2000 | 8 | 800 | 8 | 170,4 |
| total | | | | | | | 417,2 |

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

Tableau II-8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières:

| localité | Besoins domestique | Besoins scolaires | Besoins sanitaires | Besoins administratifs | Besoins socioculturels | Besoins du bétail | Total Q (m ³ /j) |
|---|--------------------|-------------------|--------------------|------------------------|------------------------|-------------------|-----------------------------|
| Couloir vers réservoir chaabet ikhlef et el merdjen | 1311,3 | 21 | 80,5 | 1,575 | 36,14 | 246,8 | 1697,315 |
| Couloir vers réservoir ben haroun | 1468,62 | 16,5 | 15,75 | 13,36 | 42,34 | 170,4 | 1726,97 |
| total | 2779,92 | 37,5 | 96,25 | 14,935 | 78,48 | 417,2 | 3424,285 |

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2035, à $Q_{\text{moy.j}} = 3424.285 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit de 951.19 l/s

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

Le débit appelé par le consommateur varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population, il présente des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\text{max.j}}$ et $K_{\text{min.j}}$.

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

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

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

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

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

Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante:

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

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

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

Avec : $K_{\text{max.j}} \in [1,1 - 1,3]$

On prend $K_{\text{max.j}}=1,3$. (pour avoir une estimation maximale)

$$\text{D'où : } Q_{\text{max.j}}=1,3*Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II-4})$$

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

Ce débit relatif au jour de faible consommation de l'année est utilisé comme Elément de base dans les calculs. il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\text{min.j}} = K_{\text{min.j}} * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II-5})$$

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

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

Avec : $K_{\text{min.j}} \in [0,7 - 0,9]$

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

$$D'o\grave{u} : Q_{\min,j} = 0,9 * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-6})$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II-9 :

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy} j}$; $Q_{\max j}$:

| Localités | $Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j) | $K_{\min j}$ | $Q_{\min j}$ (m^3/j) | $K_{\max j}$ | $Q_{\max j}$ (m^3/j) |
|---|---|--------------|---|--------------|---|
| Couloir vers reservoir chaabet ikhlef et el merdjén | 1697,315 | 0,9 | 1527,5835 | 1,3 | 2206,5095 |
| Couloir vers reservoir ben haroun | 1726,97 | 0,9 | 1554,273 | 1,3 | 2245,061 |
| Total | 3424,285 | 0,9 | 3081,8565 | 1,3 | 4451,5705 |

Tableau II.10 les consommations max et min journalières des sous centres principaux :

| Localités | $Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j) | $K_{\min j}$ | $Q_{\min j}$ (m^3/j) | $K_{\max j}$ | $Q_{\max j}$ (m^3/j) |
|----------------|---|--------------|---|--------------|---|
| Ain chriki | 770,12 | 0,9 | 693,108 | 1,3 | 1001,156 |
| Ben haroun | 956,85 | 0,9 | 861,165 | 1,3 | 1243,905 |
| Chaabet ikhlef | 818,815 | 0,9 | 736,9335 | 1,3 | 1064,4595 |
| El mardjen | 878,5 | 0,9 | 790,65 | 1,3 | 1142,05 |
| Total | 3424,285 | 0,9 | 3081,8565 | 1,3 | 4451,5705 |

II-4- Variation des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire (horizon 2035) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire (m³/h)

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximal journalier (m³/j)

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{4451.5705}{24} = 185.48 \text{ m}^3\text{/h}$$

- Consommation minimale horaire (horizon 2035):

$$Q_{\text{min h}} = K_{\text{min h}} * Q_{\text{moyh}}$$

- Consommation maximale horaire (horizon 2035):

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} * Q_{\text{moyh}}$$

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

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

D'où :

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

Pour notre cas, on prend : $\alpha_{\text{max}} = 1,3$

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, il est donné par le tableau II-11 :

Tableau II-11 : les valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants

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

Dans notre présente étude, pour la détermination des débits de pointe nous procéderons, par la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau II-12:

Tableau II.12.répartition horaire du débit maximum journalier

| Heures | Nombre d'habitants | | | | |
|--------------|--------------------|---------------|----------------|----------|--------------------|
| | < 10000 | 10001 à 50000 | 50001 à 100000 | > 100000 | Aggl.de type rural |
| 0-1 | 01 | 1.5 | 03 | 3.35 | 0.75 |
| 1-2 | 01 | 1.5 | 3.2 | 3.25 | 0.75 |
| 2-3 | 01 | 1.5 | 2.5 | 3.3 | 01 |
| 3-4 | 01 | 1.5 | 2.6 | 3.2 | 01 |
| 4-5 | 02 | 2.5 | 3.5 | 3.25 | 03 |
| 5-6 | 03 | 3.5 | 4.1 | 3.4 | 5.5 |
| 6-7 | 05 | 4.5 | 4.5 | 3.85 | 5.5 |
| 7-8 | 6.5 | 5.5 | 4.9 | 4.45 | 5.5 |
| 8-9 | 6.5 | 6.25 | 4.9 | 5.2 | 3.5 |
| 9-10 | 5.5 | 6.25 | 5.6 | 5.05 | 3.5 |
| 10-11 | 4.5 | 6.25 | 4.8 | 4.85 | 06 |
| 11-12 | 5.5 | 6.25 | 4.7 | 4.6 | 8.5 |
| 12-13 | 07 | 05 | 4.4 | 4.6 | 8.5 |
| 13-14 | 07 | 05 | 4.1 | 4.55 | 06 |
| 14-15 | 5.5 | 5.5 | 4.2 | 4.75 | 05 |
| 15-16 | 4.5 | 06 | 4.4 | 4.7 | 05 |
| 16-17 | 05 | 06 | 4.3 | 4.65 | 3.5 |
| 17-18 | 6.5 | 5.5 | 4.1 | 4.35 | 3.5 |
| 18-19 | 6.5 | 05 | 4.5 | 4.4 | 06 |
| 19-20 | 5.0 | 4.5 | 4.5 | 4.3 | 06 |
| 20-21 | 4.5 | 04 | 4.5 | 4.3 | 06 |
| 21-22 | 03 | 03 | 4.8 | 4.2 | 03 |
| 22-23 | 02 | 02 | 4.6 | 3.75 | 02 |
| 23-24 | 01 | 1.5 | 3.3 | 3.7 | 01 |
| Total | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% |

Les tableaux II.13 et II.14 récapitulent les variations des débits pour les localités de Chaabet ikhlef Et el merdjen et ben haroun car la détermination de la variation horaire de débit pour les autres Localités ne sera d'aucune utilité pour l'étude.

- **Variation de débit horaire pour Chaabet ikhlef et El Merdjen :**

Le nombre d'habitant est $\simeq 10000$ hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.13. variation de débit horaire de chaabet ikhlef et el merdjen

| heures | consommation totale : | | consommation cumulée | |
|--------|-----------------------|---------------------------------------|----------------------|--|
| | % | $Q_{\text{hor}} \text{ m}^3/\text{h}$ | % | $Q_{\text{cumulé}} \text{ m}^3/\text{h}$ |
| 0_1 | 1 | 22,065095 | 1 | 22,065095 |
| 1_2 | 1 | 22,065095 | 2 | 44,13019 |
| 2_3 | 1 | 22,065095 | 3 | 66,195285 |
| 3_4 | 1 | 22,065095 | 4 | 88,26038 |
| 4_5 | 2 | 44,13019 | 6 | 132,39057 |
| 5_6 | 3 | 66,195285 | 9 | 198,585855 |
| 6_7 | 5 | 110,325475 | 14 | 308,91133 |
| 7_8 | 6,5 | 143,423118 | 20,5 | 452,334448 |
| 8_9 | 6,5 | 143,423118 | 27 | 595,757565 |
| 9_10 | 5,5 | 121,358023 | 32,5 | 717,115588 |
| 10_11 | 4,5 | 99,2929275 | 37 | 816,408515 |
| 11_12 | 5,5 | 121,358023 | 42,5 | 937,766538 |
| 12_13 | 7 | 154,455665 | 49,5 | 1092,2222 |
| 13_14 | 7 | 154,455665 | 56,5 | 1246,67787 |
| 14_15 | 5,5 | 121,358023 | 62 | 1368,03589 |
| 15_16 | 4,5 | 99,2929275 | 66,5 | 1467,32882 |
| 16_17 | 5 | 110,325475 | 71,5 | 1577,65429 |
| 17_18 | 6,5 | 143,423118 | 78 | 1721,07741 |
| 18_19 | 6,5 | 143,423118 | 84,5 | 1864,50053 |
| 19_20 | 5 | 110,325475 | 89,5 | 1974,826 |
| 20_21 | 4,5 | 99,2929275 | 94 | 2074,11893 |
| 21_22 | 3 | 66,195285 | 97 | 2140,31422 |
| 22_23 | 2 | 44,13019 | 99 | 2184,44441 |
| 23_24 | 1 | 22,065095 | 100 | 2206,5095 |

Le débit max horaire est : $Q_{\text{max,hor}} = 154.4557 \text{ m}^3/\text{h}$

- **Variation de débit horaire pour Ben Haroun :**

le nombre d'habitant est < **10000** hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.14. variation de débit horaire de ben haroun

| heures | consommation totale : $Q_{\max,j} = 2245,061 \text{ m}^3/\text{j}$ | | consommation cumulée | |
|--------|---|---------------------------------------|----------------------|--|
| | % | $Q_{\text{hor}} \text{ m}^3/\text{h}$ | % | $Q_{\text{cumulé}} \text{ m}^3/\text{h}$ |
| 0_1 | 1 | 22,45061 | 1 | 22,45061 |
| 1_2 | 1 | 22,45061 | 2 | 44,90122 |
| 2_3 | 1 | 22,45061 | 3 | 67,35183 |
| 3_4 | 1 | 22,45061 | 4 | 89,80244 |
| 4_5 | 2 | 44,90122 | 6 | 134,70366 |
| 5_6 | 3 | 67,35183 | 9 | 202,05549 |
| 6_7 | 5 | 112,25305 | 14 | 314,30854 |
| 7_8 | 6,5 | 145,928965 | 20,5 | 460,237505 |
| 8_9 | 6,5 | 145,928965 | 27 | 606,16647 |
| 9_10 | 5,5 | 123,478355 | 32,5 | 729,644825 |
| 10_11 | 4,5 | 101,027745 | 37 | 830,67257 |
| 11_12 | 5,5 | 123,478355 | 42,5 | 954,150925 |
| 12_13 | 7 | 157,15427 | 49,5 | 1111,3052 |
| 13_14 | 7 | 157,15427 | 56,5 | 1268,45947 |
| 14_15 | 5,5 | 123,478355 | 62 | 1391,93782 |
| 15_16 | 4,5 | 101,027745 | 66,5 | 1492,96557 |
| 16_17 | 5 | 112,25305 | 71,5 | 1605,21862 |
| 17_18 | 6,5 | 145,928965 | 78 | 1751,14758 |
| 18_19 | 6,5 | 145,928965 | 84,5 | 1897,07655 |
| 19_20 | 5 | 112,25305 | 89,5 | 2009,3296 |
| 20_21 | 4,5 | 101,027745 | 94 | 2110,35734 |
| 21_22 | 3 | 67,35183 | 97 | 2177,70917 |
| 22_23 | 2 | 44,90122 | 99 | 2222,61039 |
| 23_24 | 1 | 22,45061 | 100 | 2245,061 |

Le débit max horaire est : $Q_{\max,\text{hor}} = 157.1543 \text{ m}^3/\text{h}$

Conclusion :

Le débit total d'exploitation des sources et forages dans l'ensembles des localités est très Faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2035) par conséquent il Est nécessaire de transférer cette quantité d'eau du barrage vers les consommateurs concernés Par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage et de traitement qui Sont l'objet du chapitre qui suit.

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.

III -1. Définition:

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

Les principales fonctions des réservoirs sont :

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

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.
- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Réserve d'incendie garantie. Une partie du volume est réservée pour la lutte contre l'incendie.

III -2.Emplacement des réservoirs :

Pour de multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer.

En fait, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix et notamment les questions foncières, l'aspect économique, les conditions topographiques et d'inscription dans le site.

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

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

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

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

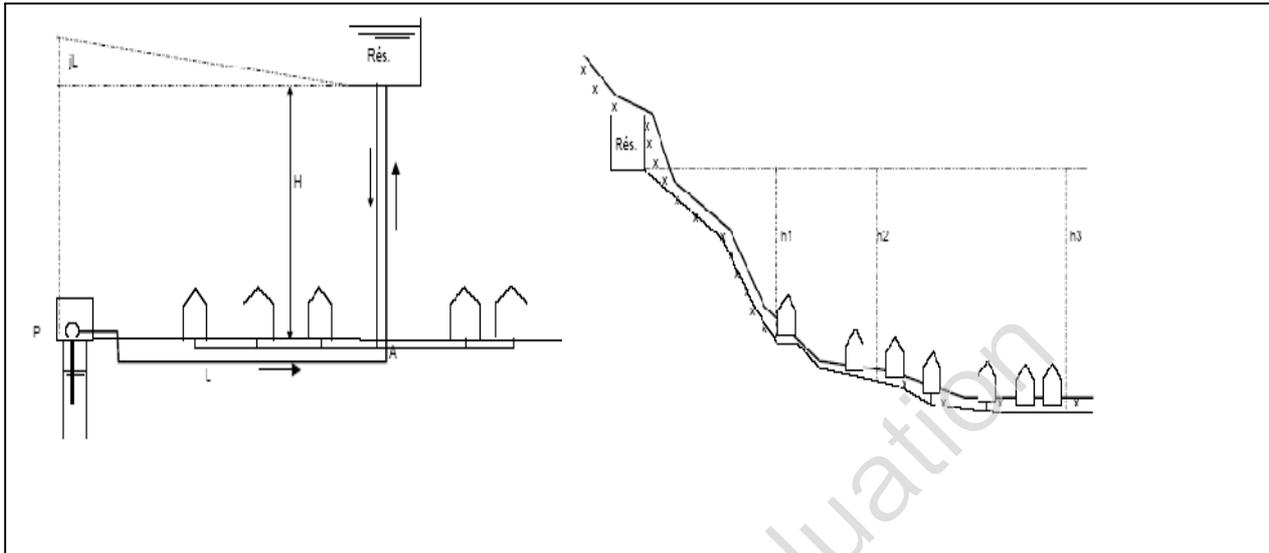


Figure III -1 : Emplacement du réservoir.

III-3. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques
 - Les réservoirs en maçonnerie
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés
 - Semi-enterrés
 - Surélevés
- D'après leurs formes :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Ou d'une forme quelconque

L'alimentation d'une agglomération urbaine ne comportera que rarement un réservoir unique, le plus souvent plusieurs réservoirs seront nécessaires; soit au centre de consommation importe, soit en position de réservoir d'équilibre en extrémité du réseau. A cet effet, nous avons envisagé pour le cas de notre réseau :

- Quatre baches de reprises réparties sur le long du réseau principal.

- Dix réservoirs terminaux qui desservent toute la population de la zone, placés d'une manière telle que la ligne des niveaux piézométriques relatifs à chaque canalisation de distribution, passe au-dessus de tout appareil de puisage
- Deux réservoirs de mise en charge
La majorité de ces ouvrages sont projetés, puisque c'est le cas de toutes les bâches de reprises des stations de pompages

☛ **Reservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents 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 l'alimentation directe en eau des stations de pompages

Si le débit de sortie est identique ou inférieure au débit d'entrée, il n'est pas nécessaire de disposer d'un volume tampon.

En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant

III-4. Capacité des réservoirs :

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III-4-1. Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir.

Le volume de régulation sera :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

Q_{mmj} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-2})$$

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

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

- **Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :**

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

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

III-4-2. Méthode graphique :

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

Donc :

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

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

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

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$$

Cette méthode, très précise. Suppose, donc, que l'on dispose de statistique suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

La méthode est illustrée par la figure suivante :

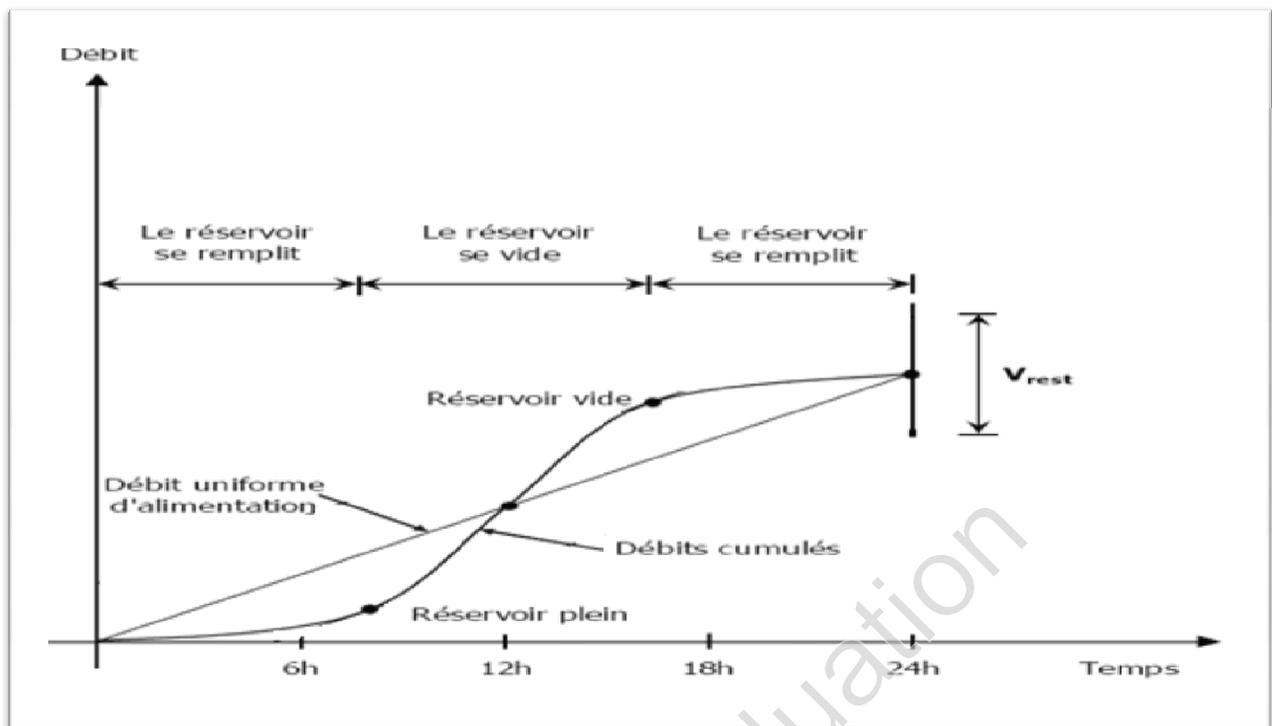


Figure III-2 : Méthode graphique.

III-5. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation :

Dans cette présente étude, quatre réservoirs terminaux doivent être prévu, et leurs capacités sont déterminées par la formule suivante:

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

V_r : capacité résiduelle (m³),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \text{ (m}^3\text{)}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

III-5-1. Dimensionnement de la Bâche de reprise de la station de pompage :

La bâche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{24} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 24h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)*

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{4451.57}{24} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 46.37 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de 50 m³.

III-5-2..Dimensionnement du réservoir de Ain chriki :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de Ain chriki est donnée dans le tableau III -1.

Tableau III-1. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ain chriki

| Heure | Arrivée au réservoir | Départ du réservoir | Surplus | Déficit | Reste dans le réservoir | |
|--------------|----------------------|---------------------|---------|---------|-------------------------|-------|
| | % | % | | | % | % |
| 0_1 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 3,16 | 9,65 |
| 1_2 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 6,32 | 12,81 |
| 2_3 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 9,48 | 15,97 |
| 3_4 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 12,64 | 19,13 |
| 4_5 | 4,16 | 2 | 2,16 | | 14,8 | 21,29 |
| 5_6 | 4,16 | 3 | 1,16 | | 15,96 | 22,45 |
| 6_7 | 4,17 | 5 | | 0,83 | 15,13 | 21,62 |
| 7_8 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 12,8 | 19,29 |
| 8_9 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 10,47 | 16,96 |
| 9_10 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 9,14 | 15,63 |
| 10_11 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 8,81 | 15,3 |
| 11_12 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 7,48 | 13,97 |
| 12_13 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 4,65 | 11,14 |
| 13_14 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 1,82 | 8,31 |
| 14_15 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 0,49 | 6,98 |
| 15_16 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 0,16 | 6,65 |
| 16_17 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -0,67 | 5,82 |
| 17_18 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -3 | 3,49 |
| 18_19 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -5,33 | 1,16 |
| 19_20 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -6,16 | 0,33 |
| 20_21 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | -6,49 | 0 |
| 21_22 | 4,17 | 3 | 1,17 | | -5,32 | 1,17 |
| 22_23 | 4,16 | 2 | 2,16 | | -3,16 | 3,33 |
| 23_24 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 0 | 6,49 |
| Total | 100% | 100% | | | | |

Calcul de la capacité du réservoir de Ain chriki

- Le volume résiduel sera : $V_r = [(6.49) + (22.45)] * 1001.156 / 100 \Rightarrow V_r = 289.73 \text{ m}^3$

Le réservoir de Ain chriki il jouer double rôle :

- Un réservoir d'alimentation .
- Un réservoir tampon .

- Le volume résiduel V_{r1} :

À l'arrêt de la station de reprise le réservoir commence à se vider.

$$V_{r1} = \frac{Q_0 * T}{2} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-5})$$

Q_0 : débit transitant par le réservoir (m^3/h) ;

T : temps de vidange du réservoir tampon (h).

On calcule le volume résiduel V_{r1} du réservoir pour un temps de vidange $T = 2 \text{ h}$ sachant que : $Q_0 = 51.83 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$\text{A.N : } V_{r1} = \frac{51.83 * 2}{2} \Rightarrow V_{r1} = 51.83 \text{ m}^3$$

- La capacité totale sera : $V_t = 289.73 + 51.83 + 120 \Rightarrow V_t = 461.56 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

III-5-3..Dimensionnement du réservoir de Ben haroun :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de Ben haroun est donnée dans le tableau III -2.

Tableau III-2. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ben haroun

| Heure | Arrivée au réservoir | Départ du réservoir | Surplus | Déficit | Reste dans le réservoir | |
|--------------|----------------------|---------------------|---------|---------|-------------------------|-------|
| | % | % | % | % | % | % |
| 0_1 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 3,16 | 9,65 |
| 1_2 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 6,32 | 12,81 |
| 2_3 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 9,48 | 15,97 |
| 3_4 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 12,64 | 19,13 |
| 4_5 | 4,16 | 2 | 2,16 | | 14,8 | 21,29 |
| 5_6 | 4,16 | 3 | 1,16 | | 15,96 | 22,45 |
| 6_7 | 4,17 | 5 | | 0,83 | 15,13 | 21,62 |
| 7_8 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 12,8 | 19,29 |
| 8_9 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 10,47 | 16,96 |
| 9_10 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 9,14 | 15,63 |
| 10_11 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 8,81 | 15,3 |
| 11_12 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 7,48 | 13,97 |
| 12_13 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 4,65 | 11,14 |
| 13_14 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 1,82 | 8,31 |
| 14_15 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 0,49 | 6,98 |
| 15_16 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 0,16 | 6,65 |
| 16_17 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -0,67 | 5,82 |
| 17_18 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -3 | 3,49 |
| 18_19 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -5,33 | 1,16 |
| 19_20 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -6,16 | 0,33 |
| 20_21 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | -6,49 | 0 |
| 21_22 | 4,17 | 3 | 1,17 | | -5,32 | 1,17 |
| 22_23 | 4,16 | 2 | 2,16 | | -3,16 | 3,33 |
| 23_24 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 0 | 6,49 |
| Total | 100% | 100% | | | | |

Calcul de la capacité du réservoir *de Ben haroun* :

- Le volume résiduel sera : $V_r = [(6.49)+(22.45)]*1243.905/100 \Rightarrow V_r = 359.99 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 359.99 + 120 \Rightarrow V_t = 479.99 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

III-5-4..Dimensionnement du réservoir tampon:

L'évaluation du volume résiduel du réservoir tampon est donnée par la formule suivant :

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

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=91.94 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : temps de vidange du réservoir tampon (h).

$$V_r = \left(\frac{91.94}{2} \right) * 2 = 91.94 (\text{m}^3)$$

$$V_r : 91.94 \text{ m}^3$$

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

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

N : nombre de réservoir ($N = 2$ réservoirs)

$$V_t = 91.94 + 2*120 = 331.94 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

III-5-5. Dimensionnement du réservoir d'El mardjen :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'El mardjen est donnée dans le tableau III -3.

Tableau III-3. Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El mardjen

| Heure | Arrivée au réservoir | Départ du réservoir | Surplus | Déficit | Reste dans le réservoir | |
|--------------|----------------------|---------------------|---------|---------|-------------------------|-------|
| | % | % | % | % | % | % |
| 0_1 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 3,16 | 9,65 |
| 1_2 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 6,32 | 12,81 |
| 2_3 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 9,48 | 15,97 |
| 3_4 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 12,64 | 19,13 |
| 4_5 | 4,16 | 2 | 2,16 | | 14,8 | 21,29 |
| 5_6 | 4,16 | 3 | 1,16 | | 15,96 | 22,45 |
| 6_7 | 4,17 | 5 | | 0,83 | 15,13 | 21,62 |
| 7_8 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 12,8 | 19,29 |
| 8_9 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 10,47 | 16,96 |
| 9_10 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 9,14 | 15,63 |
| 10_11 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 8,81 | 15,3 |
| 11_12 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 7,48 | 13,97 |
| 12_13 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 4,65 | 11,14 |
| 13_14 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 1,82 | 8,31 |
| 14_15 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 0,49 | 6,98 |
| 15_16 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 0,16 | 6,65 |
| 16_17 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -0,67 | 5,82 |
| 17_18 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -3 | 3,49 |
| 18_19 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -5,33 | 1,16 |
| 19_20 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -6,16 | 0,33 |
| 20_21 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | -6,49 | 0 |
| 21_22 | 4,17 | 3 | 1,17 | | -5,32 | 1,17 |
| 22_23 | 4,16 | 2 | 2,16 | | -3,16 | 3,33 |
| 23_24 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 0 | 6,49 |
| Total | 100% | 100% | | | | |

Calcul de la capacité du réservoir d'El mardjen :

- Le volume résiduel sera : $V_r = [(6.49)+(22.45)]*1142.05/100 \Rightarrow V_r = 330.51 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 330.51+ 120 \Rightarrow V_t = 450.51 \text{ m}^3$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

III-5-6. Dimensionnement du réservoir de Chaabet ikhlef :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de Chaabet ikhlef est donnée dans le tableau III -4.

Tableau III-4. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chaabet ikhlef

| Heure | Arrivée au réservoir | Départ du réservoir | Surplus | Déficit | Reste dans le réservoir | |
|--------------|----------------------|---------------------|---------|---------|-------------------------|-------|
| | % | % | | | % | % |
| 0_1 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 3,16 | 9,65 |
| 1_2 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 6,32 | 12,81 |
| 2_3 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 9,48 | 15,97 |
| 3_4 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 12,64 | 19,13 |
| 4_5 | 4,16 | 2 | 2,16 | | 14,8 | 21,29 |
| 5_6 | 4,16 | 3 | 1,16 | | 15,96 | 22,45 |
| 6_7 | 4,17 | 5 | | 0,83 | 15,13 | 21,62 |
| 7_8 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 12,8 | 19,29 |
| 8_9 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | 10,47 | 16,96 |
| 9_10 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 9,14 | 15,63 |
| 10_11 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 8,81 | 15,3 |
| 11_12 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 7,48 | 13,97 |
| 12_13 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 4,65 | 11,14 |
| 13_14 | 4,17 | 7 | | 2,83 | 1,82 | 8,31 |
| 14_15 | 4,17 | 5,5 | | 1,33 | 0,49 | 6,98 |
| 15_16 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | 0,16 | 6,65 |
| 16_17 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -0,67 | 5,82 |
| 17_18 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -3 | 3,49 |
| 18_19 | 4,17 | 6,5 | | 2,33 | -5,33 | 1,16 |
| 19_20 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -6,16 | 0,33 |
| 20_21 | 4,17 | 4,5 | | 0,33 | -6,49 | 0 |
| 21_22 | 4,17 | 3 | 1,17 | | -5,32 | 1,17 |
| 22_23 | 4,16 | 2 | 2,16 | | -3,16 | 3,33 |
| 23_24 | 4,16 | 1 | 3,16 | | 0 | 6,49 |
| Total | 100% | 100% | | | | |

Calcul de la capacité du réservoir de Chaabet ikhlef :

- Le volume résiduel sera : $V_r = [(6.49)+(22.45)]*1064.46/100 \Rightarrow V_r = 308.05 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 308.05 + 120 \Rightarrow V_t = 428.05 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

➤ **Forme des réservoirs :**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminés comme suit:

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³);

S : section du réservoir (m²);

D : diamètre de la cuve (m);

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

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{III-7})$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } S = \frac{V}{h} \quad (\text{III-8})$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (\text{III-9})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III-10})$$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau suivant:

Tableau III-5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux

| Réservoirs | Volume en (m ³) | D (m) | S (m ²) | h (m) | h _{inc} | R (m) | H (m) |
|----------------|-----------------------------|-------|---------------------|-------|------------------|-------|-------|
| Ain chriki | 500 | 12 | 113,12 | 4,42 | 1,06 | 0,58 | 5 |
| Ben haroun | 500 | 12 | 113,12 | 4,42 | 1,06 | 0,58 | 5 |
| Tampon | 500 | 12 | 113,12 | 4,42 | 1,06 | 0,58 | 5 |
| El mardjen | 500 | 12 | 113,12 | 4,42 | 1,06 | 0,58 | 5 |
| Chaabet ikhlef | 500 | 12 | 113,12 | 4,42 | 1,06 | 0,58 | 5 |

III-6. Equipements des réservoirs :

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques ...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages, les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous les équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. Tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus. Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans. Afin d'éviter les fausses manœuvres, les équipements hydrauliques disposeront d'étiquettes indiquant leur fonction et les canalisations de flèches indiquant le sens du courant. Par ailleurs un plan schématique plastifié des équipements doit être affiché dans le local renfermant les équipements.

Le tableau III-6 et III-7 fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir.

Tableau III-6. Equipements des réservoirs

| Fonction | Equipements |
|--------------|--|
| Hydraulique | <ul style="list-style-type: none"> - Vannes diverses -Clapet - Equipement de trop-plein - Vidange - Siphons pour réserve incendie - Canalisations de liaison -Compteur - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air |
| Exploitation | <ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Débit - Equipements de télétransmission - Télécommande - Poste de livraison électrique |

Tableau III-7. Equipements d'hygiène et sécurité

| Fonction | Equipements |
|------------------|---|
| Entretien | <ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage - Trappes de visite pour le personnel et le matériel |
| Nettoyage | <ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour le personnel et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau |
| Qualité de l'eau | <ul style="list-style-type: none"> - Equipements ou dispositions pour le renouvellement de l'eau - Equipements ou dispositions pour le renouvellement de l'air - Robinets de prélèvement - Equipements de désinfection, analyseurs, - Dispositifs de protection contre les actes de malveillance et les intrusions |

III-6-1. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

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

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure III -3).

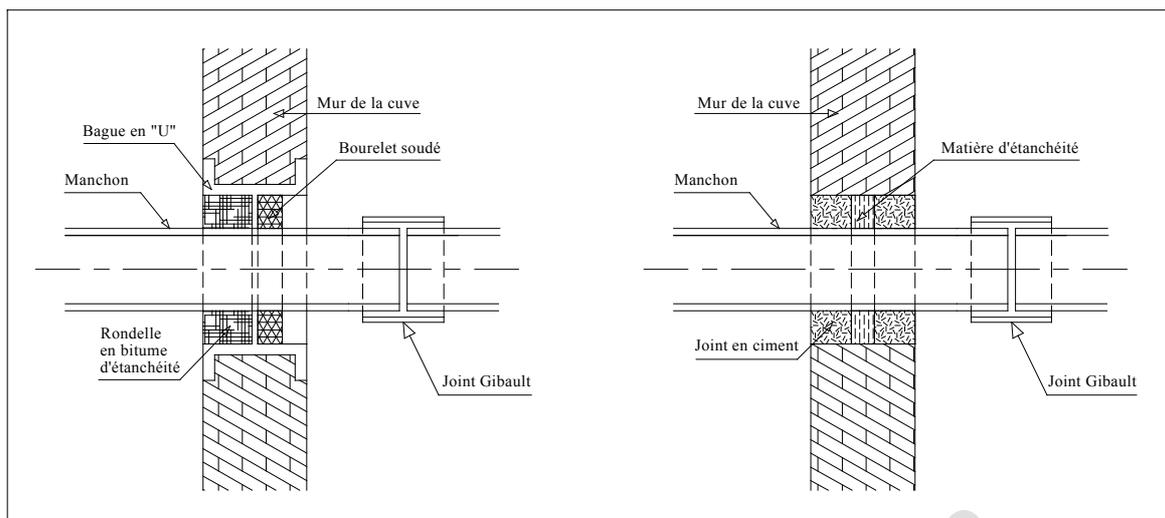


Figure III -3 . Traversée des conduites (manchon à bout lisse).

➤ **2^{eme} cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure III -4).

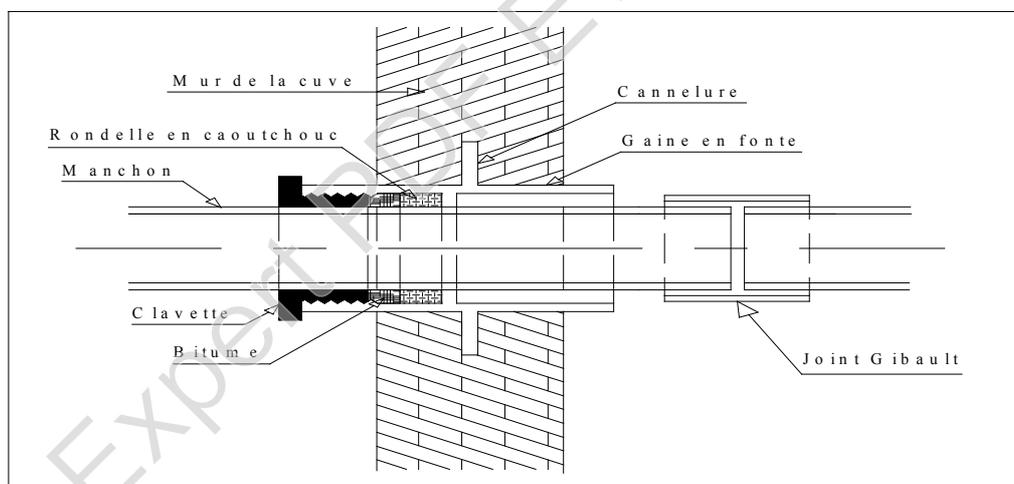


Figure III -4. Traversée des conduites (Gaine en fonte).

La figure III -5, illustre quelques équipements hydrauliques d'un réservoir

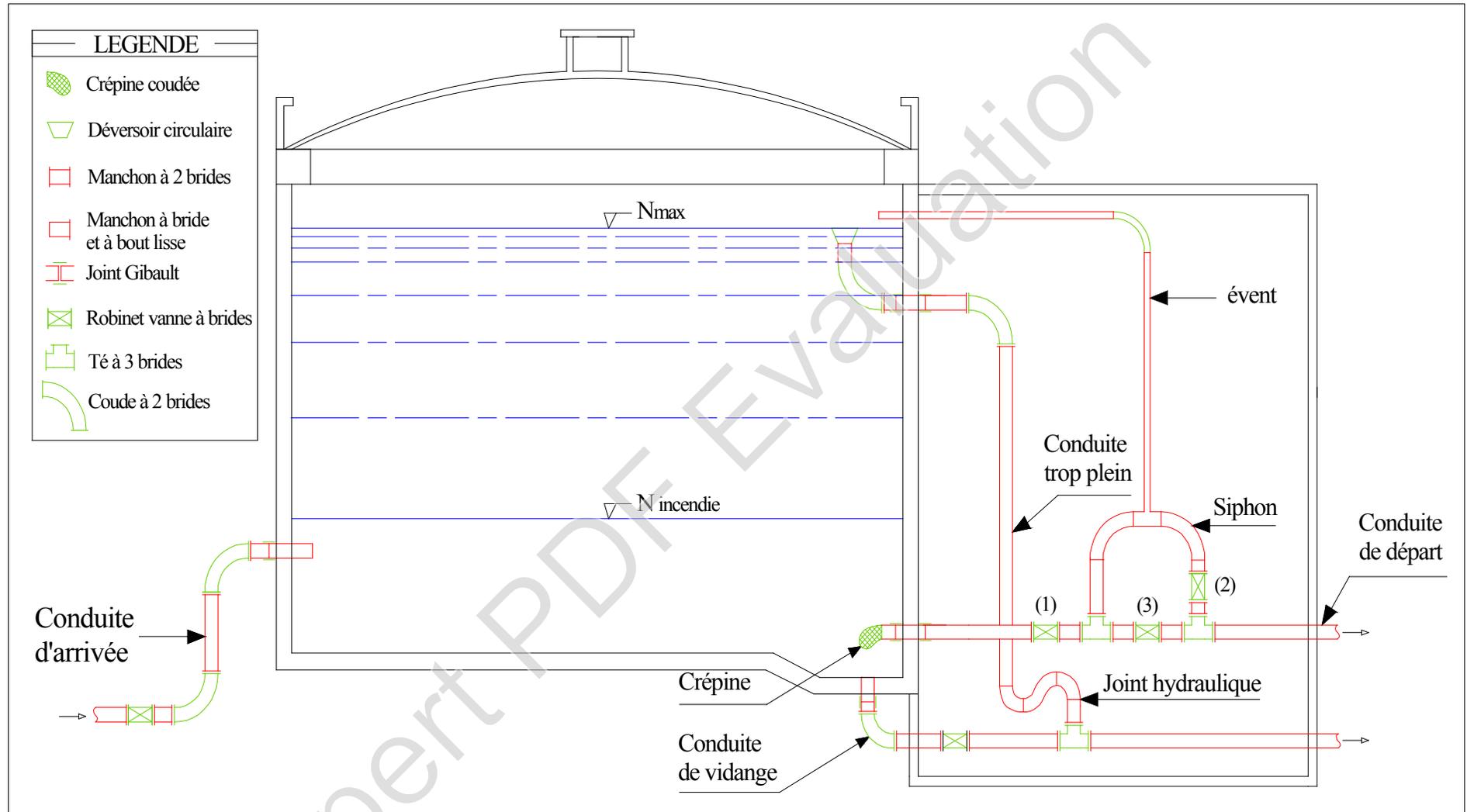


Figure III -5 : Equipements hydrauliques d'un réservoir.

Conclusion :

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question..

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire) qui sont l'objet du chapitre suivant.

Expert PDF Evaluation

Introduction :

Le transport est nécessaire entre le point de piquage et le point d'utilisation; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

Ce chapitre sera consacré à l'étude de détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale.

IV -1.Types d'adduction

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

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

IV -1-1.Adduction gravitaire

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

IV -1-2.Adduction par refoulement

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

IV -1-3.Adduction mixte

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

IV -2.Adduction et types d'écoulement :

Les écoulements se divisent en deux types :

IV -2-1. Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale (*Figure IV.1*).

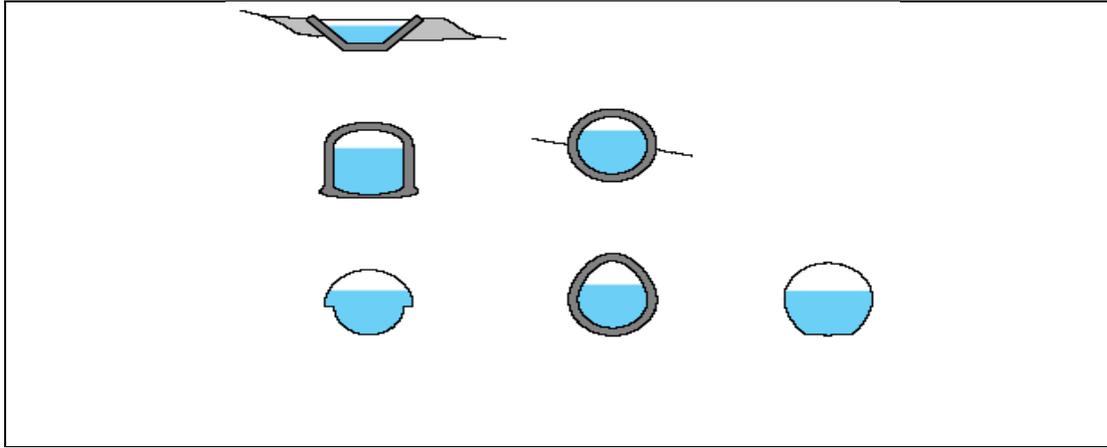


Figure IV.1-quelques formes de canaux.

IV -2-2.Ecoulement en charge :

L'eau remplit totalement le conduit et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

IV-3.Etude des variantes :

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus économique et le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation de la conduite. Le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage est aussi à considérer. Il est basé sur la reconnaissance du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques. En général, les tronçons longent les routes et les chemins existants.

IV-3-1.Proposition des variantes :

➤ Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une station de reprise principale ; Cette station est implantée à une cote de 608 mNGA pour refouler l'eau vers les deux couloirs (vers Chaabet Ikhlef et El Medjen) et (vers Ain Chriki et Ben Haroun) à partir de réservoir d'eau traitée.

- La station de reprise refoule l'eau vers les deux réservoirs tampon à des cotes de 700mNGA et de 695mNGA (couloir Chaabet Ikhlef et El Medjen), et vers le réservoir de Ain Chriki à une cote de 682mNGA, (couloir Ain Chriki et Ben Haroun) .
- Le réservoir de Chaabet Ikhlef à une cote de 631 mNGA, alimentée gravitairement par le réservoir tampon de cote 700 mNGA .
- Le réservoir de El Madjen à une cote de 462 mNGA , alimentée gravitairement par le réservoir tampon de cote 695 mNGA.
- Le réservoir de Ben Haroun à une cote de 598 mNGA, alimenté gravitairement par le réservoir de Ain Chriki à une cote de 682 mNGA.

➤ **Variante N°2 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de deux stations de reprise, la première est implantée à une côte de 608 mNGA, la deuxième est sise à une côte de 645 mNGA à une longueur de 1086 m de la première station.

- Le réservoir de Chaabet Ikhlef à une côte de 631 mNGA, alimentée gravitairement par le réservoir tampon de côte 700 mNGA .
- Le réservoir de El Madjen à une côte de 462 mNGA , alimentée gravitairement par le réservoir tampon de côte 700 mNGA.
- La deuxième station de reprise refoule l'eau vers le réservoir de Ain Chriki à une côte de 682mNGA .
- Le réservoir de Ben Haroun à une côte de 598 mNGA, alimentée gravitairement par le réservoir de Ain Chriki à une côte de 682 mNGA.

➤ **Variante N°3 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une station de reprise principale ; Cette station est implantée à une côte de 608 mNGA pour refouler l'eau vers les deux couloirs (vers Chaabet Ikhlef et El Medjen) et (vers Ain Chriki et Ben Haroun) à partir du réservoir d'eau traitée.

- La station de reprise refoule l'eau vers le réservoir tampon à une côte de 700mNGA (couloir Chaabet Ikhlef et El Medjen), et vers le réservoir de Ain Chriki à une côte de 682mNGA, (couloir Ain Chriki et Ben Haroun) .
- Le réservoir de Chaabet Ikhlef à une côte de 631 mNGA, alimentée gravitairement par le réservoir tampon de côte 700 mNGA .
- Le réservoir de El Madjen à une côte de 462 mNGA , alimentée gravitairement par le réservoir tampon de côte 700 mNGA.
- Le réservoir de Ben Haroun à une côte de 598 mNGA, alimentée gravitairement par le réservoir de Ain Chriki à une côte de 682 mNGA.

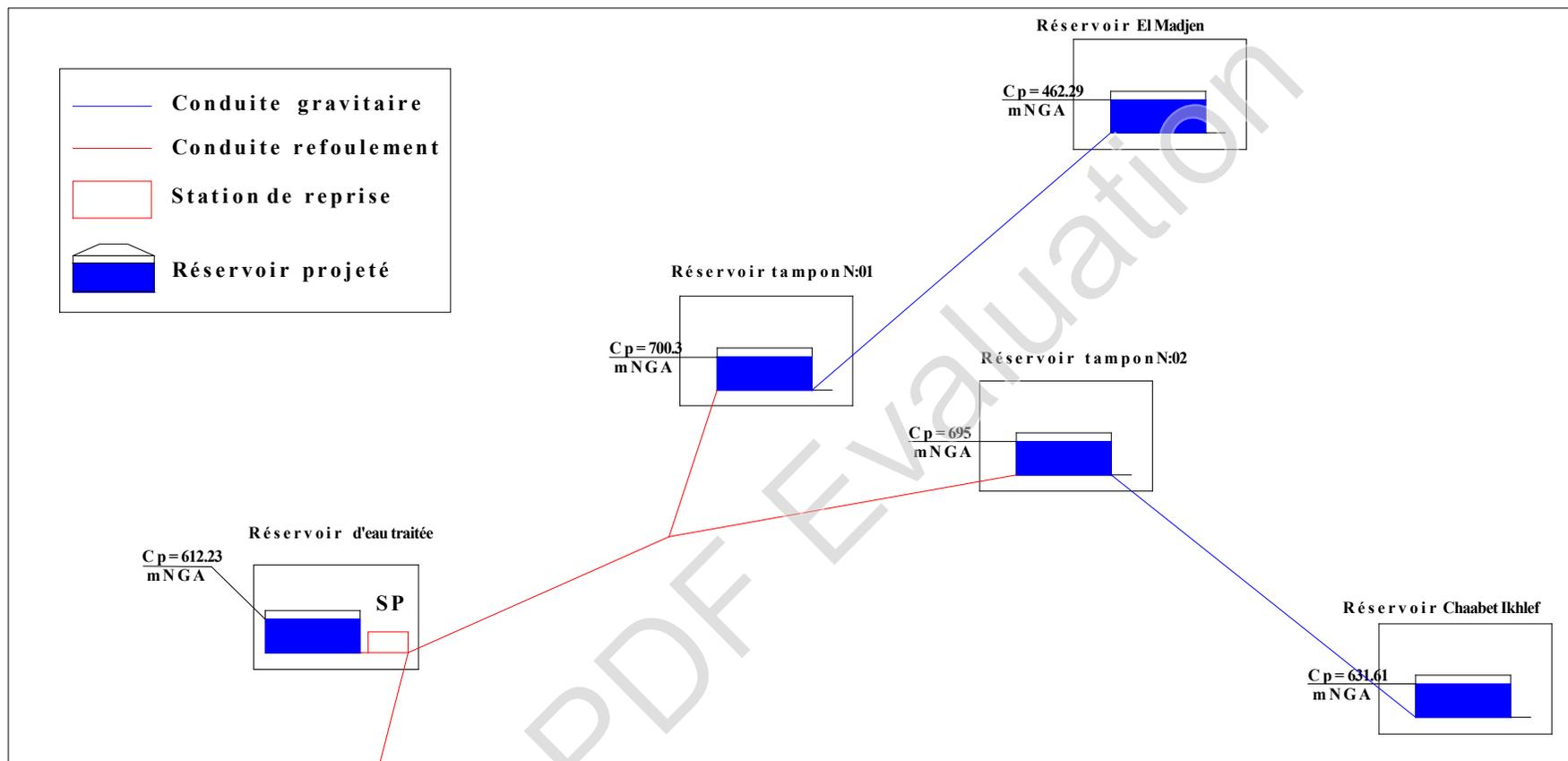


Figure IV.2: Tracé de la variante N°01, tronçon N° 01.

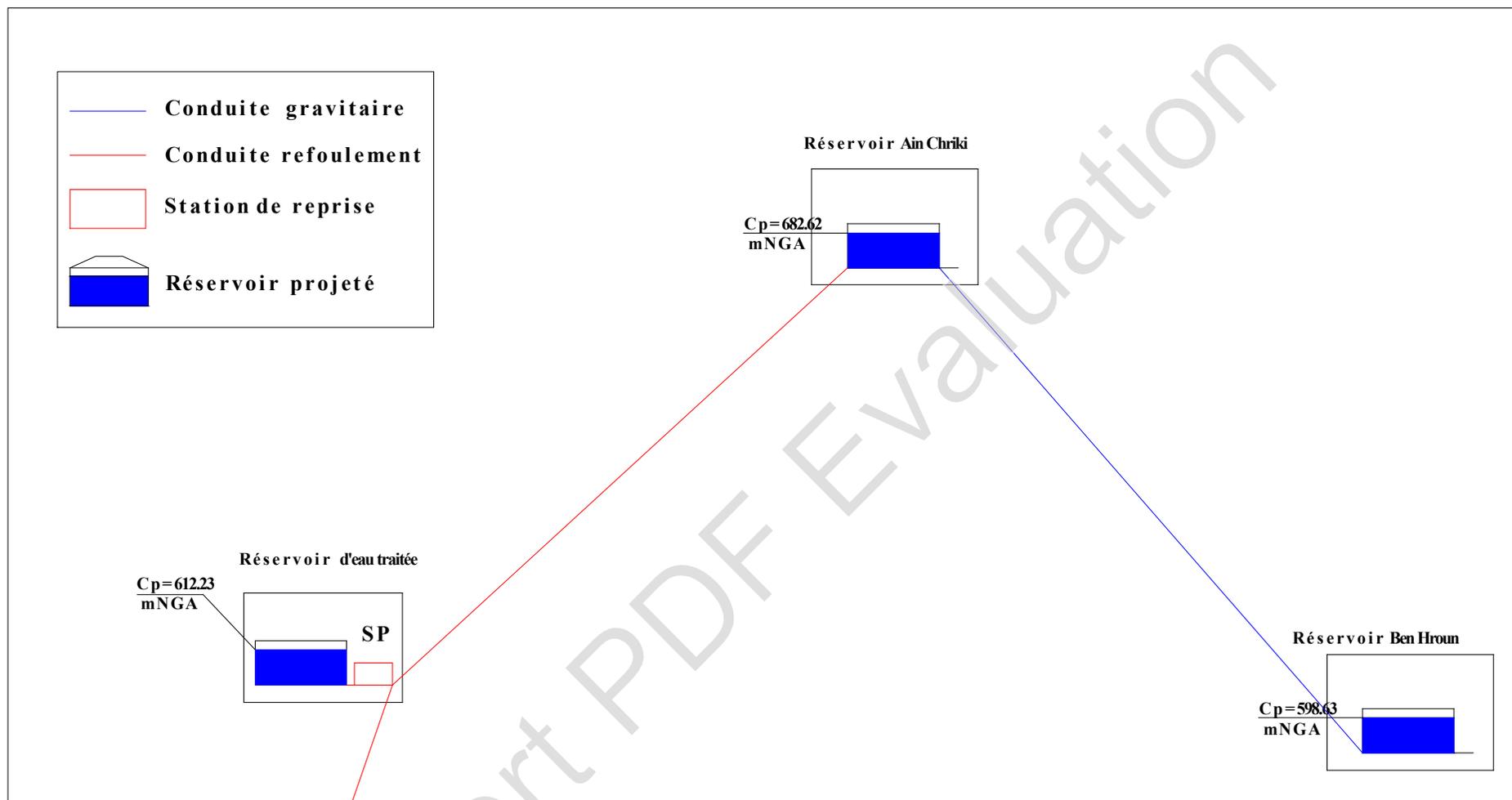


Figure IV.3 : Tracé de la variante N°01, tronçon N° 02 .

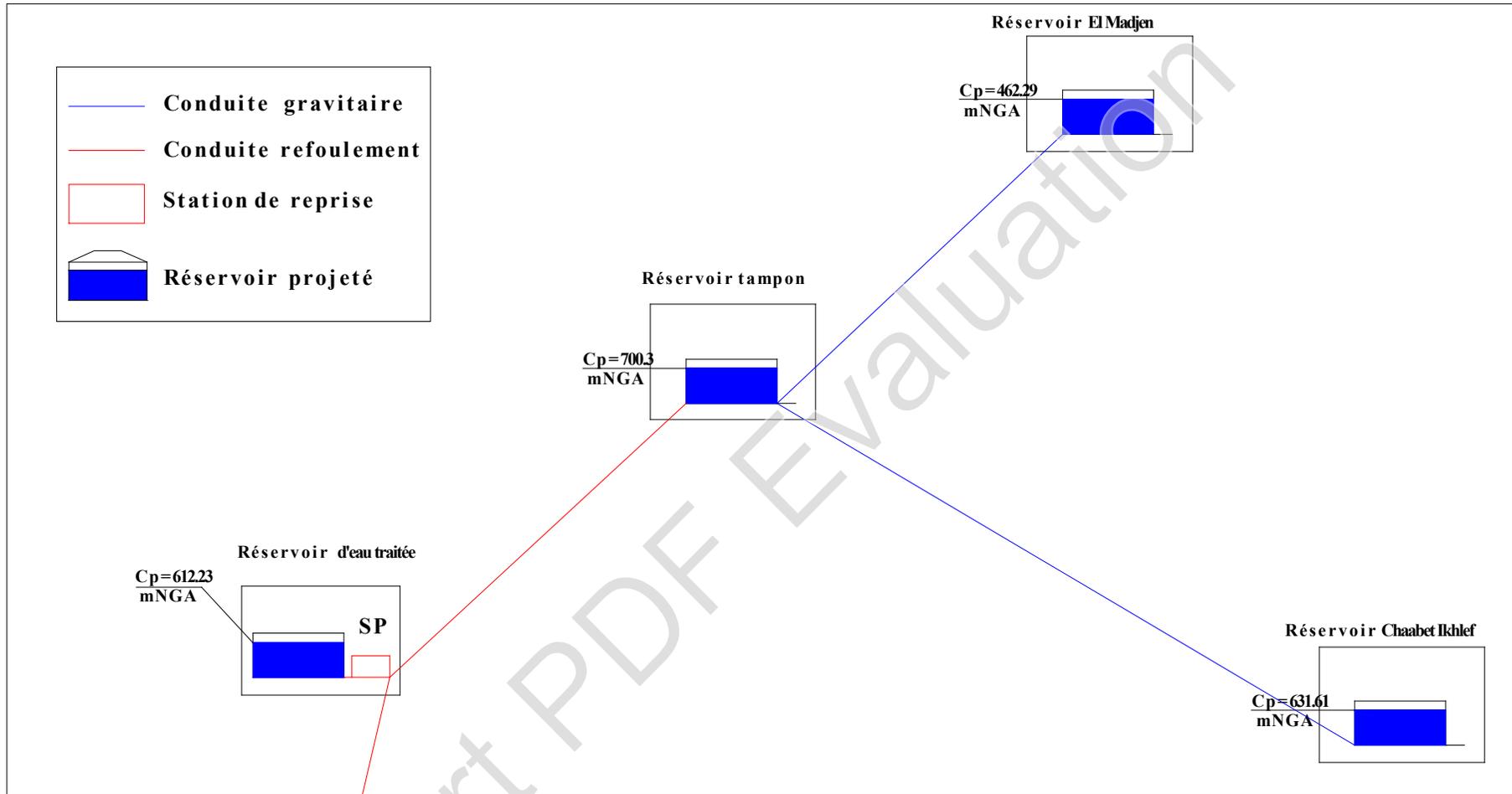


Figure IV.4 : Tracé de la variante N°02, tronçon N° 01 .

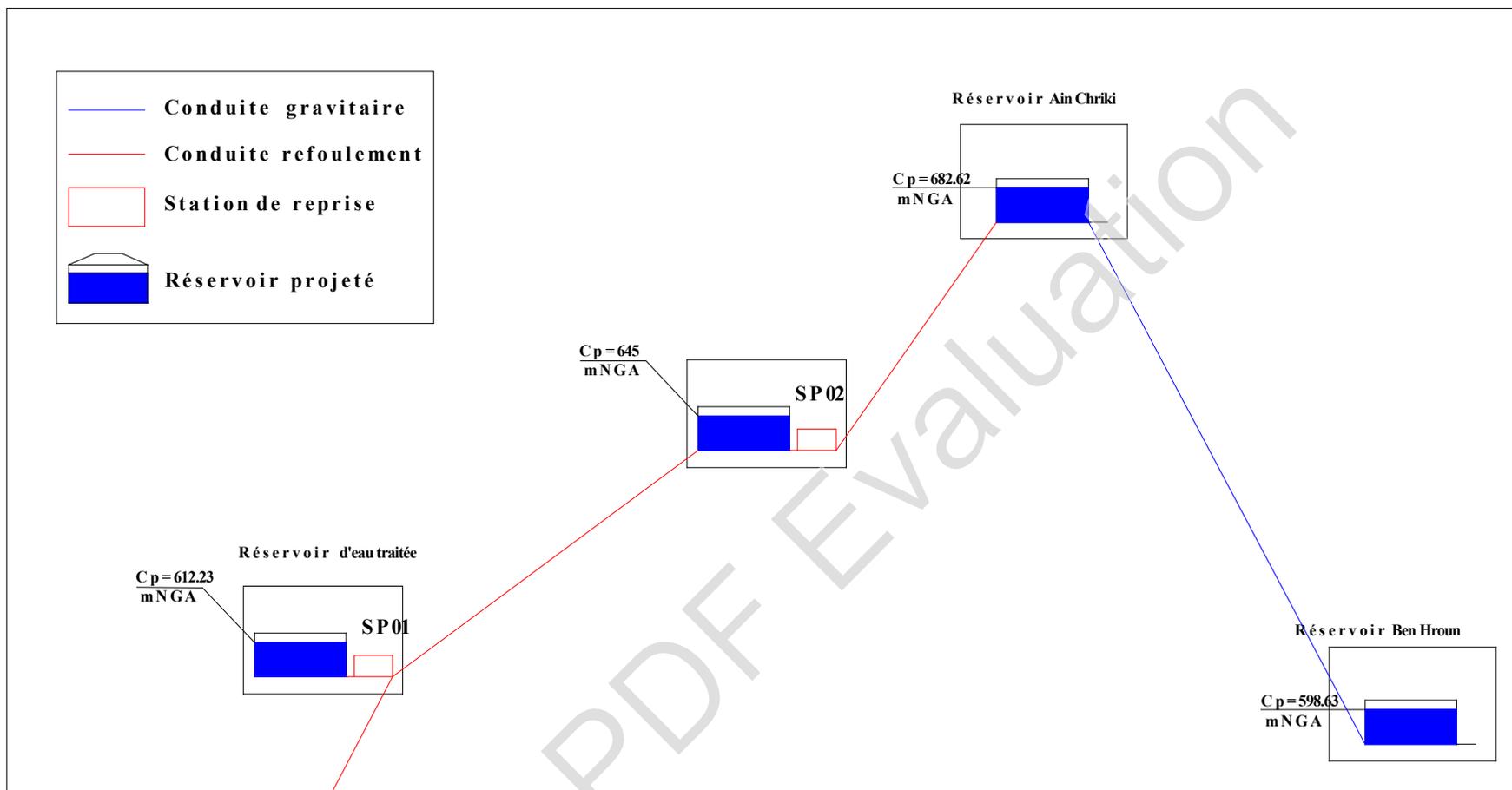


Figure IV.5 : Tracé de la variante N°02, tronçon N° 02 .

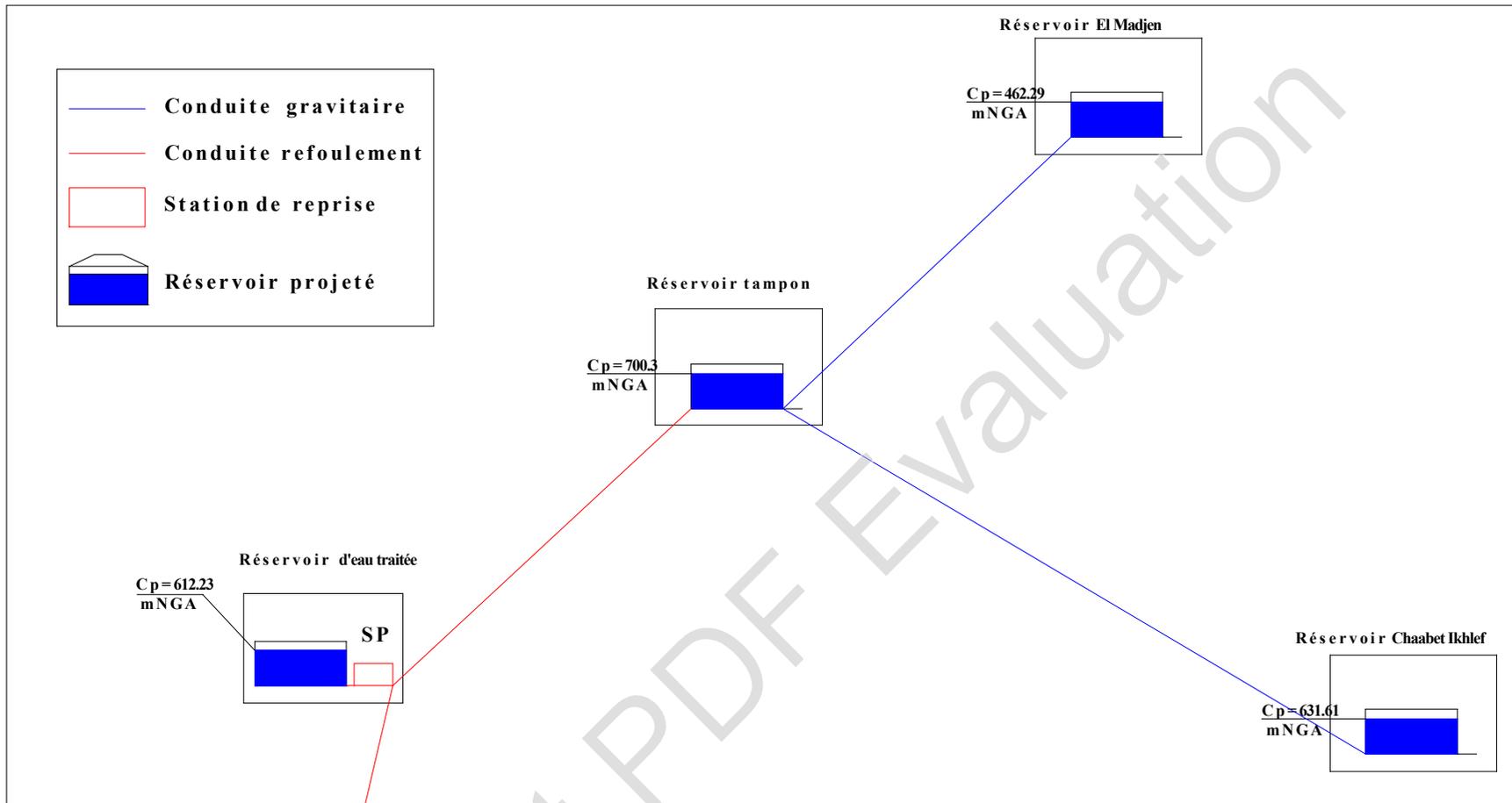


Figure IV.6 : Tracé de la variante N°03, tronçon N° 01 .

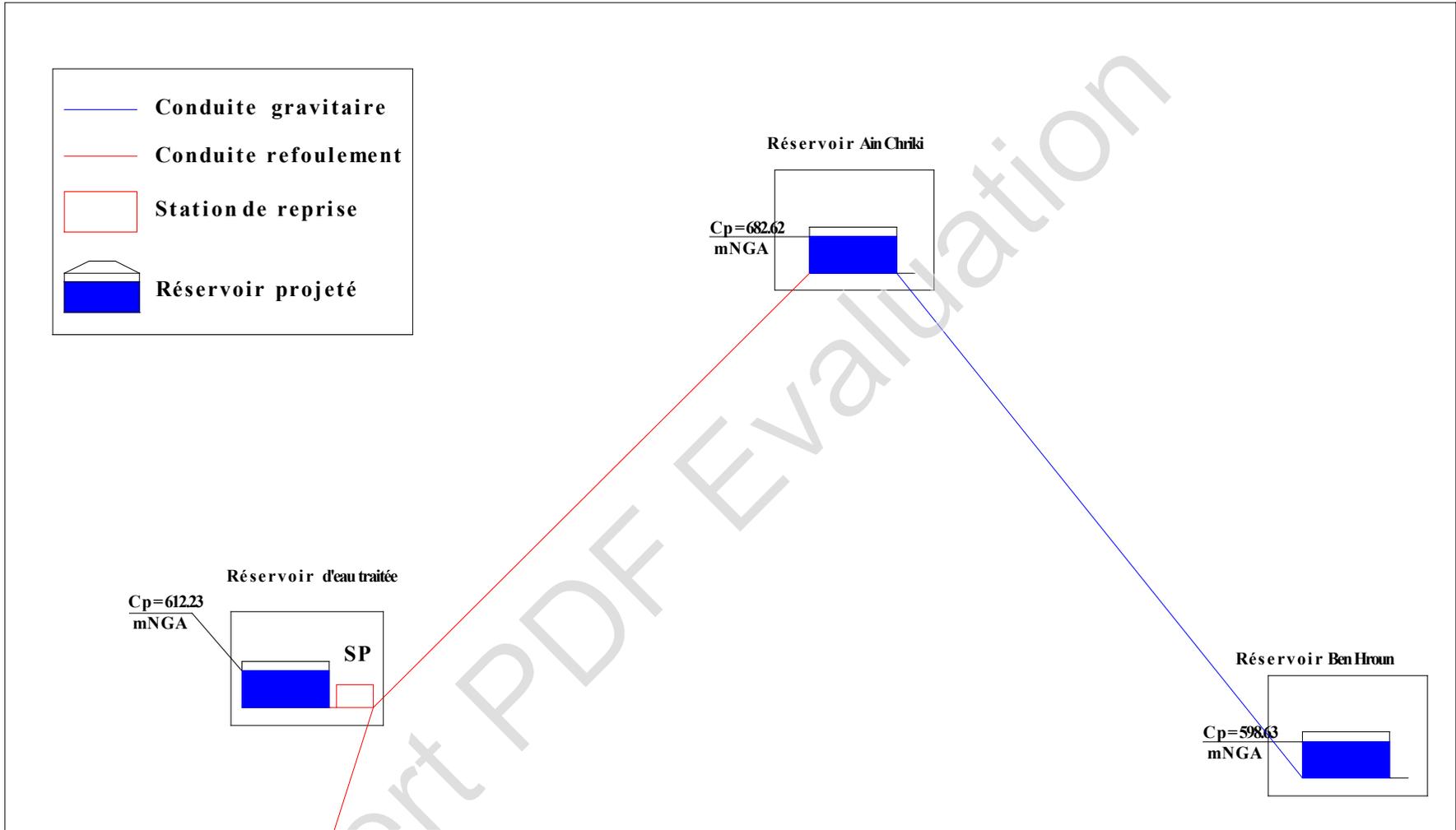


Figure IV.7 : Tracé de la variante N°03, tronçon N° 02 .

Expert PDF Evaluation

IV-3-2. Analyse et choix de la variante :

➤ Pour la variante N°01, qui prévoit une alimentation gravitaire avec deux réservoirs tampon pour les deux localités (Chaabet Iklef et El Madjen) . L'inconvénient de cette variante, c'est le nombre des réservoirs tampon alors que un seul réservoir il sufi pour alimenter les deux réservoirs de Chaabet Iklef et El Madjen .

➤ Pour la variante N°02, deux stations de pompage seront implantées alors que une station principale elle sufi pour refoule l'eau vers le réservoir tampon et vers le réservoir de Ain Chriki ce qui ni pas économique.

➤ Du point de vue technico-économique, on opte pour la variante N°03, comme la longueur entre le réservoir d'eau traitée et la station de pompage n'est pas importante pour engendrer des pertes de charge trop importante , donc il sera plus bénéfique de placer une station de pompage.

Dans notre cas, le tracé présente un linéaire total d'environ 9810 m:

- Longueur de l'adduction par refoulement de la station de pompage vers le réservoir tampon 475m.
- Longueur de l'adduction par refoulement de la station de pompage vers le réservoir de Ain Chriki 2186 m.
- Longueur de l'adduction gravitaire a partir de réservoir tampon vers le réservoir de El Madjen 3712 m.
- Longueur de l'adduction gravitaire a partir de réservoir tampon vers le réservoir de Chaabet Ikhlef 824m.
- Longueur de l'adduction gravitaire a partir de réservoir de Ain Chriki vers le réservoir de Ben Haroun 2613m.

IV-4. Choix du tracé :

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

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

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

IV-5.Choix du matériau des conduites :

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- Disponibilité du produit sur le marché national
- Facilité de la mise en œuvre ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- pression interne supportée par la canalisation ;
- Durée de vie ;

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- A base de ciment (amiante, ciment) ;
- En matière plastique (PVC, PEHD).

IV-5-1. Conduites en acier :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable. Les longueurs courantes varient de 6 à 16 m suivant les diamètres.

Ces tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage à chaud sous soudeur, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminage (jusqu' au diamètre 400 mm), soit à partir de tôle mise en forme à la machine et soudés longitudinalement à l'arc électrique à partir du diamètre 350 mm, soit encore à partir des bandes enrôlées en hélice et soudées sur le bord à l'arc électrique du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- Dé coupable, soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte ;
- Disponibilité sur le marché national;

L'inconvénient majeur des conduites en acier est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

IV-5-2. Conduites en fonte :

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4 %.

La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les avantages des canalisations en fonte ductile sont :

- Résistance aux pressions élevées ;
- Bonne résistance aux forces internes ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes et très chères ;
- La non disponibilité sur le marché national;

IV-5-3. Conduites en plastique :

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromolécules, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions.

Les tubes en matière plastique ont une grande importance dans presque tous les domaines de l'industrie et particulièrement dans le domaine de l'eau. Ils sont favorisés par les utilisateurs tant en alimentation rurale, notamment, pour la desserte des écarts, qu'en alimentation urbaine.

IV-5-3-1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C , mais le produit se ramollit à 75°C .

Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels (acier, fonte). Les longueurs de ces conduites varient de 4 à 6 m.

Ils présentent les propriétés hydrauliques suivantes :

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;

- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- L'inertie chimique de PVC le protège contre les effets d'entartrage et de corrosion ;
- Facilité de pose de canalisation ;
- Disponibilité sur le marché national;

Leur inconvénient réside dans le risque de rupture.

IV-5-3-2. Conduites en polyéthylène (PE) :

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité.

IV-5-4. Conduites en amiante ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

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

- Sur le plan technique :

- 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 :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Conclusion :

Malgré les avantages que présentent les conduites en aciers et en fontes, nous avons opté pour le PEHD étant donné qu'ils résistent à la corrosion, Sachant que dans notre cas nous avons pas les gros diamètres .

IV-6.Calcul hydraulique :

IV-6-1.Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :

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

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad (\text{IV-1})$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV-2})$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{IV-3})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Avec :

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/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 IV-1

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

| Tuyau | K' | m | β |
|----------------|--------------------|-----------|---------|
| Acier et fonte | 0,00179 - 0,001735 | 5,1 - 5,3 | 1,9 - 2 |
| Amiante-ciment | 0,00118 | 4,89 | 1,85 |
| Plastique | 0,001052 | 4,772 | 1,77 |

Pour notre cas, on prend : $K'=0,001052$; $\beta = 1,77$; $m = 4,772$

IV-6-1-1- Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau IV-2 :

Tableau IV-2 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction :

| N° du tronçon | Point de départ | Point d'arrivé | Longueur géométrique (m) | Longueur équivalente (m) |
|---------------|----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | Réservoir tampon | Réservoir Chaabet Ikhlef | 824 | 947,6 |
| 2 | Réservoir tampon | Réservoir El Madjen | 3712 | 4268,8 |
| 3 | Réservoir Ain Chriki | Réservoir Ben Haroun | 2613 | 3004,95 |
| 4 | piquage | Bâche de reprise | 1400 | 1610 |
| TOTAL | | | 8549 | 9831,35 |

IV-6-1-2- Altitudes des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau ci-après:

Tableau IV-3 : Altitudes des différents points de l'adduction :

| N° du point | Points | Côte de terrain naturel (m) |
|-------------|--------------------------|-----------------------------|
| 1 | Réservoir tampon | 700.3 |
| 2 | Réservoir Chaabet Ikhlef | 631.61 |
| 3 | Réservoir El Madjen | 462.29 |
| 4 | Réservoir Ain Chriki | 682.62 |
| 5 | Réservoir Ben Haroun | 598.63 |
| 6 | piquage | 670 |
| 7 | Bâche de reprise | 625 |

IV-6-1-3- Dimensionnement des différents tronçons :

IV-6-1-3-1-Tronçon (Réservoir tampon – Réservoir Chaabet Ikhlef):

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = \text{CCR Réservoir Tampon} - \text{CTP Réservoir chaabet} \Rightarrow \Delta H_d = 700.3 - 636.61 \Rightarrow \Delta H_d = 63.69 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 947.6 * (0.012)^{1.77}}{63.69}} = 0.082 \text{ m} = 82 \text{ mm}$$

Si on prend un diamètre normalisé DN= 110 mm, la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V_1 = \frac{4 * 0.012}{\pi * 0.110^2} = 1.26 \text{ m/s}$$

donc on opte pour un diamètre normalisé DN= 110 mm .

IV-6-1-3-2-Tronçon (Réservoir tampon – Réservoir El Madjen) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{R \text{ Réservoir tampon}} - C_{TRP \text{ Réservoir EL Madjen}} \Rightarrow \Delta H_d = 700.3 - 467.29 \Rightarrow \Delta H_d = 233.01 \text{ m}$$

D'après le profil de notre tronçon on constate des pressions trop importantes, donc on utilise des brises-charge qui permettent de diminuer les pressions jusqu'à une valeur acceptable .

Nous optons pour un brise de charge équipé d'une vanne de régulation à fin de maintien un débit égal ou débit de projet le brise-charge présenté dans la figure IV.8

Le brise-charge permet :

-D'ajuster le débit soutiré de la conduite amont au débit consommé à l'aval.

-Dissiper la charge

Pour ce type d'installation le diamètre maximal de la conduite amont ne dépasse pas 1m avec une charge statique maximale de 90 m.c.e.

Le placement des brises-charge :

- Brises-charge N01 : a une longueur de 547.26 m et une coté de 611.37 m.
- Brises-charge N02 : a une longueur de 474.14 m et une coté de 525.02 m.
- La longueur entre la brises-charge N02 et le Réservoir El Madjen est de 2690.6m.

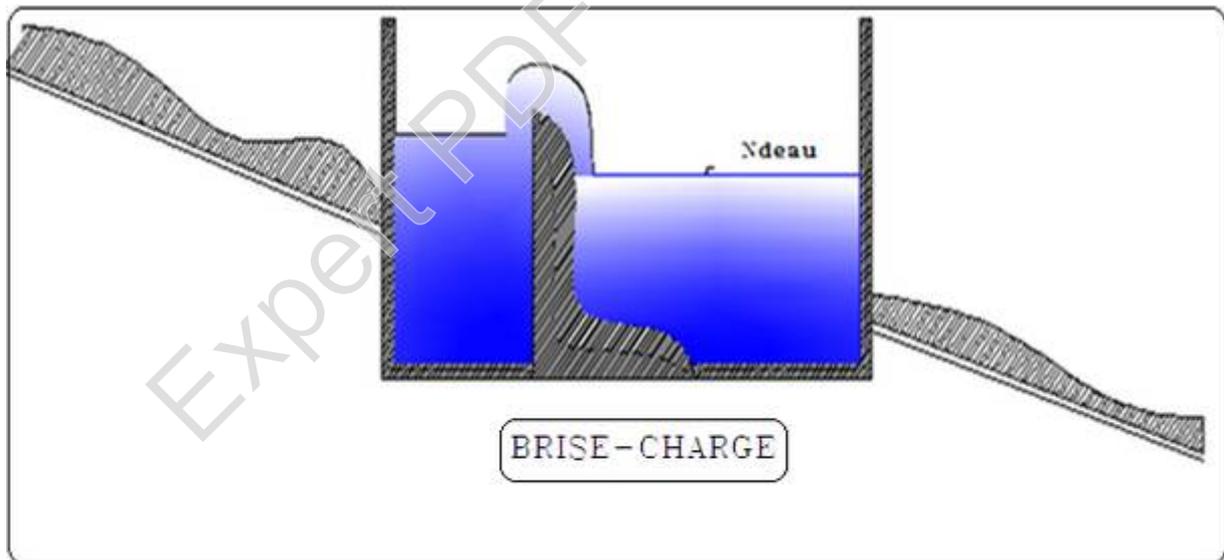


Figure IV.8 : coupe d'un brise-charge .

- Charge disponible :

$$\Delta H_{d1} = C_{R \text{ Réservoir tampon}} - C_{B-CN01} \Rightarrow \Delta H_{d1} = 700.3 - 611.37 \Rightarrow \Delta H_{d1} = 88.93m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 629.35 * (0.013)^{1.77}}{88.93}} = 0.072 \text{ m} = 72 \text{ mm}$$

donc on opte pour un diamètre normalisé DN1=110 mm

- Charge disponible :

$$\Delta H_{d2} = C_{B-CN01} - C_{B-CN02} \Rightarrow \Delta H_{d2} = 611.37 - 525.02 \Rightarrow \Delta H_{d2} = 86.35m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 545.26 * (0.013)^{1.77}}{86.35}} = 0.070 \text{ m} = 70 \text{ mm}$$

donc on opte pour un diamètre normalisé DN2= 110 mm

- Charge disponible :

$$\Delta H_{d3} = C_{B-CN02} - C_{TRP \text{ Réservoir el madjen}} \Rightarrow \Delta H_{d3} = 525.02 - 467.24 \Rightarrow \Delta H_{d3} = 57.78m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 3094.19 * (0.013)^{1.77}}{57.78}} = 0.109 \text{ m} = 109 \text{ mm}$$

donc on opte pour un diamètre normalisé DN3= 125 mm

IV-6-1-3-3-Tronçon (Réservoir Ain Chriki – Réservoir Ben Haroun) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{R \text{ Réservoir Ain chriki}} - C_{TRP \text{ Réservoir BEN HAROUN}} \Rightarrow \Delta H_d = 682.62 - 603.63 \Rightarrow \Delta H_d = 78.99m$$

D'après le profil de notre tronçon on constate des pressions trop importantes, donc on utilise des brises-charge qui permettent de diminuer les pressions jusqu' à une valeur acceptable .

- Brises-charge : à une langur de 440.17 m et une coté de 621.90 m.
- La longueur entre la brises-charge et le Réservoir Ben Haroun est 2172.83m.
- Charge disponible :

$$\Delta H_{d1} = C_R \text{ Réservoir Ain chriki} - C_{B-C} \Rightarrow \Delta H_d = 682.62 - 621.90 \Rightarrow \Delta H_d = 60.72m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 506.20 * (0.014)^{1.77}}{60.72}} = 0.077 \text{ m} = 77 \text{ mm}$$

Donc on opte pour un diamètre normalisé DN1= 110 mm

- Charge disponible :

$$\Delta H_{d1} = C_{B-C} - C_{TRP} \text{ Réservoir BEN HAROUN} \Rightarrow \Delta H_d = 621.90 - 603.63 \Rightarrow \Delta H_d = 18.27m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 2498.75 * (0.014)^{1.77}}{18.27}} = 0.138 \text{ m} = 138 \text{ mm}$$

donc on opte pour un diamètre normalisé DN2= 160 mm

IV-6-1-3-4-Tronçon (Point de piquage – Bâche de reprise) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_p \text{ pt de piquage} - C_{TP} \text{ bâche de reprise} \Rightarrow \Delta H_d = 710 - 630.5 \Rightarrow \Delta H_d = 79.5m$$

- Calcul du diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 1610 * (0.052)^{1.77}}{79.5}} = 0.149 \text{ m} = 149 \text{ mm}$$

Si on prend un diamètre normalisé DN= 250 mm, la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V_1 = \frac{4 * 0.052}{\pi * 0.250^2} = 1.06 \text{ m/s}$$

donc on opte pour un diamètre normalisé DN= 250 mm

Tableau IV-4: Diamètres normalisés pour les différents tronçons des conduites gravitaire :

| N° du tronçon | Point de départ | Point d'arrivée | L _{équivalente} (m) | Débit (m ³ /s) | D (mm) | V (m/s) | ΔH _i (m) | C _T départ (m) | C _P arrive (m) |
|---------------|----------------------|--------------------------|------------------------------|---------------------------|--------|---------|---------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | Réservoir tampon | Réservoir Chaabet Ikhlef | 947.6 | 0.012 | 110 | 1.26 | 14.90 | 700.3 | 636.61 |
| 2 | Réservoir tampon | Braises-ChargeN1 | 629.35 | 0.013 | 110 | 1.37 | 11.40 | 700.3 | 611.37 |
| | Braises-ChargeN1 | Braises-ChargeN2 | 545.26 | 0.013 | 110 | 1.37 | 9.88 | 611.37 | 525.02 |
| | Braises-ChargeN2 | Réservoir El Madjen | 3094.19 | 0.013 | 125 | 1.06 | 30.46 | 525.02 | 467.29 |
| 3 | Réservoir Ain Chriki | Braises-ChargeN | 506.20 | 0.014 | 110 | 1.47 | 10.46 | 682.62 | 621.90 |
| | Braises-ChargeN | Réservoir Ben Haroun | 2498.75 | 0.014 | 160 | 0.70 | 8.64 | 621.90 | 603.63 |
| 4 | point de piquage | Bâche de reprise | 1610 | 0,052 | 250 | 1,06 | 6.75 | 670 | 625 |

IV-6-2. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

La gamme de diamètre est déterminée par les deux formules suivantes :

- **Formule de BRESSE :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (IV-6)$$

- **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (IV-7)$$

D : diamètre en mètre (m) ;

Q : débit à élever en m³/s.

Le diamètre économique sera compris entre les deux valeurs calculées par les formules précédentes, et sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

IV-6-2-1- Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

IV-6-2-1-1. pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBACH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (IV-8)$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (IV-9) \text{ (Formule de Nikuradzé)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (IV-10) \text{ (Formule Colebrook)}$$

R_e : nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (IV-11)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (IV-12)$$

t: température de l'eau en degré;

A $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0,01$ Stocks = 10^{-6} m²/s

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (IV-13)$$

D'où :

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT »

$\alpha = 0,04$ mm/an

T: temps de service, T=15 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 15 = 1,4$ mm.

IV-6-2-1-2- pertes de charge singulières :

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (IV-14)$$

IV-6-2-1-3- pertes de charge totales :

Les pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \quad (IV-15)$$

IV-6-2-2- Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (IV-16)$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

IV-6-2-3- Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \text{ [kw]} \quad (IV-17)$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)

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

g: Accélération de pesanteur ($9.81 m/s^2$)

IV-6-2-4- Energie consommée par la pompe :

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

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=24h$

P: puissance de la pompe en (kW)

IV-6-2-5- Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par :

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

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H))

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

IV-6-2-6- Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (IV-20)$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-21)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 15$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683 \%$$

- **Tronçon Station de reprise -Réservoir tampon:**

- $Q = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 475 \text{ m}$
- $H_g = 93,07\text{m}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-6, IV-7, IV-8 et IV-9:

Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon Station de reprise (SR1)-Réservoir tampon :

| Diamètre en (mm) | V (m/s) | Re | λ | L (m) | ΔH_t (m) | HMT (m) |
|------------------|-------------|-----------------|------------------|------------|------------------|--------------|
| 150 | 1,47 | 220806,79 | 0,0421569 | 475 | 16,9555 | 110,03 |
| 200 | 0,83 | 165605,1 | 0,0381795 | 475 | 3,6440 | 96,71 |
| 250 | 0,53 | 132484,08 | 0,0354696 | 475 | 1,1093 | 94,18 |
| 300 | 0,37 | 110403,4 | 0,0334640 | 475 | 0,4206 | 93,49 |
| 350 | 0,27 | 94631,483 | 0,0318981 | 475 | 0,1855 | 93,26 |
| 400 | 0,21 | 82802,548 | 0,0306288 | 475 | 0,0914 | 93,16 |
| 450 | 0,16 | 73602,265 | 0,0295711 | 475 | 0,0489 | 93,12 |

Tableau IV-6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Station de reprise (SR1)-Réservoir tampon :

| Diamètre en (mm) | Prix du ml (DA) | L (m) | F _{amort} (DA) |
|------------------|-----------------|------------|-------------------------|
| 150 | 690 | 475 | 16591,74 |
| 200 | 980,46 | 475 | 23576,14 |
| 250 | 1398,69 | 475 | 33632,90 |
| 300 | 2056 | 475 | 49438,58 |
| 350 | 2255 | 475 | 54223,73 |
| 400 | 2756 | 475 | 66270,78 |
| 450 | 7014,35 | 475 | 168667,06 |

Tableau IV-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Station de reprise (SRI)-Réservoir tampon :

| Diamètre en (mm) | P (K Watt) | E (KWh) | F _{explo} (DA) |
|------------------|----------------|-----------------|-------------------------|
| 150 | 34,2233 | 299796,2 | 1400048,3 |
| 200 | 30,0828 | 263525,1 | 1230662,3 |
| 250 | 29,2944 | 256618,6 | 1198408,9 |
| 300 | 29,0801 | 254742,0 | 1189645,2 |
| 350 | 29,0070 | 254101,4 | 1186653,5 |
| 400 | 28,9777 | 253844,9 | 1185455,6 |
| 450 | 28,9645 | 253729,3 | 1184915,9 |

Tableau IV-8: Bilan du tronçon Station de reprise (SRI)-Réservoir tampon :

| Diamètre en (mm) | F _{amort} (DA) | F _{explo} (DA) | Bilan |
|------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------|
| 150 | 16591,74 | 1400048,3 | 1416640,04 |
| 200 | 23576,14 | 1230662,3 | 1254238,41 |
| 250 | 33632,90 | 1198408,9 | 1232041,81 |
| 300 | 49438,58 | 1189645,2 | 1239083,75 |
| 350 | 54223,73 | 1186653,5 | 1240877,18 |
| 400 | 66270,78 | 1185455,6 | 1251726,35 |
| 450 | 168667,06 | 1184915,9 | 1353582,98 |

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV-8

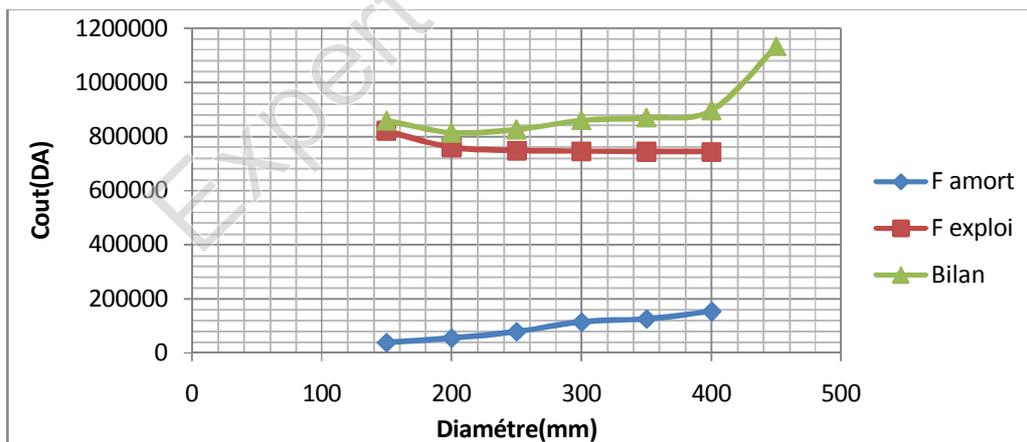


Figure IV-9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 200mm** dont la vitesse est de **0.83 m/s**.

- **Tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki:**

- $Q = 0,026\text{m}^3/\text{s}$
- $L = 2186\text{ m}$
- $H_g = 75.89\text{ m}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-10, IV-11, IV-12 et IV-13:

Tableau IV-9: Calcul de la HMT du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki :

| Diamètre en (mm) | V (m/s) | Re | λ | L (m) | ΔH_f (m) | HMT (m) |
|------------------|-------------|------------------|------------------|-------------|------------------|--------------|
| 150 | 1,47 | 220806,79 | 0,0421569 | 2186 | 78,0312 | 153,92 |
| 200 | 0,83 | 165605,1 | 0,0381795 | 2186 | 16,7701 | 92,66 |
| 250 | 0,53 | 132484,08 | 0,0354696 | 2186 | 5,1052 | 81,00 |
| 300 | 0,37 | 110403,4 | 0,033464 | 2186 | 1,9357 | 77,83 |
| 350 | 0,27 | 94631,483 | 0,0318981 | 2186 | 0,8537 | 76,74 |
| 400 | 0,21 | 82802,548 | 0,0306288 | 2186 | 0,4204 | 76,31 |
| 450 | 0,16 | 73602,265 | 0,0295711 | 2186 | 0,2252 | 76,12 |

Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki :

| Diamètre en (mm) | Prix du ml (DA) | L (m) | F _{amort} (DA) |
|------------------|-----------------|-------------|-------------------------|
| 150 | 690 | 2186 | 16591,74 |
| 200 | 980,46 | 2186 | 23576,14 |
| 250 | 1398,69 | 2186 | 33632,90 |
| 300 | 2056 | 2186 | 49438,58 |
| 350 | 2255 | 2186 | 54223,73 |
| 400 | 2756 | 2186 | 66270,78 |
| 450 | 7014,35 | 2186 | 168667,06 |

Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki :

| Diamètre en (mm) | P (K Watt) | E (KWh) | F _{explo} (DA) |
|------------------|----------------|-----------------|-------------------------|
| 150 | 47,8770 | 419402,5 | 1958609,9 |
| 200 | 28,8218 | 252479,1 | 1179077,5 |
| 250 | 25,1935 | 220694,7 | 1030644,2 |
| 300 | 24,2076 | 212058,4 | 990312,54 |
| 350 | 23,8710 | 209110,1 | 976544,31 |
| 400 | 23,7363 | 207929,7 | 971031,58 |
| 450 | 23,6756 | 207397,9 | 968548,02 |

Tableau IV-12: Bilan du tronçon Station de reprise – Réservoir Ain Chriki :

| Diamètre (mm)en | (DA) _{amort} F | (DA) _{explo} F | Bilan |
|-----------------|-------------------------|-------------------------|-------------------|
| 150 | 16591,74 | 1958609,9 | 1975201,62 |
| 200 | 23576,14 | 1179077,5 | 1202653,68 |
| 250 | 33632,90 | 1030644,2 | 1064277,07 |
| 300 | 49438,58 | 990312,54 | 1039751,12 |
| 350 | 54223,73 | 976544,31 | 1030768,04 |
| 400 | 66270,78 | 971031,58 | 1037302,35 |
| 450 | 168667,06 | 968548,02 | 1137215,08 |

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV-9

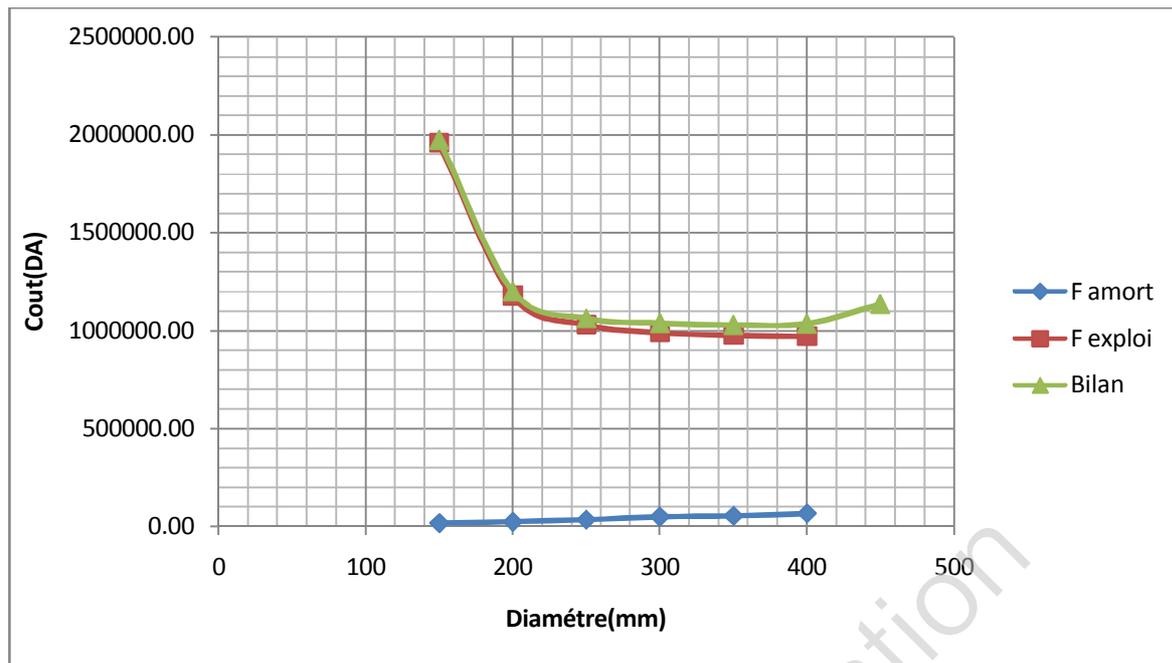


Figure IV-10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diameter **DN 250 mm** dont la vitesse est de **0.53 m/s**.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons dimensionné tous les tronçons de notre adduction aussi bien celle fonctionnant gravitairement que par pompage. Les autres paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge) vérifient les bonnes conditions hydrauliques.

Introduction:

La topographie d'une région et la position de la source d'alimentation, peut nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

Le but de ce chapitre est de déterminer le type de pompe qui assure la charge et le débit demandés, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

V-1-Définition:

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas à un point haut.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

V-2- Différents types de pompes et leurs caractéristiques :**V-2-1. Pompes volumétriques:**

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

V-2-2. Les turbopompes :

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;

- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales). Les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Les pompes à hélices élèvent des débits importants à des hauteurs faibles.

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

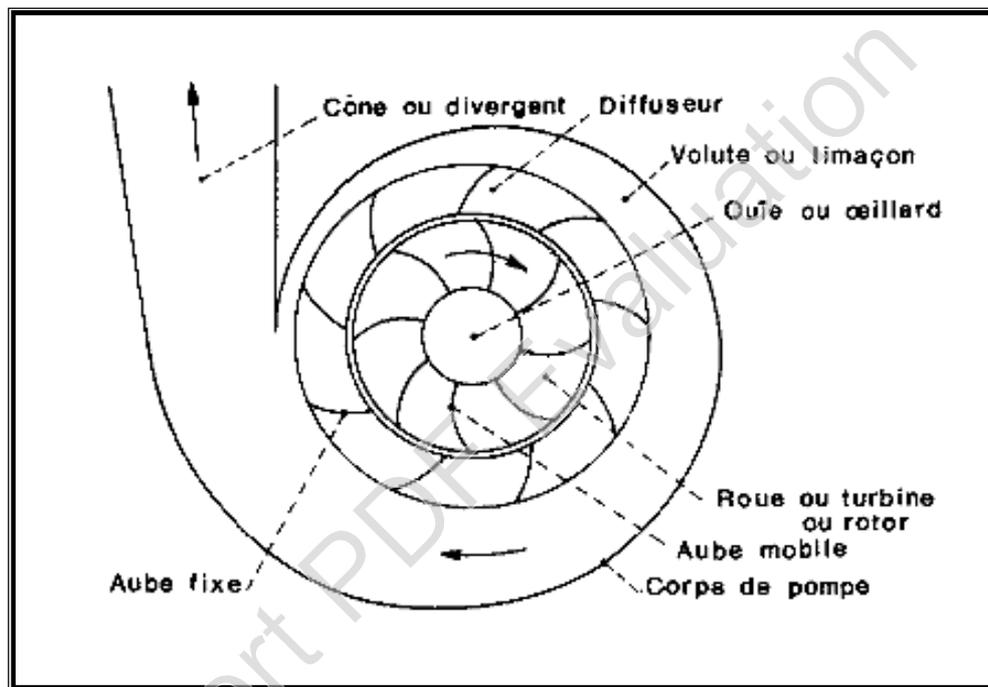


Figure V-1 : Constitution d'une pompe centrifuge

V-3-Choix du type de pompe :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le 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 ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

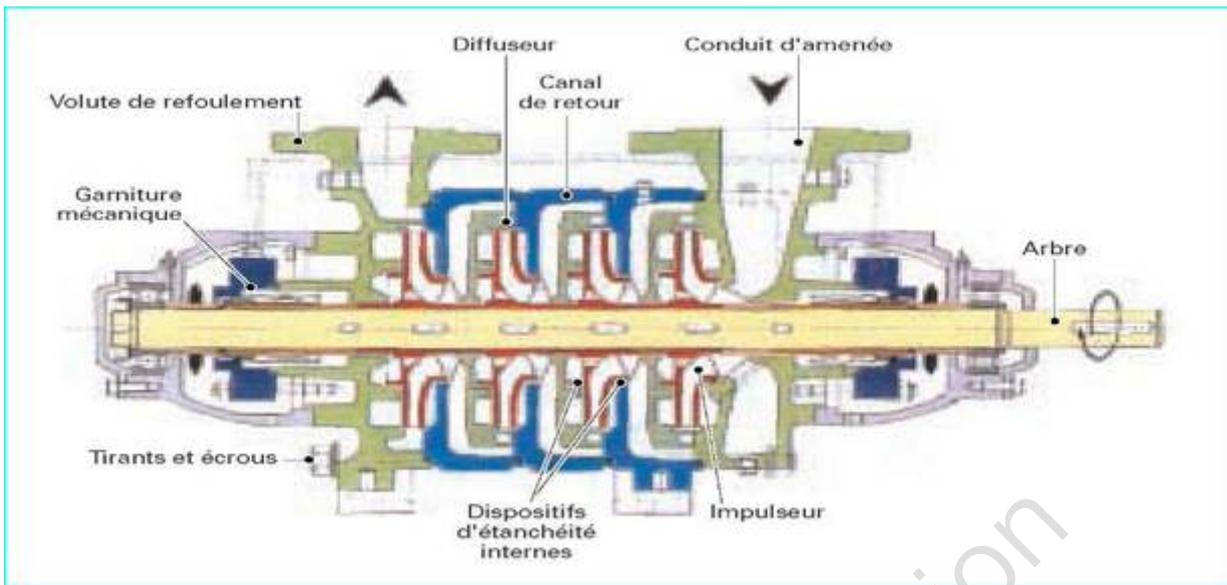


Figure V-2 : Pompe multi cellulaires à cellules empilées.

V-4-Couplage des pompes :

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

Le couplage des pompes se fait comme suit :

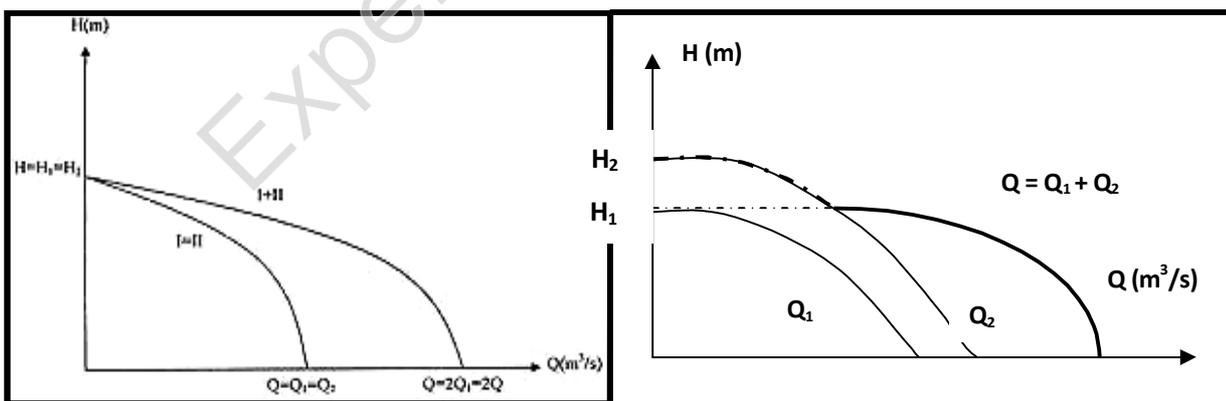
Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

V-4-1- Couplage en parallèle:

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.



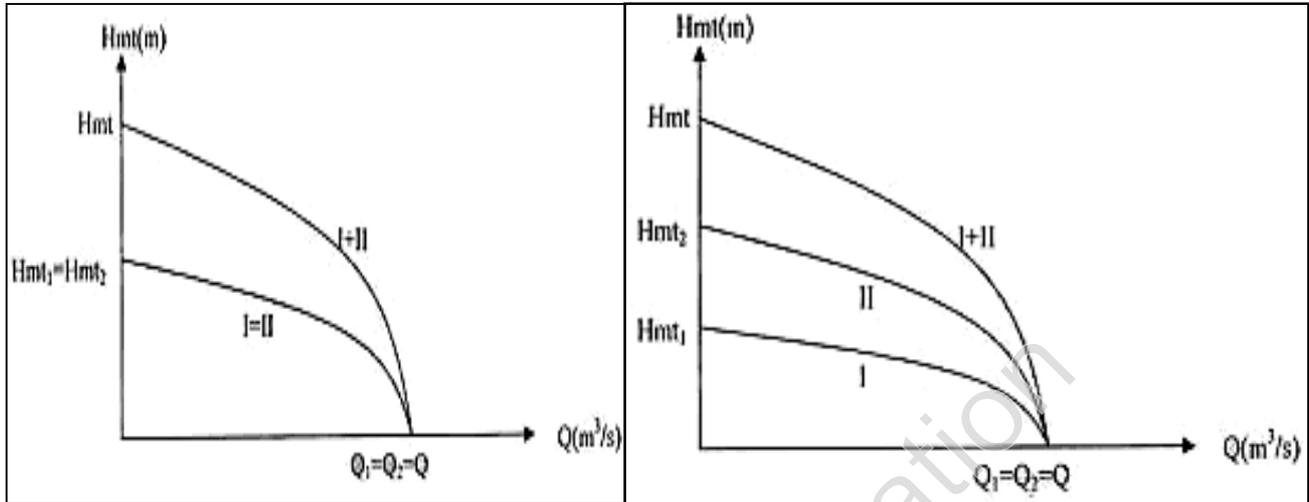
a. Couplage de deux pompes identiques en parallèle

b. Graphe de deux pompes différentes en parallèle.

Figure V-3 .couplage en parallèle

V-4-2- Couplage en série :

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



a. Couplage de deux pompes identiques en série

b. Couplage de deux pompes différentes en série

Figure V-4. Couplage en série

V-5- 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 ;
- Vitesse de rotation N élevée (tr/min) ;
- Puissance absorbée minimale.

V-5-1- Refoulement (Station de pompage) - (Réservoir tonpon) :

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-1. 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) | N ^{bre} d'étage | P _{abs} (Kw) | (NPSH) _r (m) | Ø roue (mm) |
|---|------------------------------------|-----------------------|-------------------|----------|------------|---------------------|-----------------------------|--------------------------|----------------------------|-------------------|
| 1 | 91.94 | 96.71 | PM100/2D | 76.6 | 98.7 | 2950 | 2 | 40.8 | 3.52 | 293 |
| 2 | 45.97 | 96.71 | PM100/E[1] | 67.3 | 105 | 1450 | 1 | 34.8 | 1.89 | 293 |
| 3 | 30.65 | 96.71 | HMU40- 1/5E[1] | 62.9 | 97.9 | 2950 | 5 | 14.9 | 2.4 | 13 |
| 4 | 22.99 | 96.71 | PM125/6F[1] | 12.4 | 106 | 1450 | 6 | 108 | 3.43 | 337 |
| 5 | 18.39 | 96.71 | PM125/6F[1] | 8.08 | 106 | 1450 | 6 | 135 | 3.71 | 337 |

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec une pompe et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, $(NPSH)_r$ et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM100/2D .

V-5-2- Refoulement (Station de reprise) – (Réservoir Ain Chriki) :

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-2. 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) | N ^{bre} d'étage | P _{abs} (Kw) | (NPSH) _r (m) | \varnothing roue (mm) |
|---|------------------------------------|-----------------------|-------------------|---------------|------------|---------------------|-----------------------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| 1 | 93.54 | 81 | PM100/2E | 75.7 | 83.4 | 2950 | 2 | 33.8 | 3.49 | 293 |
| 2 | 46.77 | 81 | PM80/12E[1] | 68.6 | 85.6 | 1450 | 12 | 21.9 | 1.38 | 274 |
| 3 | 31.18 | 81 | HMU40- 1/3A[1] | 60.8 | 82.1 | 2950 | 3 | 12.5 | 2.43 | 298 |
| 4 | 23.39 | 81 | PM125/5F[1] | 10.5 | 88.4 | 1450 | 5 | 90.1 | 3.55 | 337 |
| 5 | 18.71 | 81 | PM125/5F[1] | 6.83 | 88.7 | 1450 | 5 | 112 | 3.8 | 337 |

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec une pompe et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM100/2E .

V-6- 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 des pompes de la station de pompage seront établies à base de la courbe individuelle.

Ces courbes individuelles sont tirées du catalogue des pompes CAPRARI après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

Voici les différentes courbes caractéristiques pour des différentes pompes :

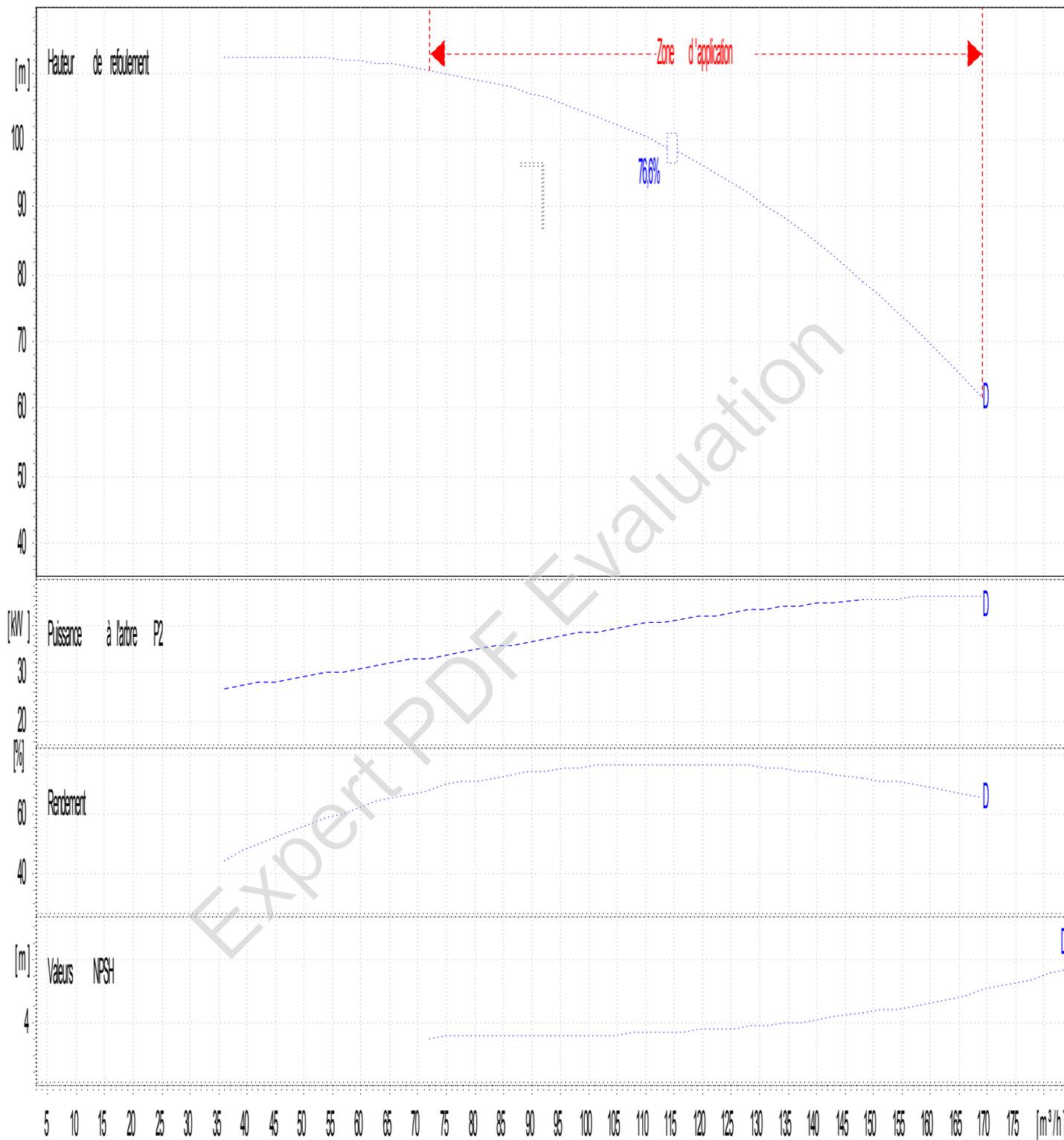


Figure V-5. Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/2D.

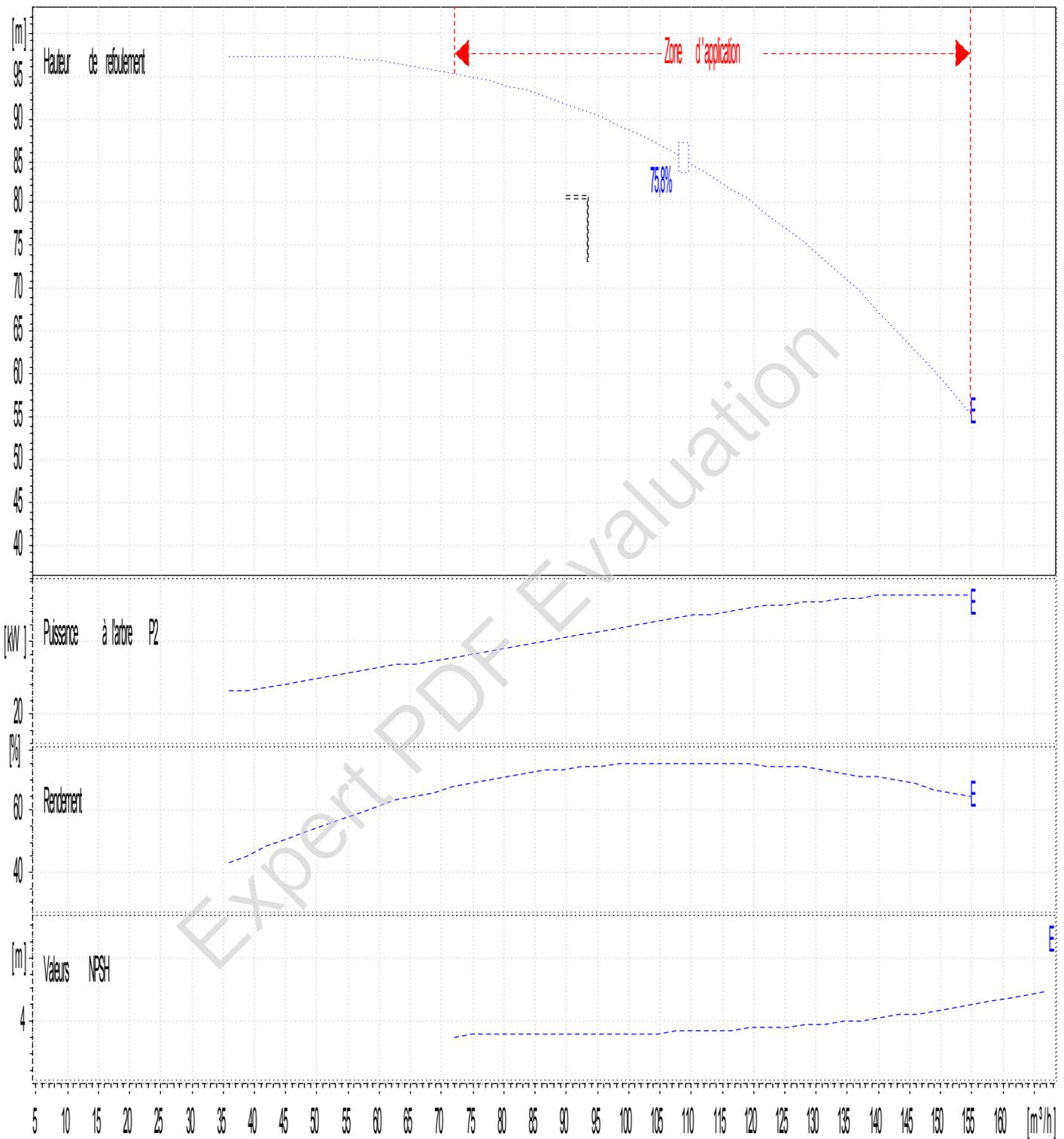


Figure V-6. Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/2E.

V-7. Encombrement de la pompe :

L'encombrement des pompes est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure V-7 et V-8 :

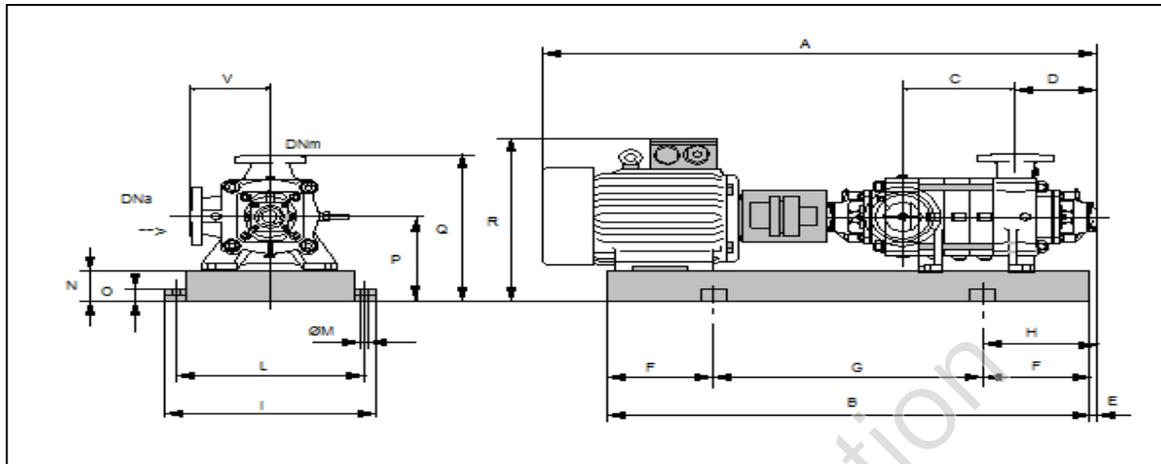


Figure V-7. Encombrement de la pompe Caprari PM100/2D.

| | | | | |
|---------|----------|--------|--------|--------|
| A= 1724 | DNa= 125 | G= 877 | M= 20 | Q= 615 |
| B= 1277 | DNm= 100 | H= 410 | N= 120 | R= 726 |
| C= 170 | E= 210 | I= 600 | O= 42 | V= 270 |
| D= 293 | F= 200 | L= 550 | P= 345 | |

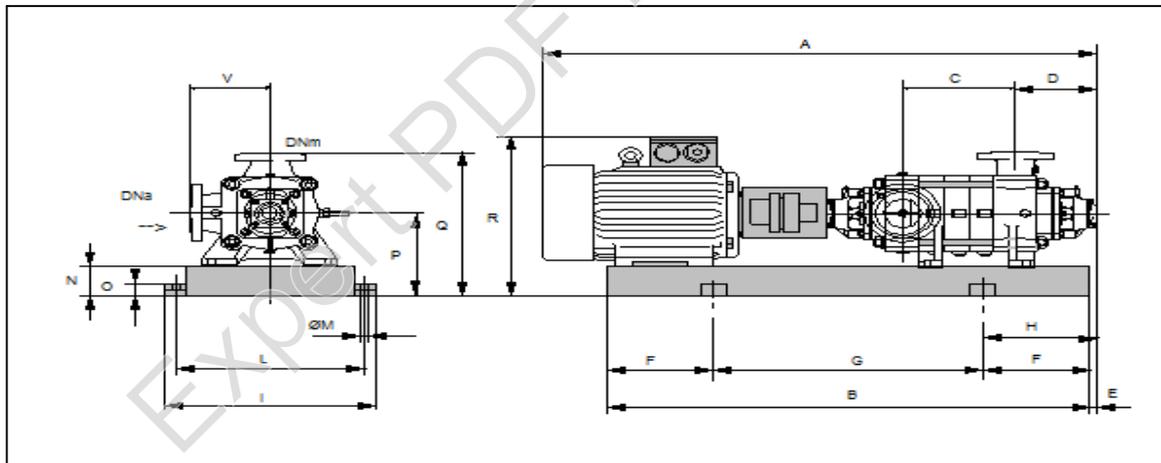


Figure V-8. Encombrement de la pompe Caprari PM 100/2E.

| | | | | |
|---------|----------|--------|--------|--------|
| A= 1724 | DNa= 125 | G= 877 | M= 20 | Q= 615 |
| B= 1277 | DNm= 100 | H= 410 | N= 120 | R= 726 |
| C= 170 | E= 210 | I= 600 | O= 42 | V= 270 |
| D= 293 | F= 200 | L= 550 | P= 345 | |

V-8-Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

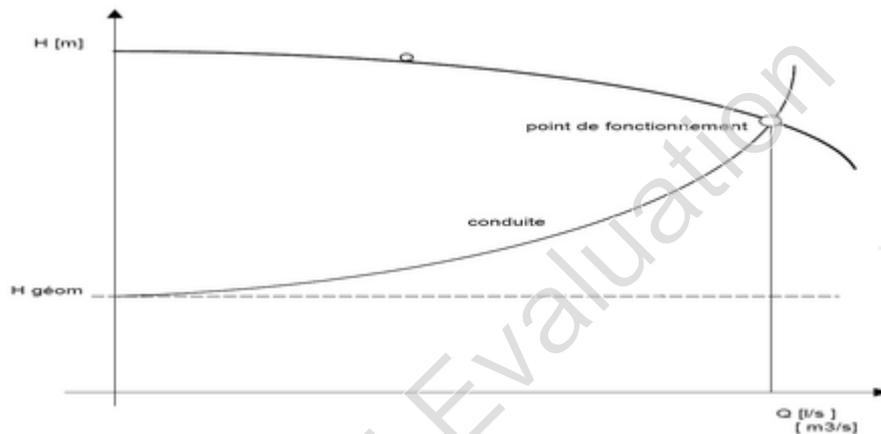


Figure V-9. Détermination de point de fonctionnement

V-8-1-Courbes caractéristiques de la conduite :

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

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

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

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

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

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

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

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
 g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

V-8-2- Refoulement : SP - Réservoir Tompon :

Tableau V-3. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

| N° | Q (m^3/h) | H _g (m) | L _{ref} (m) | D _{ec} (mm) | λ | Δh_p^{lin} (m) | Δh_t (m) | H _c (m) |
|----|------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-----------|---------------------------|---------------------|-----------------------|
| 1 | 0 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 0 | 0 | 93,07 |
| 2 | 15 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 0,13188763 | 0,15167078 | 93,2216708 |
| 3 | 30 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 0,52755053 | 0,60668311 | 93,6766831 |
| 4 | 45 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 1,18698868 | 1,36503699 | 94,435037 |
| 5 | 60 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 2,1102021 | 2,42673242 | 95,4967324 |
| 6 | 75 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 3,29719079 | 3,79176941 | 96,8617694 |
| 7 | 90 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 4,74795474 | 5,46014795 | 98,5301479 |
| 8 | 105 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 6,46249395 | 7,43186804 | 100,501868 |
| 9 | 120 | 93,07 | 475 | 0,2 | 0,0381795 | 8,44080842 | 9,70692968 | 102,77693 |

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-10).

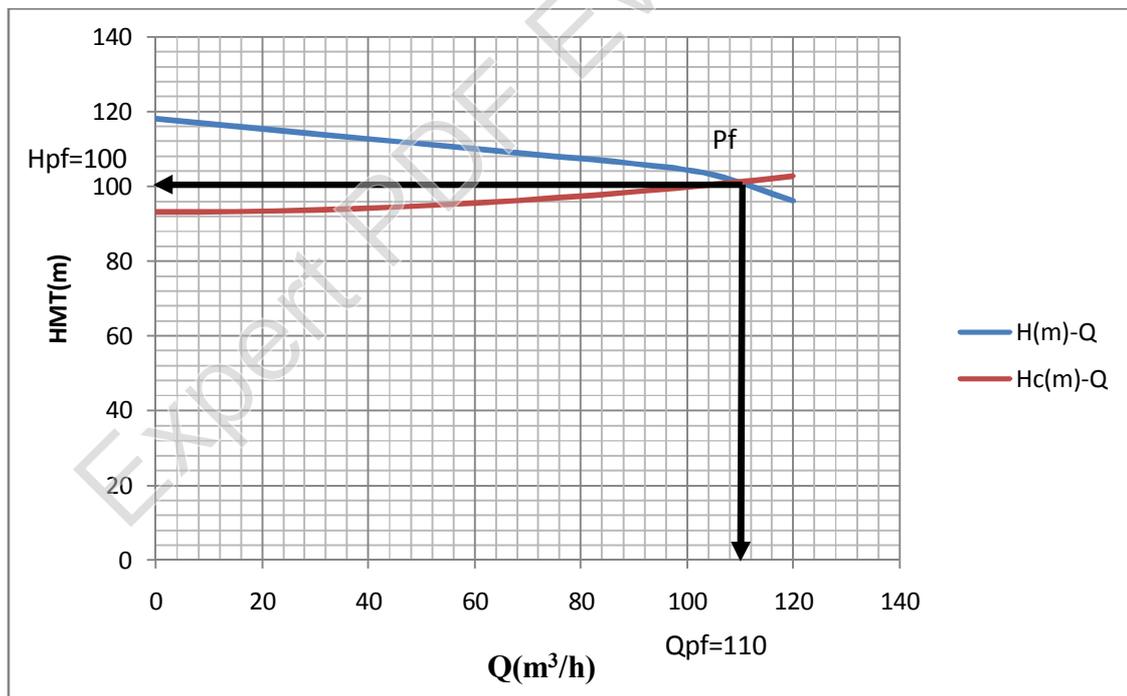


Figure V-10. Point de fonctionnement de la pompe PM100/2D.

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 110 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 91.94 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 100 \text{ m} > H_{app} = 96.71 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

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

V-8-3- Refoulement : SP – Réservoir Ain Chriki :

Tableau V-4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

| N° | Q (m ³ /h) | H _g (m) | L _{ref} (m) | D _{ec} (mm) | λ | Δh _p ^{lin} (m) | Δh _t (m) | H _c (m) |
|----|--------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-----------|---------------------------------------|------------------------|-----------------------|
| 1 | 0 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 0 | 0 | 75,89 |
| 2 | 15 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 0,1728079 | 0,19872909 | 76,0887291 |
| 3 | 30 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 0,69123162 | 0,79491636 | 76,6849164 |
| 4 | 45 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 1,55527114 | 1,78856181 | 77,6785618 |
| 5 | 60 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 2,76492646 | 3,17966543 | 79,0696654 |
| 6 | 75 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 4,3201976 | 4,96822724 | 80,8582272 |
| 7 | 90 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 6,22108454 | 7,15424722 | 83,0442472 |
| 8 | 105 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 8,46758729 | 9,73772539 | 85,6277254 |
| 9 | 120 | 75,89 | 2186 | 0,25 | 0,0354696 | 11,0597059 | 12,7186617 | 88,6086617 |

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-11).

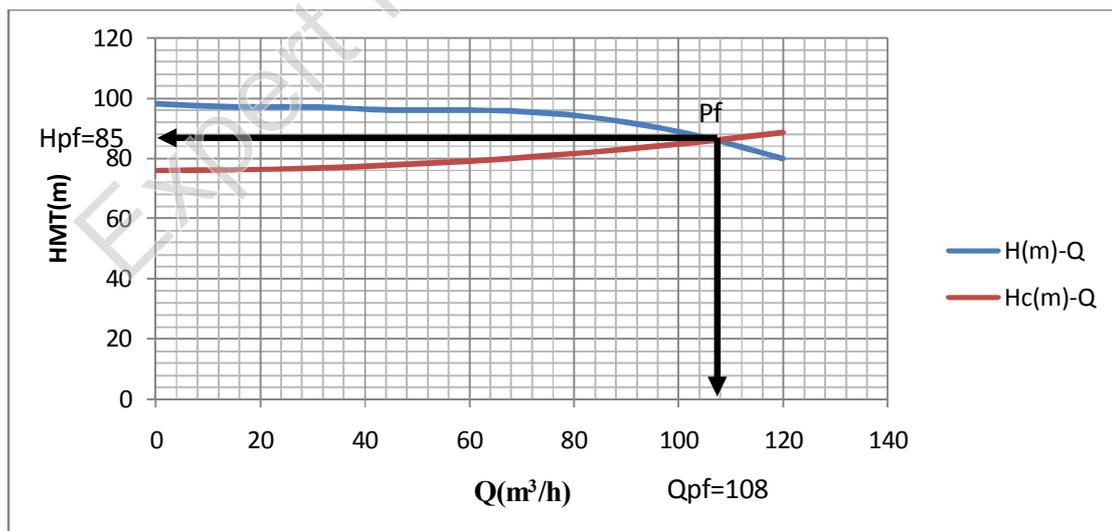


Figure V-11. Point de fonctionnement des pompes MP100/2E.

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 108m^3 / h > Q_{app} = 93.54m^3 / h \\ H_{Pf} = 85m > H_{app} = 81m \end{cases}$$

Conclusion :

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

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

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

V-9- 1-Débit disponible (point de fonctionnement) > 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 :

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

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

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

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.

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

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

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

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

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

❖ Rendement de rognage

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

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

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

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 :

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

t : temps de fonctionnement prévu de la station de pompage par jour (h);

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

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

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

V-9- 2-Débit disponible (point de fonctionnement) < 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.

V-9-3. Application des types de réglage :**V-9-3-1. Refoulement SP – Réservoir Tompon:**❖ **Vannage :**

$$H' = 106 \text{ m.}$$

$$h_v = 106 - 100 \Rightarrow h_v = 6 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst}^{av,van} = 76.6\%$$

$$\eta_{inst}^{ap,van} = 76.6 * \frac{96.71}{96.71 + 6} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap,van} = 72.12 \%$$

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = 91.94 \text{ m}^3 / \text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 91.94 * 98.7}{0.7212 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 34.29 \text{ Kw.}$$

❖ **Diminution du temps de pompage :**

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{91.94}{110} * 24 \Rightarrow t' = 20 \text{ h } 36 \text{ min}$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 110 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **75 %** .

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = 110 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 110 * 98,7}{0,75 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{39,45 \text{ Kw}}$$

❖ Rognage :

L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{96,71}{91,94} * Q \Rightarrow H = 1,05 * Q$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 293 * \sqrt{\frac{91,94}{100}} \Rightarrow \mathbf{d = 281 \text{ mm}}$.

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{91,94}{100}} \Rightarrow m = 0,96$.

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,96) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 4\% < 15\%}$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

Le rendement après rognage est : **73.53%** :

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 110 * 98,7}{0,7353 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{40,23 \text{ Kw}}$.

Conclusion

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

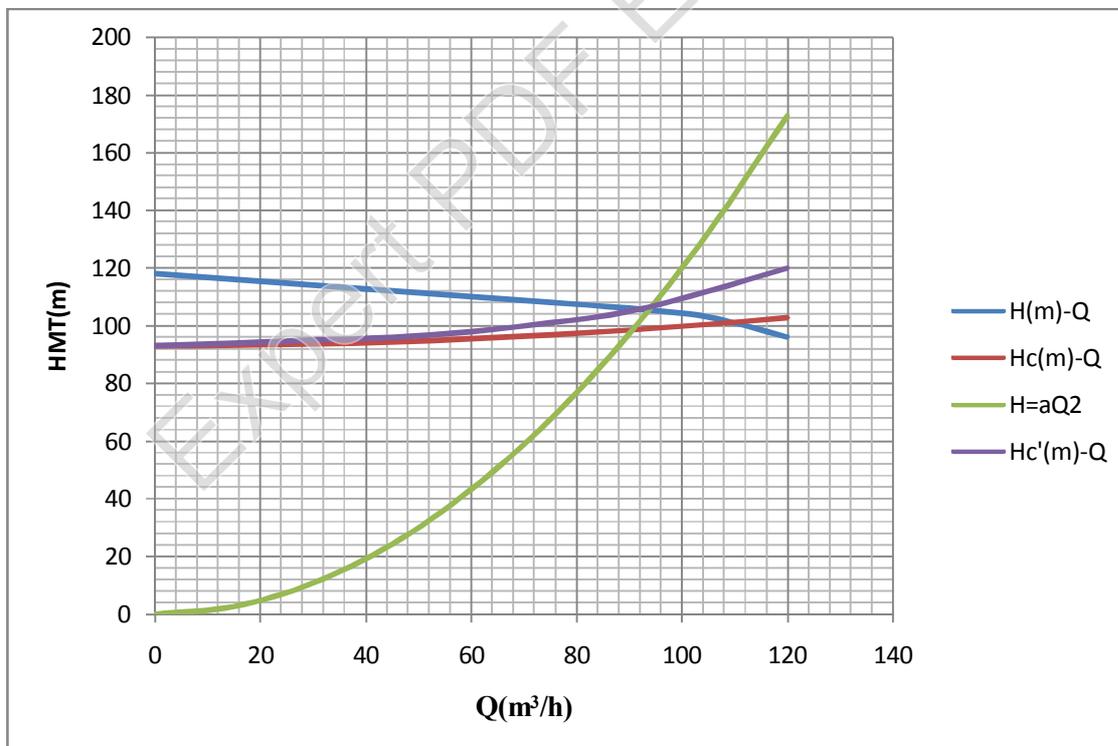


Figure V-12. Mode de réglage par vannage.

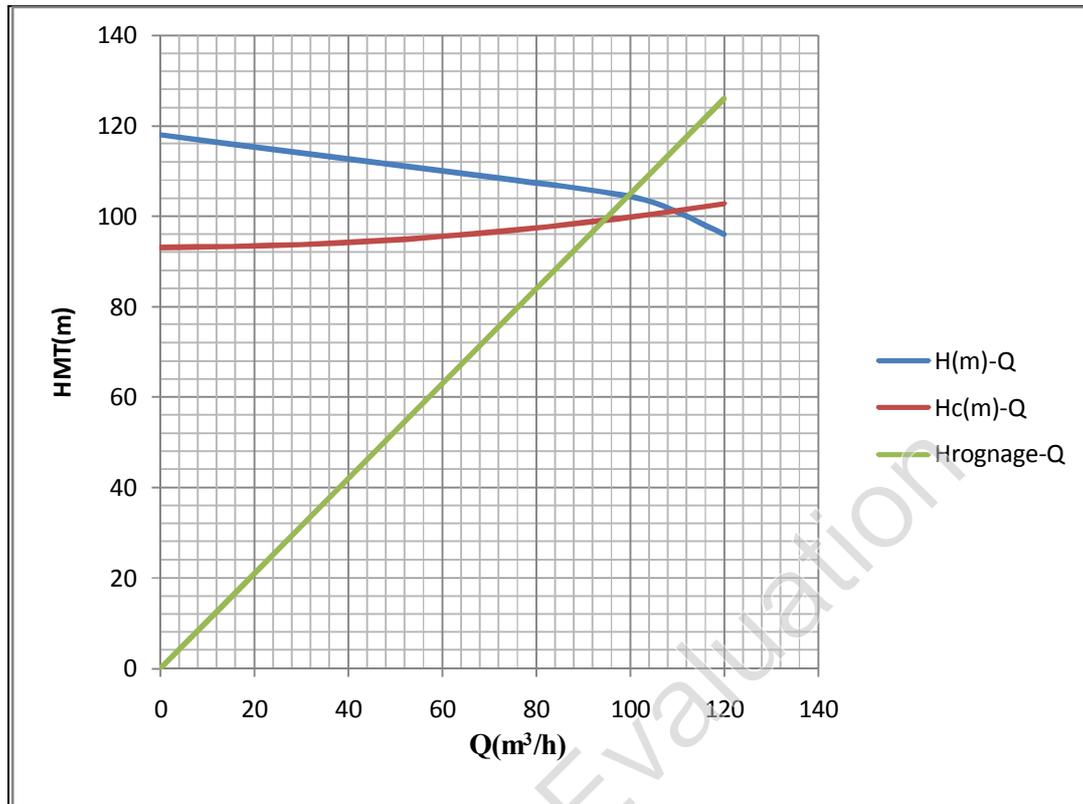


Figure V-13. Mode de réglage par rognage.

V-9-3-2. Refoulement SP – Réservoir Ain Chriki:

❖ Vannage :

$$H' = 89 \text{ m.}$$

$$h_v = 89 - 85 \Rightarrow h_v = 4 \text{ m.}$$

$$\eta_{\text{av, van}}^{\text{inst}} = 75.7\%$$

$$\eta_{\text{ap, van}}^{\text{inst}} = 75.7 \cdot \frac{81}{81 + 4} \Rightarrow \eta_{\text{ap, van}}^{\text{inst}} = 72.14 \%$$

Moyennant la formule $P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = 93.54 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 93.54 * 83.4}{0.7214 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{29.47 \text{ Kw}} .$$

❖ **Diminution du temps de pompage :**

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{93.54}{108} * 24 \Rightarrow \mathbf{t' = 20 \text{ h } 47 \text{ min}}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 108 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **74 %** .

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = 110 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 108 * 83.4}{0.74 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{33.17 \text{ Kw}}$$

❖ **Rognage :**

$$\text{L'équation de la droite de rognage est telle que : } H = \frac{81}{93.54} * Q \Rightarrow H = 0.87 * Q$$

$$\text{Le diamètre de la roue après le rognage, sera : } d = 293 * \sqrt{\frac{93.54}{102}} \Rightarrow \mathbf{d = 281 \text{ mm}} .$$

$$\text{Le coefficient de rognage est : } m = \sqrt{\frac{93.54}{102}} \Rightarrow m = 0,96 .$$

$$\text{Le rendement de rognage est : } R = (1 - 0,96) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 4\% < 15\%}$$

⇒ Le rognage est une solution efficace

Le rendement après rognage est : **72.67 %** :

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 108 * 83.4}{0,7267 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{33.78 \text{ Kw}} .$$

Conclusion

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

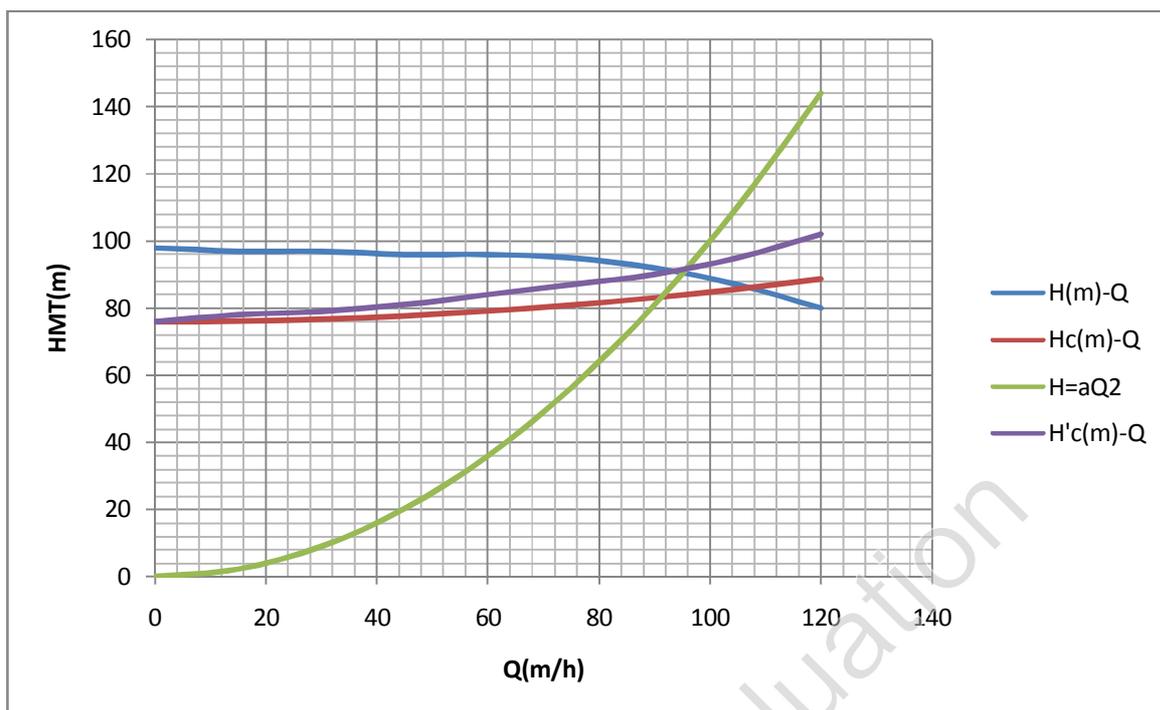


Figure V-14. Mode de réglage par vannage.

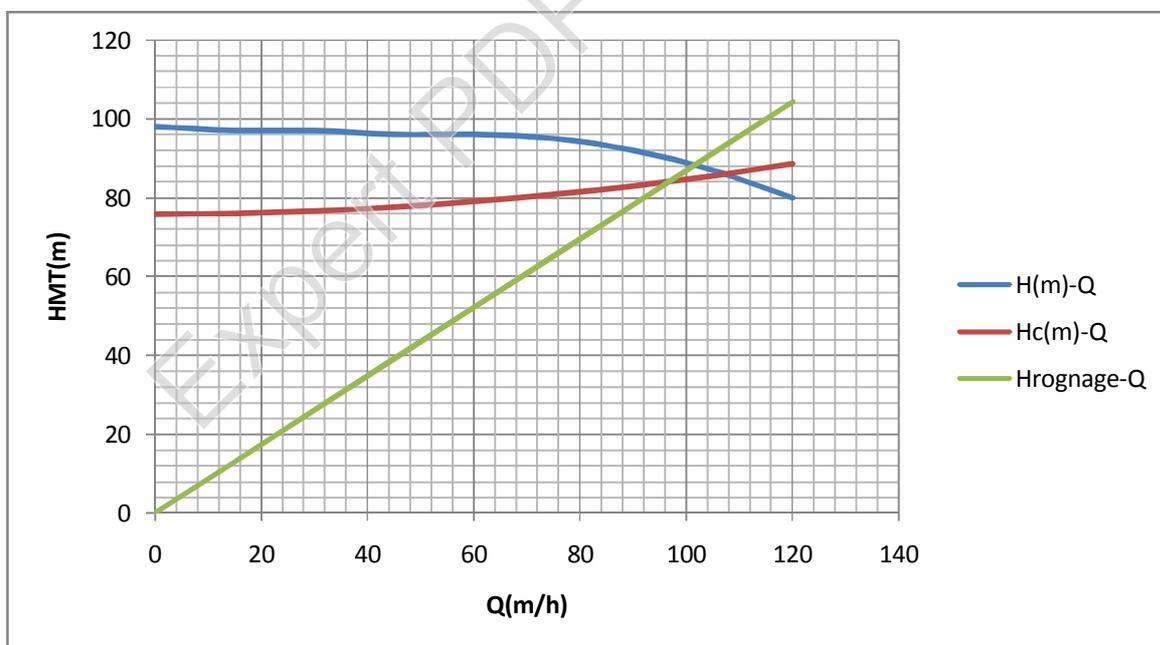


Figure V-15. Mode de réglage par rognage.

V-10- Etude du phénomène de cavitation :

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse. On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

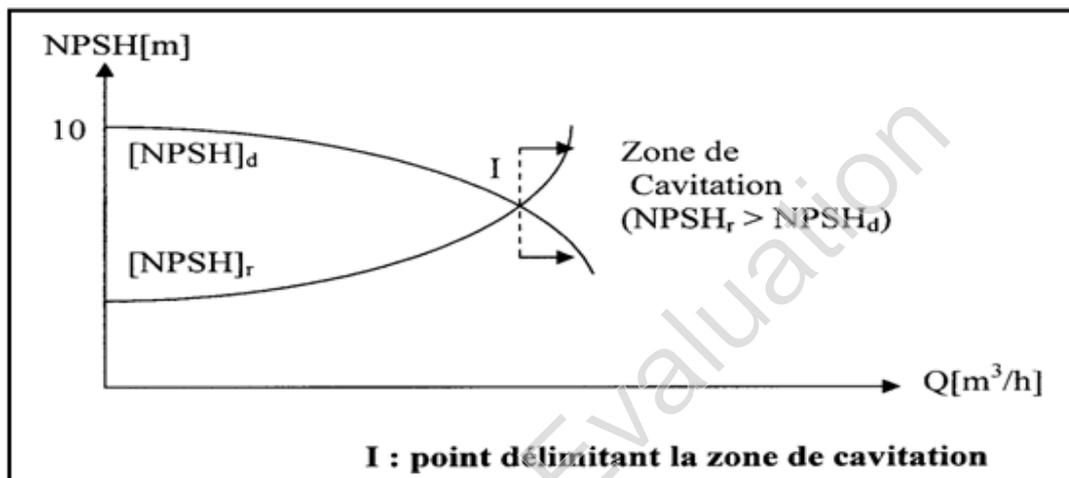


Figure V-16. Graphe des courbes NPSH.

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

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

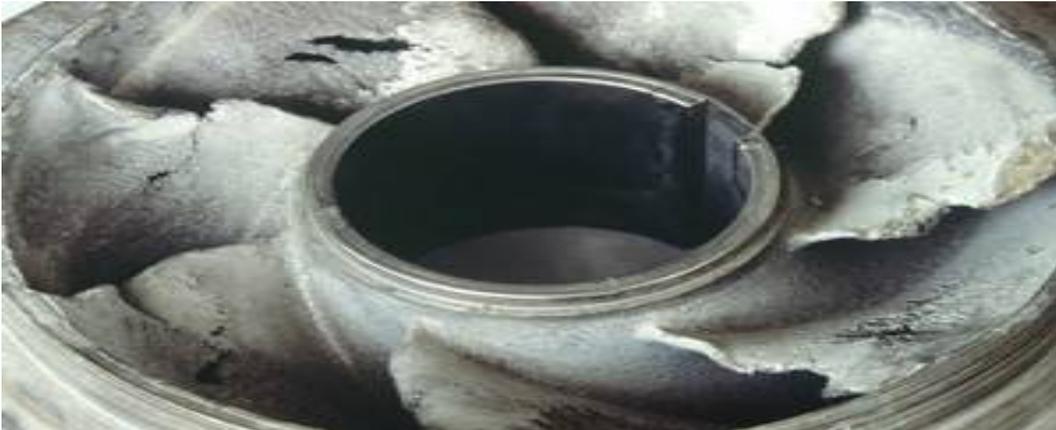


Figure V-17. Roue soumise à la cavitation

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

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

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

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

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

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

On prend : $r = 0,3$ m.

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V-12)$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V-13)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau V-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 |

Source : O.N.M (Office National Météorologique)

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

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

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

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule IV-1 (chapitre IV).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-15)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 20$ m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,2$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

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

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

On prend: $V_c = 1,2$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a \quad (V-$$

18)

Avec : DN_a : 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 au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-19)$$

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

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-20)$$

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.

V-10-1-Refoulement SP – Réservoir Tampon:

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3.52$ m

- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 615,27 \Rightarrow P_{at} = 9,47 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN_a$

$DN_a = 125 \text{ mm}$ (figure V-8)

Donc : $D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 91,94}{3,14 * (0,150)^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,45 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 91,94}{3,14 * 1,2 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,165 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,200 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 91,94}{3,14 * (0,2)^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 0,81 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 200 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{20 * \left(\frac{91,94}{3600} \right)^2}{(0,200)^{5,3}} + \frac{1,2 * \left(\frac{91,94}{3600} \right)^2}{(0,150)^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,151 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,151 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,174 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,52 + 0,3 - 9,47 + 0,24 + \frac{(1,45)^2}{2 * 9,81} + 0,174 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,13 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9,47 - 3,52 - 0,3 - 0,24 - \frac{(1,45)^2}{2 * 9,81} - 0,174 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,13 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 615,25 - 5,5 + 0,60 \Rightarrow \nabla_{min} = 610,35 \text{ mNGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 610,35 + (5,13) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 615,18 \text{ mNGA}$

V-10-2. Refoulement SP – Réservoir Ain Chriki :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,49 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 615,25 \Rightarrow P_{at} = 9,47 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN_a$
 $DN_a = 125 \text{ mm}$ (figure V-7)

Donc : $D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 93.54}{3,14 * (0.15)^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.47m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 93.54}{3,14 * 1,2 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,166m$$

On pose $D_c = 0.200m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 93.54}{3,14 * (0.2)^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 0.83m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 200mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,00179 * \left(\frac{20 * \left(\frac{93.54}{3600} \right)^2}{(0.20)^{5.3}} + \frac{1,2 * \left(\frac{93.54}{3600} \right)^2}{(0.15)^{5.3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0.156m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0.156 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0.179m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.49 + 0,3 - 9.47 + 0,24 + \frac{(1.47)^2}{2 * 9,81} + 0.179 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5.15m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.47 - 3.49 - 0.3 - 0.24 - \frac{(1.47)^2}{2 * 9.81} - 0.179 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5.15m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 615.25 - 5.5 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 610.35mNGA$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 610.35 + 5.15 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 615.2mNGA$

V-11. Choix du moteur électrique :

V-11-1. 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 "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V-11-2. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V-21})$$

Où:

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

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

V-11-3. Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (\text{V-22})$$

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 minimale ;

η_p : rendement de la pompe ;

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

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

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

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

Tableau V-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 |

V-11-4. Refoulement SP – Réservoir Tompon:

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 75 %.
- La hauteur manométrique totale est : 96.71 m.
- Le débit d'une pompe est : 91.94 m³/h.
- La puissance absorbée de la pompe est : 39.45 Kw $\Rightarrow K = 1,2$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 91.45 * 96.71 * 1,2}{0,75 * 0,93 * 0,92 * 3600} \Rightarrow P_m = 45.07 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Pour les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V

- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 45 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V-11-5. Refoulement SR – Réservoir Ain Chriki:

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 74 %.
- La hauteur manométrique totale est : 81 m.
- Le débit d'une pompe est : 93.54 m³/h.
- La puissance absorbée de la pompe est : 33.17Kw ⇒ K = 1,2.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 \cdot 93.54 \cdot 81 \cdot 1,2}{0,74 \cdot 0,93 \cdot 0,92 \cdot 3600} \Rightarrow P_m = 39.13 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 45 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V-12 . Bâtiment de la station de pompage :

V-12-1 . Types des bâtiments des stations de pompage :

Il existe plusieurs types de bâtiments des stations de pompes dont on cite :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.
- Bâtiment type bache sèche

- Bâtiment type puits bâche sèche.

Pour le choix de type de bâtiment on se repère au tableau N°11.

Tableau V-7 : Choix du type de bâtiment

| Paramètres | Type de bâtiment | | | |
|--|---------------------------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| | bloc | Bâche sèche | Bâche mouillé | surface |
| Débit Q (m ³ /s) | >2 | <2 | <6 | <1,5 |
| Type de pompe | Axiale à axe verticale ou horizontale | Pompe centrifuge | A axe verticale noyé | Pompe centrifuge |
| Hauteur admissible a l'aspiration (m) | En charge<0 | En charge <0 En aspiration>0 | En charge<0 | En aspiration>0 |
| variation du plan d'eau d'aspiration (m) | 1÷2 | N'importe | N'importe | H _{adm} < H _a |

On a un débit de 0.051 m³/s<1.5 donc le bâtiment est de type surface

- Avantage
 - Cout de génie civil relativement faible par rapport aux autres types
- Inconvénient
 - Prévoir obligatoirement au système d'amorçage des pompes par ce que ils sont installées en aspiration.

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs on cite :

- De la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- Type de pompes et de moteur électrique.
- Variation de plan d'eau dans l'Oued.
- Condition géologiques et hydrologique.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

V-12-2 . La partie souterraine:

La partie souterraine est projetée en béton armé ou le préfabriqué (la partie supérieure est construite en brique ou en dalle préfabriqué)

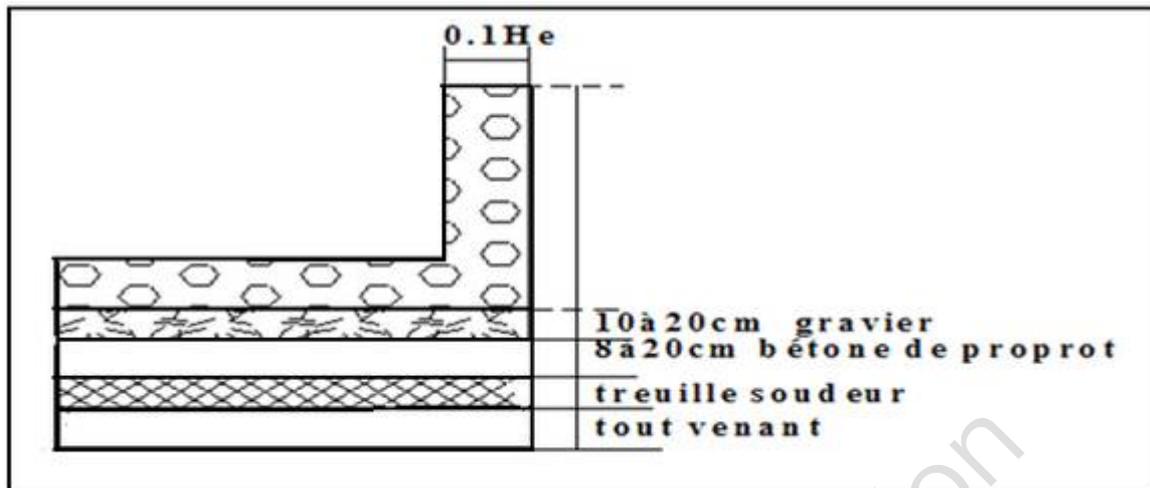


Figure. V.18 : Schéma représentative de la partie souterraine

V-12-3 . Partie supérieure du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement du personnel ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

Dans la conception de notre station de pompage on va préconiser une station en deux étages, en effet la surface disponible pour la réalisation de la station de pompage étant assez restreinte, donc c'est la solution la plus évidente.

V-12-3-1. Dimensionnement du bâtiment :

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

1- Les hauteur recommandés pour les bâtiments :

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

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

Avec :

$$h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$$

h_p : hauteur de la pompe = 726 mm

h_{socle} : hauteur du socle (0,3 -0,5) m

$h_{\text{réserve}}$: hauteur de sécurité = 0,5 m

h_6 : hauteur réservée à l'homme = 2,2 m

h_7 : hauteur du chariot = 0,3 m

h_8 : hauteur profilée = 0,8 m

h_9 : hauteur de sécurité = 0,5 m

Donc : $h_5 = 0,73 + 0,5 + 0,5 = 1,73$ m

$$H_b = 1,73 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,53$$
 m

Donc on prend $H_b = 6$ m

2- longueurs recommandés pour les bâtiments :

$$L_b = n_p * L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p$$

Avec : n_p = le nombre de pompes = 2

L : longueur de la pompe + moteur = 1,724 m

L_{int} : longueur entre deux pompes voisines = 1 m

L_{pf} : longueur de la plateforme de montage = 4 m

L_r : longueur de l'armoire électrique = 1,5 m

L_p : longueur du bureau du chef du personnel = 5 m

$$L_b = 2 \cdot 1,724 + 1 + 4 + 1,5 + 5 = 14,95 \text{ m}$$

On majore la valeur et on aura $L_b = 16 \text{ m}$

Remarque :

Si la longueur du bâtiment dépasse les 60 m, il faut prévoir deux plates formes de montage

3- largeurs recommandés pour les bâtiments:

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$B = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s$$

Avec :

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

l_2 : La distance entre les tubulaires $> (20 - 30) \text{ cm}$

l_3 : Longueur des accroires en aspiration

l_4 : Longueur des accroires au refoulement.

S : épaisseur du mur = 0,2 m

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

Avec :

L_p : longueur de la pompe = 1,72m

L_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement = 0,20m

L_{tra} : longueur de la tubulure d'aspiration = 0,35m

L_c : longueur de convergent = 0,19 m.

L_j : longueur de joint = 1m.

L_d : longueur de divergent = 0,285 m

$$(l_3 + l_4) = 1,72 + 0,2 + 0,35 + 0,19 + 1 + 0,285 = 3,745 \text{ m}$$

$$B = 0,25 + 0,25 + 3,745 + 2 \cdot 0,2 = 4,65 \text{ m}$$

Donc on prend $B = 5 \text{ m}$

4- Calcul de nombre de fenêtre :

$$\sum S_{fenetre} = (10 \div 15) \frac{0}{0} \text{ Salle des machines.}$$

Avec : S salle des machines = 16 * 5 = 80 m² donc $\sum S_{fenetre} = 0,15 * 80 = 12 \text{ m}^2$

$$S \text{ fenêtres} = 1,4 \times 2,2 = 3,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre de fen\^etre} = \frac{\sum S_{\text{fen\^etre}}}{S_{\text{fen\^etre}}} = \frac{12}{3,08} = 3,90 \quad \mathbf{N=4}$$

5 -Marches d'escaliers :

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

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

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

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

6 -Bureau de chef d'exploitation :

On prend la hauteur \^egale \^a : H=3m.

$$\text{Et } S=12 \text{ m}^2 (4 \times 3).$$

7 -Bureau de chef du personnel :

La hauteur \^egale \^a : H=3m.

$$\text{Et } S=15 \text{ m}^2 (5 \times 3).$$

V-12-4. Quelques normes \^a respecter :

- Distance entre les pompes :(0,8-1,2) m
- Distance entre le groupe \^electrique et les pupitres de
Commande > 2 m
- Dimensionnement des portes : 3*3 ; 3,6*3,6 ; 4*3 ; 4,2*4,2
- La surface des fen\^etres = (10 \^a 15)% de la salle des machine. Nombre

$$\text{de fen\^etre} = \frac{\sum S_{\text{fen\^etres}}}{S_{\text{fen\^etre}}}$$

$$S_{\text{fen\^etres}} = (1,4 \times 2,2) \text{ m}^2 \quad \text{surface normalis\^ee}$$

- Distance entre les rangers des pompes et les groupes \^electriques :

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

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

$$\text{Distance} = 1 \text{ m}$$

Conclusion :

Notre choix de pompes s'est port\^e sur des pompes centrifuges \^a axe horizontal type CAPRARI pour notre stations de pompage. Ces pompes seront entra\^in\^ees par des moteurs \^electriques asynchrones triphas\^es de m\^eme marque, le bon calage des pompes est n\^ecessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et \^eviter les effets n\^efastes de la cavitation.

Introduction :

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

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

VI-1.Causes du coup de bélier :

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

L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.

1. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
2. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
3. Modification de la vitesse d'une pompe.
4. Variation d'un plan d'eau.
5. L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI-2. Risques dus au coup de bélier :

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier, qui peut être l'apparition d'une pression négative. Si cette pression devient inférieure à -10 mCE, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut s'aplatir par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

- **Fatigue du tuyau** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

VI-3.description des phénomènes physiques:

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

Phase 01 :

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

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

➤ **Phase 02 :**

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

➤ **Phase 03 :**

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

➤ **Phase 04 :**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc.

VI-4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI-1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

pour le PEHD $K=83$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{VI-2})$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Tableau VI-1: Calcul de temps de retour de l'onde de déformation des tronçons gravitaire :

| N° du tronçon | Point de départ | Point d'arrivée | L (m) | D (mm) | e (mm) | a (m/s) | tr (s) |
|---------------|----------------------|--------------------------|-----------|--------|--------|------------|------------|
| 1 | Réservoir tompon | Réservoir Chaabet Ikhlef | 824 | 110 | 6,6 | 261,649129 | 6,29851131 |
| 2 | Réservoir tompon | Braises-ChargeN1 | 547,26087 | 110 | 6,6 | 261,649129 | 4,18316599 |
| | Braises-ChargeN1 | Braises-ChargeN2 | 474,13913 | 110 | 6,6 | 261,649129 | 3,62423625 |
| | Braises-ChargeN2 | Réservoir El Madjen | 2690,6 | 125 | 7,4 | 259,957424 | 20,7003128 |
| 3 | Réservoir Ain Chriki | Braises-ChargeN | 440,17391 | 110 | 6,6 | 261,649129 | 3,36461208 |
| | Braises-ChargeN | Réservoir Ben Haroun | 2172,8261 | 160 | 9,5 | 260,328554 | 16,6929525 |
| 4 | point de piquage | batche de reprise | 1400 | 250 | 14,8 | 259,957424 | 10,7709946 |

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 t_r de chaque tronçon .

VI-5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Les équipements de protection ont pour fonction générale d'atténuer les variations de pression et de réduire les effets néfastes de celles-ci. En d'autres termes, il ne suffit pas de penser uniquement à réduire l'amplitude des surpressions et dépressions mais aussi, dans certains cas, empêcher la cavitation ou les inversions d'écoulements. Compte tenu de la grande variété des installations hydrauliques et de leurs modes d'opération, il n'est pas possible de considérer un équipement de protection universel et polyvalent. On décrira donc, dans ce qui suit, une panoplie d'équipements avec leurs caractéristiques propres et leurs contextes d'utilisation.

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

VI-6. Calcul des réservoirs d'air :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure suivante :

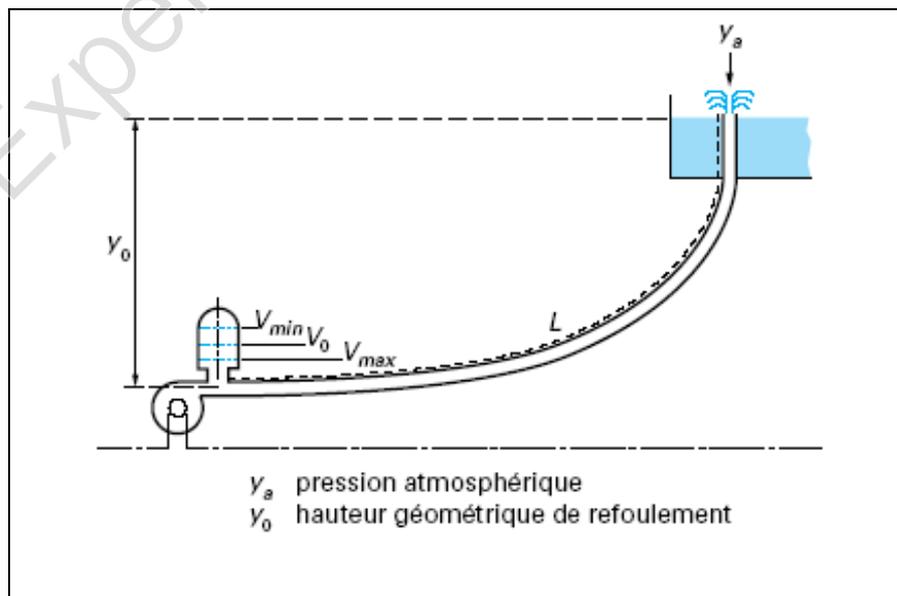


Figure VI-1. Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

➤ **Méthode de VIBERT**

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

➤ **Méthode de BERGERON**

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

VI-6-1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (**SALAH. B**) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI-3})$$

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 ; $E_m = 2 * 10^{11}$ pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ pour le PVC.

$E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier), $\nu_m = 0,46$ (PVC), $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

➤ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI-4})$$

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:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI-5})$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI-6})$$

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 VI-2: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement:

| Tronçon | Type de matériau | D (mm) | S (m ²) | V (m/s) | L (m) | Hg (m) |
|-------------------------|------------------|--------|---------------------|---------|-------|--------|
| SP-Réservoir Tampon | Fonte | 200 | 0,031 | 0,83 | 475 | 93,07 |
| SP-Réservoir Ain Chriki | Fonte | 250 | 0,049 | 0,53 | 2186 | 75,89 |

➤ Calcul de la célérité d'onde C

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

Tableau VI-3: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement:

| Tronçon | K (Pa) (*10 ⁹) | ρ (Kg/m ³) | a (m) | ν_{μ} | ν_{σ} | E _s (Pa) (*10 ⁸) | E _m (Pa) (*10 ¹¹) | ϵ_m (m) | C (m/s) |
|-------------------------|----------------------------|-----------------------------|-------|-------------|----------------|---|--|------------------|---------|
| SP-Réservoir Tampon | 2,07 | 1000 | 0,1 | 0,3 | 0,33 | 2 | 1 | 0,0063 | 1265.43 |
| SP-Réservoir Ain Chriki | 2,07 | 1000 | 0,125 | 0,3 | 0,33 | 2 | 1 | 0,0063 | 1231.93 |

➤ Calcul de la capacité du réservoir d'air :

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI-4:

Tableau VI-4: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par 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 (m ³) | U_{max} (m ³) | Volume normalisé (Litre) |
|--------------------------------|-----------|---------------|-------------|-------------------------|--------|-------------------|---------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| SP- Réservoir Tampon | 103.07 | 210.13 | 0.83 | 9,81 | 0.0351 | 0.00034 | 0,008 | 0.749 | 0.12 | 0.16 | 200 |
| SP- Réservoir Ain chriki | 85.89 | 152.45 | 0.53 | 9,81 | 0.0143 | 0.00017 | 0.0014 | 0.634 | 0.15 | 2.4 | 3000 |

Remarque :

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats pour les grandes installations Vu ses avantages, donc elle la méthode retenue pour le tronçon (SP-Réservoir Ain Chriki) .

VI-6-2. Méthode de calcul (Méthode de Bergeron) :

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Cette méthode consiste à déterminer par approximation successive la vitesse de l'eau dans le refoulement au niveau du réservoir d'air.

On considèrera qu'au cours d'un aller-retour de l'onde, donc d'un intervalle de temps $t_r = \frac{2 * l}{a}$; l'eau, qui poursuit, par exemple, sa montée est animée au début d'un intervalle quelconque d'une vitesse V_{fn-1} et à la fin d'une vitesse $V_{fn} < V_{fn-1}$.

Comme les sommets 2P, 4P, 6P, ...etc, de l'épure correspondent à des états finals, c'est la vitesse finale de l'eau au cours de l'intervalle qui doit être considérée et c'est cette vitesse V_f que l'on se fixe au départ, a priori.

Par ailleurs en partant d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air, et en utilisant la valeur choisie arbitrairement pour la vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement, à la fin de cet intervalle : la précision dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme représentatif des pertes de charge dans la conduite.

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule VI.1.

La valeur du coup de bélier est de :

$$\Delta b = \pm \frac{a * V_0}{g} \text{ (Formule de JOUKOWSKY)} \quad (\text{VI.7})$$

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

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

Une pression dans la conduite est ainsi trouvée, on vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de cette pression finale, que cette droite coupe bien $\frac{a}{g * S}$ au droit de V_f .

Sinon les calculs seront recommencés avec une autre valeur de V_f .

1) Les temps se suivent selon des valeurs (formule VI.2).

2) L'augmentation ΔU du volume d'air du réservoir d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que se réservoir écoule vers la conduite ou reçoit de la conduite au cours du régime transitoire. Ce n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section S pendant le temps t_r et avec une vitesse moyenne V_m qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de t_r .

La vitesse moyenne pour chaque intervalle :

$$V_{mi} = \frac{V_{fn-1} + V_{fn}}{2} \quad (\text{VI.8})$$

La variation du volume d'air :

$$\Delta U_i = S * V_{mi} * t_{r1} \quad (\text{VI.9})$$

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

3) Le volume d'air comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{VI.10})$$

+ ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide.

- ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se remplit.

4) La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi du Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = Z * U^{1,4} \quad (\text{VI.11})$$

Où δ_0 représente les pertes de charge dans la conduite en régime en fonctionnement normal. En effet, en marche normale, la hauteur manométrique absolue à la pompe correspondant au volume U_0 est : $Z_0 + \delta_0$ donc :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad (\text{VI.12})$$

5) On évaluera, à la montée de l'eau, la valeur V_1 de la vitesse de l'eau dans cette tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On évaluerait de même la vitesse V_2 dans cette tuyère à la descente de l'eau.

A la montée de l'eau, la tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égal au rapport inverse des carrés des diamètres (figurVI.2)

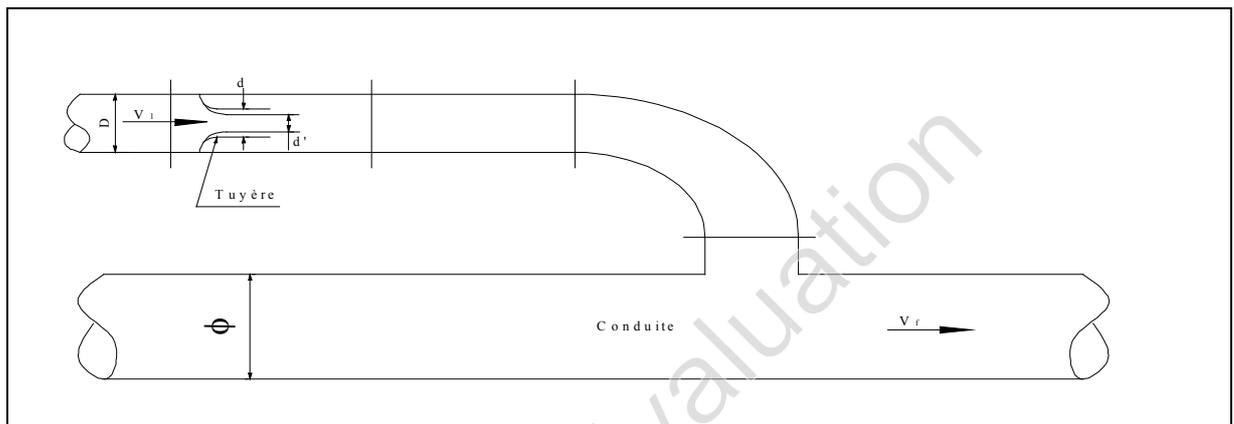


Figure VI.2 : l'eau du réservoir se dirige vers la conduite

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 * d)^2} = K \quad (\text{VI.13})$$

d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

a perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D) qui détermine sur le graphique (figure 2) de l'annexe VI un coefficient c , On a ainsi :

$$\Delta h_1 = c * \frac{V_1}{2 * g} \quad (\text{VI.14})$$

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda un coefficient de contraction de 0,5, le rapport des vitesses $\frac{V_2}{V_f}$ de l'eau dans la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections (figure VI.3).

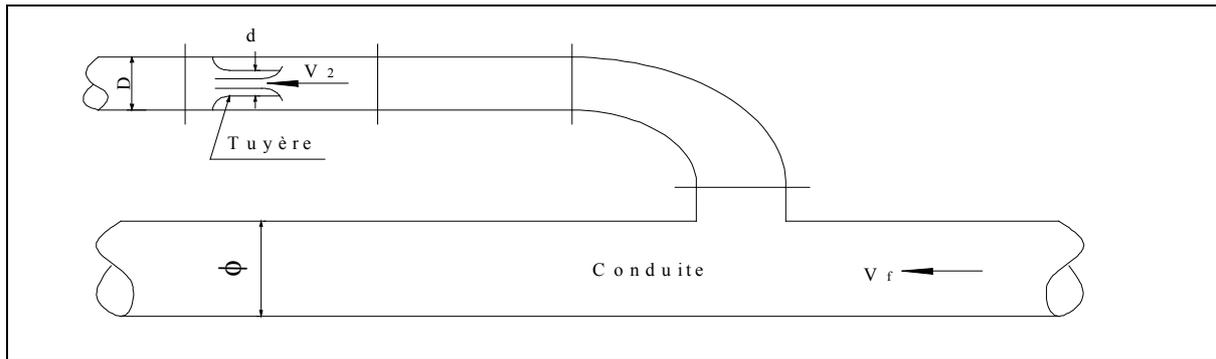


Figure VI.3 : l'eau de la conduite revient dans le réservoir

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 * \phi^2}{d^2} = K' \quad (\text{VI.15})$$

La perte de charge Δh_2 à la descente de l'eau s'évalue en fonction du nouveau rapport m des sections de la veine contractée de section $(\frac{\pi * d^2}{8})$ et de la tubulure (diamètre D). Il suffit de lire sur le graphique (figure VII.3) le nouveau coefficient c' et on a :

$$\Delta h_2 = c' * \frac{V_2}{2 * g} \quad (\text{VI.16})$$

6) La pression absolue dans la conduite se déduit :

- en faisant la différence : $Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte,
- en faisant la somme : $Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend.

7) En cherchant, sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur δ pour la vitesse finale V_f considérée.

8) La pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif des pertes de charge s'obtient :

- en faisant la différence : $Z - \Delta h_1 - \delta$ quand l'eau monte,
- en faisant la somme : $Z + \Delta h_2 + \delta$ quand l'eau descend.

9) C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $+\frac{a}{g * S}$ en un point tel que 2P, 4P, 6P, ...etc, et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ.

➤ Application

Etant donné que le principe de calcul du réservoir d'air est le même pour les trois stations de reprise, ce calcul ne sera appliqué qu'à la première station de reprise.

➤ **Tronçon : Station de pompage – Réservoir Ain Chriki :**

Les données de base de ce tronçon de l'adduction sont :

$$Q = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}; \quad L = 2186 \text{ m}; \quad V_0 = 0.53 \text{ m/s};$$

$$e = 6.3 \text{ mm}; \quad \varnothing = 250 \text{ mm}; \quad H_g = 75.89 \text{ m}.$$

On négligera la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement.

La section de la conduite : $S = 0,049 \text{ m}^2$

La célérité d'onde : $a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{250}{6.3}}} \Rightarrow a = 1055.45 \text{ m/s}$

La valeur maximale du coups de bélier : $\Delta b = \pm \frac{1055.45 * 0.53}{9,81} \Rightarrow \Delta b = \pm 57.02 \text{ m}$

L'intervalle de temps : $t_r = \frac{2 * 2186}{1055.45} \Rightarrow t_r = 4.14 \text{ s}$

Supposons, d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de $U_0 = 3 \text{ m}^3$ et, d'autre part, que l'on dispose d'une tuyère de diamètre $d = 40 \text{ mm}$ incorporée dans une tubulure de diamètre $D = 80 \text{ mm}$. Les caractéristiques de la tuyère sont alors les suivantes :

• Montée de l'eau

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{250^2}{(0,92 * 80)^2} \Rightarrow \frac{V_1}{V_f} = 11.54, \text{ donc compris entre 15 et 20, Alors : } V_1 = 11.54 * V_f$$

Par ailleurs : $m = \frac{(0,92 * 40)^2}{80^2} \Rightarrow m = 0,21$

Le graphique de la figure VII.3 donne : $c = 0,63$

Donc : $\Delta h_1 = 0,63 * \frac{V_1}{2 * g}$

• Descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 * 250^2}{80^2} \Rightarrow \frac{V_2}{V_f} = 19.53, \text{ Alors : } V_2 = 19.53 * V_f$$

Par ailleurs : $m = \frac{40^2}{2 * 80^2} \Rightarrow m = 0,125$

Le graphique de la figure VII.3 donne : $c' = 0,78$

Donc : $\Delta h_2 = 0,78 * \frac{V_2}{2 * g}$

Expert PDF Evaluation

Tableau VI-5 : Calcul du réservoir d'air

| Intervalle de temps tr | Variation du volume d'air $\Delta U = S.V.m.tr = 0.203.Vm \text{ (m}^3\text{)}$ | Volume d'air U (m ³) | Pression dans le réservoir d'air $Z = (85.89 + 5.11).3^{1.4}/U^{1.4} = 423.65/U^{1.4} \text{ (m)}$ | Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) <u>Montée:</u> $V_1 = 11.54.V_f$ <u>Descente:</u> $V_2 = 19.53.V_f$ | Perte de charge dans la tuyère (m) <u>Montée:</u> $\Delta h_1 = 0,63.(V_1/2.g)$ <u>Descente:</u> $\Delta h_2 = 0,78.(V_2/2.g)$ | Pression dans la conduite avec perte de charge <u>Montée:</u> $Z - \Delta h_1$ <u>Descente:</u> $Z + \Delta h_2$ | Perte de charge refoulement δ (m) | Pression dans la conduite sans perte de charge <u>Montée:</u> $Z - \Delta h_1 - \delta$ <u>Descente:</u> $Z + \Delta h_2 + \delta$ | Vitesse lue sur le graphique V_f (m/s) | Désignation du point | Vitesse moyenne V_m (m/s) | Vitesse finale choisie V_f (m/s) |
|------------------------|--|----------------------------------|---|---|--|--|--|--|--|----------------------|-----------------------------|------------------------------------|
| 0 | 0 | $U_0 = 3$ | $Z_0 + \delta_0 = 91$ | - | - | 91 | 5.11 | 85.89 | 0,7 | 1R | - | - |
| tr | 0,124845 | 3,124845 | 85,950288 | 6,1162 | 18,899975 | 67,050313 | 5,106762 | 61,943551 | 0,53 | 2P | 0,615 | 0,53 |
| 2tr | 0,060697 | 3,060697 | 88,482776 | 0,78472 | 2,4249025 | 86,057873 | 0,0840643 | 85,973809 | 0,068 | 4P | 0,299 | 0,068 |
| 3tr | -0,013368 | 2,98663245 | 91,569896 | -3,900141 | -14,92155 | 76,648346 | 0,72502 | 77,373366 | -0,1997 | 6P | -0,06585 | -0,1997 |
| 4tr | -0,050517 | 2,94948345 | 93,188616 | -5,81994 | -22,26651 | 70,922108 | 1,6144567 | 72,536564 | -0,298 | 8P | -0,24885 | -0,298 |
| 5tr | -0,086072 | 2,913928 | 94,7844 | -10,7415 | -41,0959 | 53,688496 | 5,49945 | 59,187946 | -0,55 | 10P | -0,424 | -0,55 |
| 6tr | -0,161385 | 2,838615 | 98,323679 | -20,3112 | -77,70862 | 20,615059 | 19,663488 | 40,278547 | -1,04 | 12P | -0,795 | -1,04 |
| 7tr | -0,302978 | 2,6970225 | 105,62551 | -37,98585 | -145,3301 | -39,70455 | 68,775395 | 29,07084 | -1,945 | 14P | -1,4925 | -1,945 |
| 8tr | -0,525263 | 2,4747375 | 119,14242 | -63,0819 | -241,345 | -122,2026 | 189,67012 | 67,4675 | -3,23 | 16P | -2,5875 | -3,23 |
| 9tr | -0,7511 | 2,2489 | 136,22255 | -81,4401 | -311,5817 | -175,3591 | 316,1302 | 140,77107 | -4,17 | 18P | -3,7 | -4,17 |
| 10tr | -0,798805 | 2,201195 | 140,37355 | -72,261 | -276,4634 | -136,0898 | 248,8842 | 112,79439 | -3,7 | 20P | -3,935 | -3,7 |
| 11tr | -0,64554 | 2,35446 | 127,74955 | -51,9498 | -198,7547 | -71,00519 | 128,63441 | 57,629215 | -2,66 | 22P | -3,18 | -2,66 |

Figure VI.4 : Epure de pression de BERGERON



➤ **Caractéristiques finales du réservoir d'air**

L'examen de la troisième colonne du tableau VII montre que l'air peut occuper un volume maximal de **3 m³ environ**. Comme il faut, à ce moment, qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, il sera prévu un réservoir d'une capacité totale de **4 m³** (figure VII.5) dans laquelle l'air n'occupera que **1 m³** en fonctionnement normal.

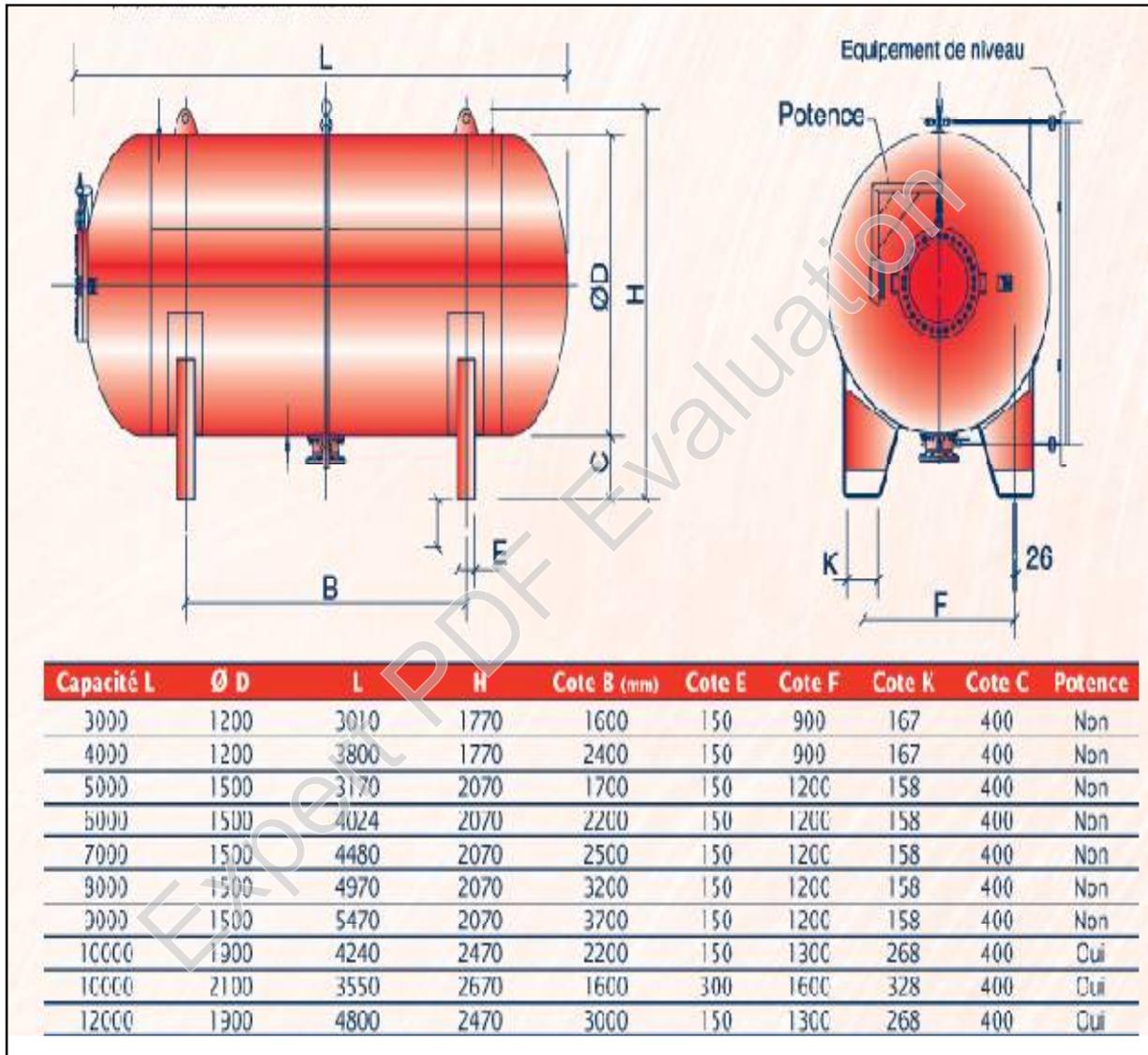


Figure VI.5 : le type du réservoir anti-bélier à choisie.

VI-6-3. Installation du réservoir d'air :

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

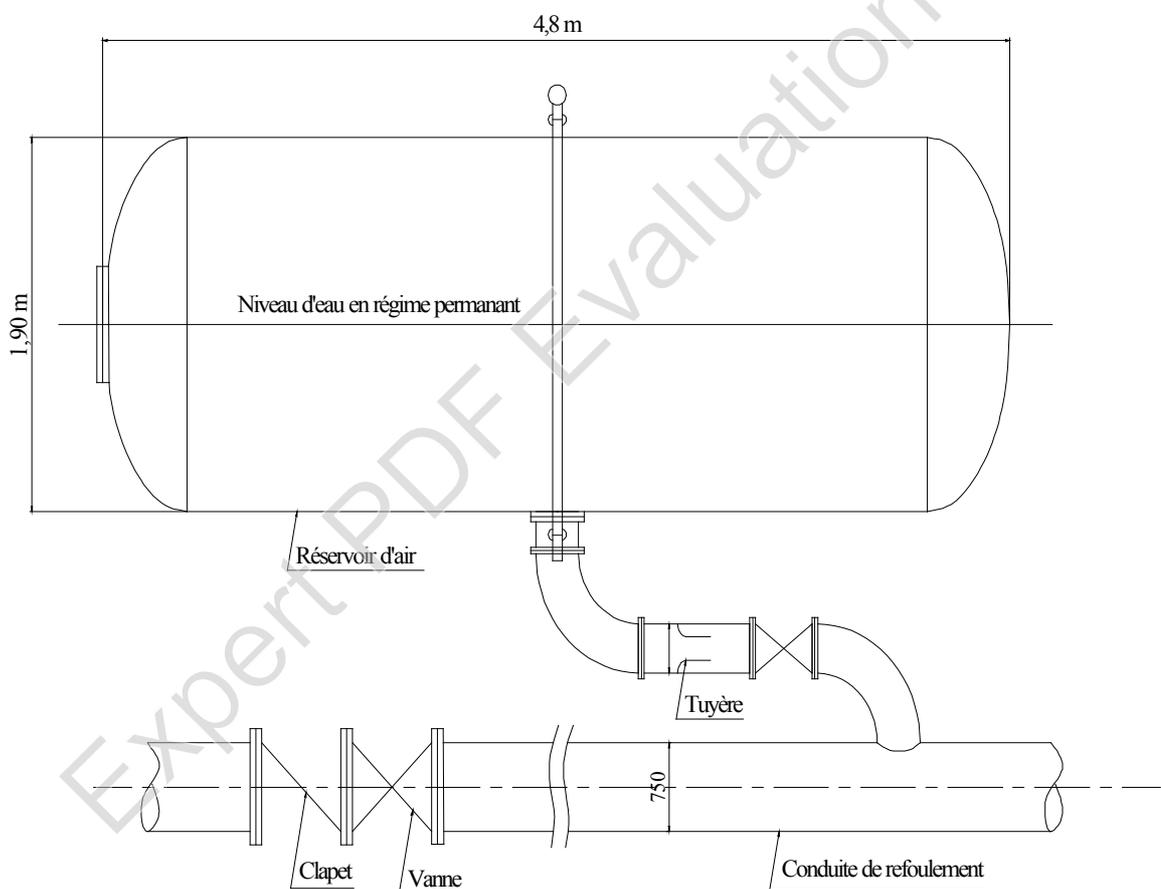


Figure VI-6: Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion

Afin de protéger les deux conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage SP ; de deux réservoirs d'air avec un volume : $U_{T1} = 200 \text{ L}$ et $U_{T2} = 4000 \text{ L}$

Et pour protéger les conduites gravitaires on étudie une loi de fermeture de la vanne pour chaque conduite.

Expert PDF Evaluation

Introduction :

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VII-1.Pose de canalisation:**VII-1-1.Principe de pose de canalisation :**

Dans la plupart des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin.

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

VII-1-1-1.Pose en terre :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m permettant aux ouvriers d'y accéder.

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suite :

- On laisse une distance suffisante au dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges. Cette distance peut varier de 0.80 à 1.20 m, suivant que les régions sont exposées aux gels importants ou non.
- On recouvre ensuite le fond de la fouille d'un lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et aussi bien nivelé, suivant les côtes du profil en long.

Ce lit de pose est assuré :

- Par du gravier dans les terres ordinaires ;
- Par des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
- Par un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs.

Finalement, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées en dessous et sur les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres.

VII -1-1-2. Assemblage des conduites :**➤ Electro soudage :**

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord.

La dissipation, par effet Joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.

➤ Soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0.2 et 1.3 g/10min)

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords .

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement.

Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique.

Le soudage bout à bout ne peut-être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

VII -1-1-3. Pose de canalisation en galerie :

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi que l'ouverture de la chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou les agglomérations disposent déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés a extrémité de la route (fig VII-1).

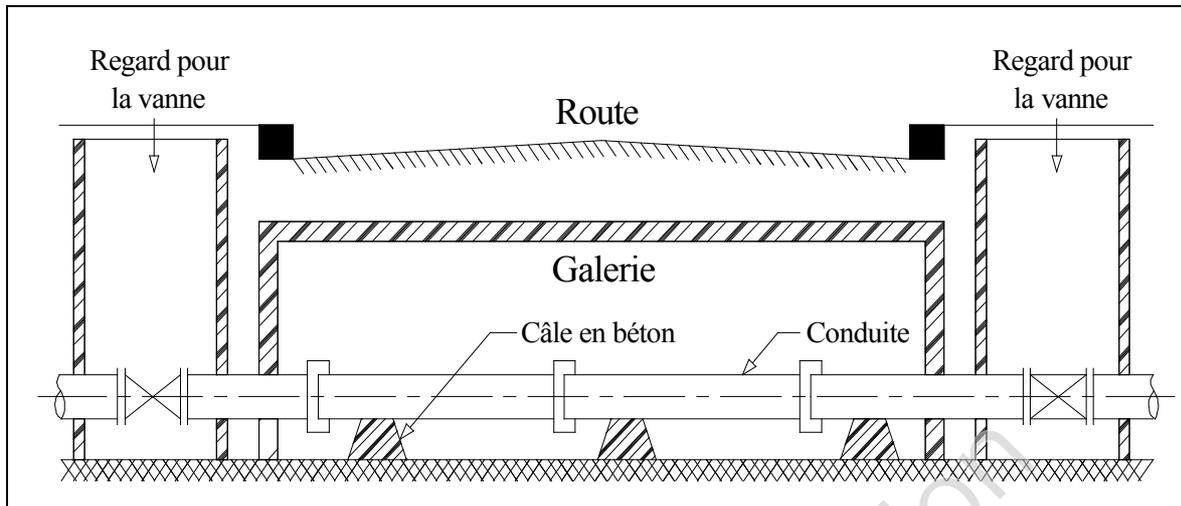


Figure VII-1 : Pose de canalisation en galerie

VII -1-1-4. Pose de canalisation en pente :

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l’ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s’impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d’espacer les massifs d’ancrage pour favoriser l’absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

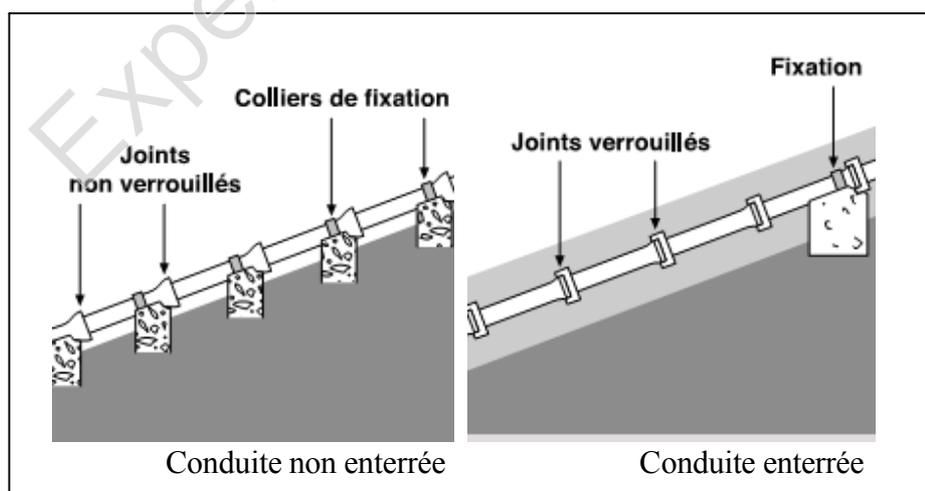


Figure VII-2 : Pose de canalisation en pente.

VII -1-1-5. Cas d'amarrage et de butée d'un coude :

Sous la poussée de l'eau, les branchements ou le cas d'un changement de direction, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures.

Pour remédier à cela, on prévoit, la construction de massifs en béton, qui, par leur poids, s'opposent aux déboitements et aux ruptures.

On distingue:

- Butée sur un branchement.
- Butée sur un coude horizontal.
- Butée sur un coude vertical.
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique

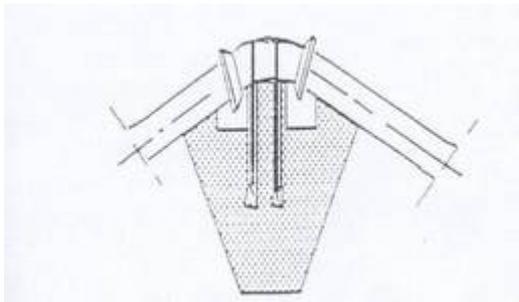


Figure VII-3 : Butée sur un coude vertical.

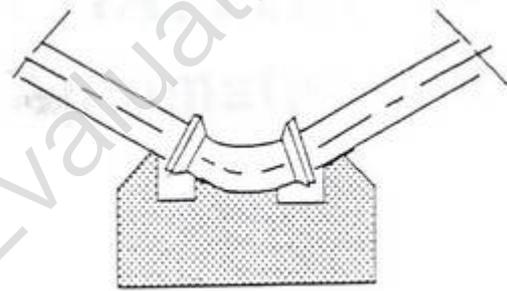


Figure VII-4 : Butée sur un coude horizontal.

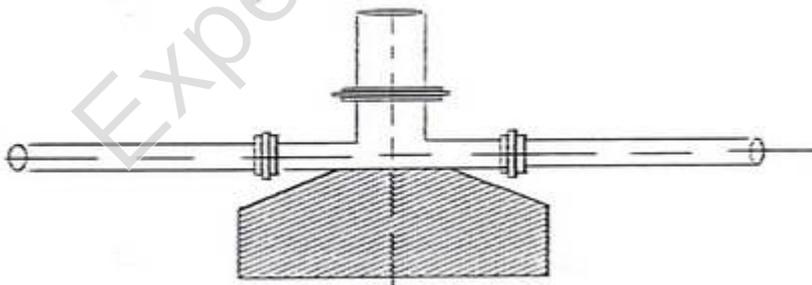


Figure VII-5 : Butée sur un branchement.

VII-1-2. Constructions des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des conduites. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

VII -1-3. Traversée d'une rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. deux cas peuvent se présenter :

- Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction ;
- Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la conduite.

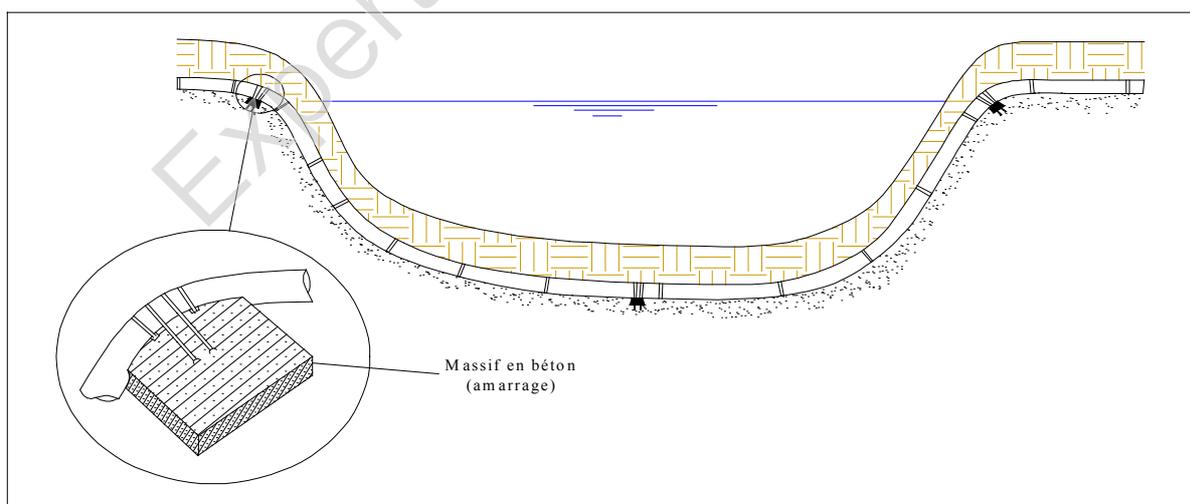


Figure VII-6 : Traversée d'une rivière

VII -1-4. Traversée de la voie ferrée :

Dans de nombreux pays, les sociétés exploitantes exigent que les canalisations qui doivent passer sous voie ferrée, soient posées sous fourreau avec vanne amont et aval. Le fourreau est en béton, la canalisation en fonte est positionnée à l'intérieur du fourreau.

VII-2. Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

VII-2-1. Robinets vannes :

On distingue différents types de robinets vannes :

VII-2-1-1. Robinets-vanne à opercule :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm.

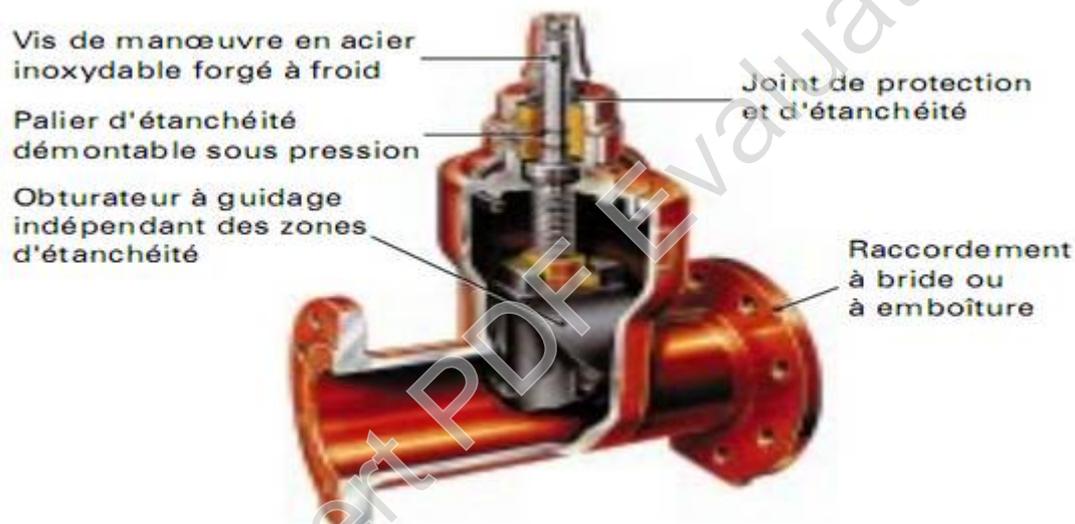


Figure VII-7. Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

VII-2-1-2. Vannes papillon:

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturbateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.



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

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit :

- Les 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.

VII-2-2. Clapet anti retour :

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux. (Figure VII-14)



Figure VII-9 : Clapet anti retour

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VII-2-3. Ventouses :

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente. Car ces changements entraînent l'emplacement des vidanges aux points bas et des purges d'air aux points haut.

La ventouse est actionnée par la simple présence d'air. Elle fonctionne un peu comme un tuba d'enfant. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obturer l'orifice de la ventouse.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau. (Figure VII-10)

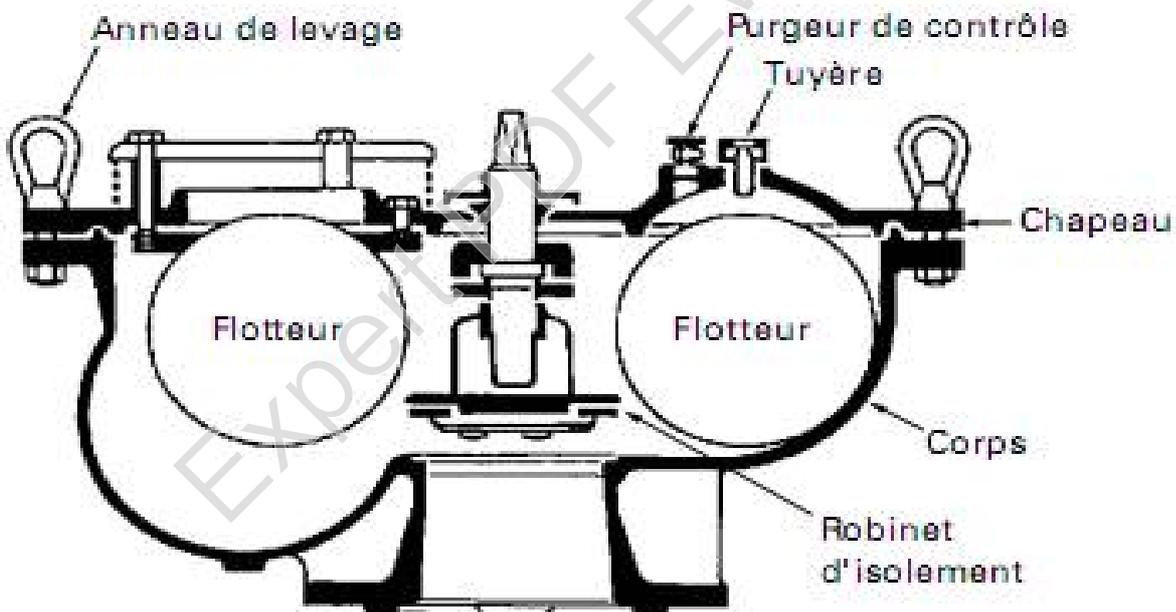


Figure VII-10 : Ventouse à trois fonctions

(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)

VII-2-4. Vannes de décharge :

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite.

La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile.

VII-2-5. Conduite by-pass :

La conduite by-pass est utilisée 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 la chambre des vannes pour remplir le troisième rôle.

VII-2-6. Poteaux ou bouches d'incendie :

La bouche d'incendie est composée d'un orifice de sortie équipé d'un raccord à baïonnette avec bouchon étanche, d'un obturateur actionné par une vis de manœuvre en acier inoxydable, d'un dispositif de mise hors gel automatique et d'un coude à patin facultatif. La forme du guidage empêche l'éjection du clapet au démontage du couvercle lorsqu'il reste de la pression sous le clapet. Ce clapet est entièrement vulcanisé. L'ouverture et la fermeture de l'appareil s'effectuent à l'aide d'une clé de manœuvre qui s'adapte sur le moufle.



Figure VIII-11. Bouches d'incendies

VII-2-7. Crépines :

Une crépine est un cylindre avec un fond - portant tous deux des perforations - et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier. (Figure VII-17)



Figure VII-12 : Crépine

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (conduite d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VII-2-8. Réducteurs de pression :

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varie.

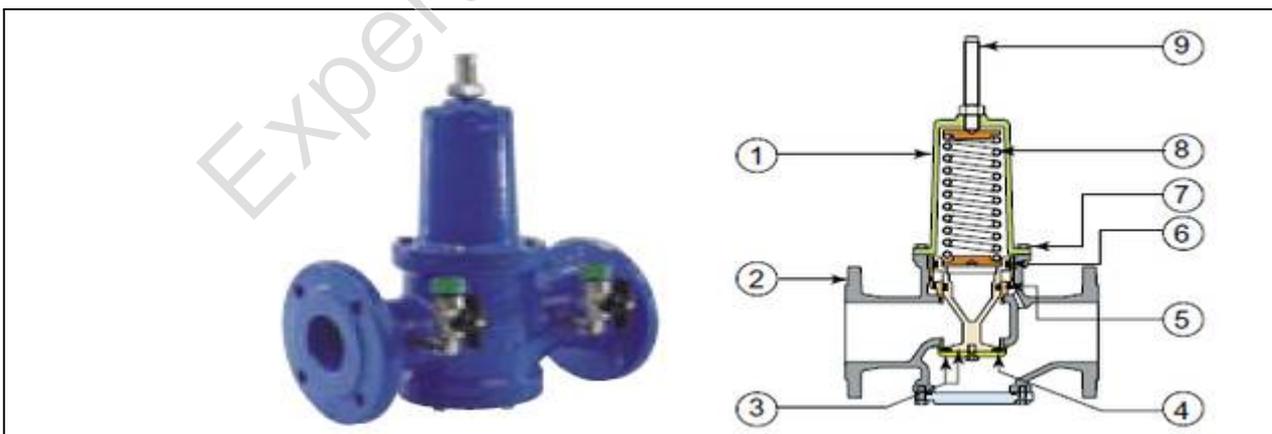


Figure VII-13 : Réducteur de pression

- | | |
|----------------------|--------------------|
| 1- Chapeau | 6- Joint de clapet |
| 2- Corps | 7- Vis de chapeau |
| 3-Clapet | 8- Ressort |
| 4-Joint de clapet | 9- Vis de réglage |
| 5-Bague guide clapet | |

VII-2-9. 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.

VII-3.Organes de mesure :

VII-3-1. Mesure de débit :

Les débitmètres sont des appareils de mesure des débits. Les plus utilisés au niveau des installations sont : (Figure VII-14)

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Le phénomène de la dynamique des fluides où il y a formation d'une dépression dans une zone où les particules de fluides sont accélérées. Également, l'accélération du vent occasionne une augmentation de la température de l'autre côté de l'obstacle (décompression adiabatique) et favorise l'évaporation dans un milieu gazeux.

Le théorème de Bernoulli permet de comprendre ce phénomène : si le débit du fluide est constant et que le diamètre diminue, la vitesse augmente nécessairement ; du fait de la conservation de l'énergie, l'augmentation d'énergie cinétique se traduit par une diminution d'énergie élastique, c'est-à-dire une dépression.

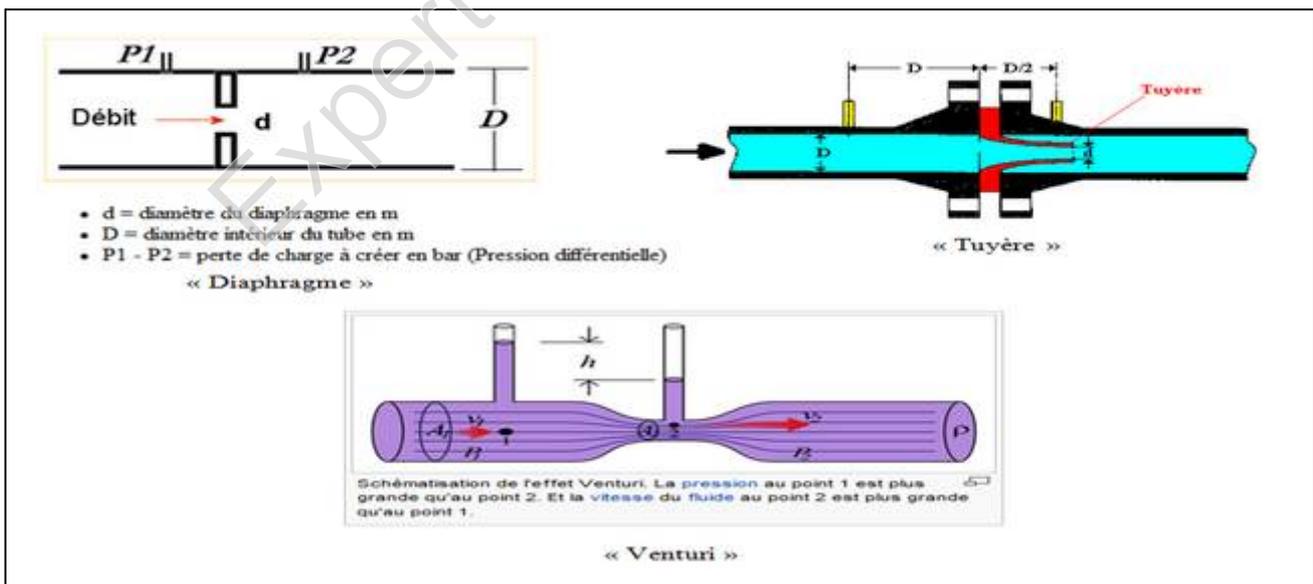


Figure VII-14 : Différents types de débitmètres

VII-3-2.Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression 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 l'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.



Figure VII-15 : Manomètre

VII-4.Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie de l'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.

VII-4-1. Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, 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 emboîtement et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VII-4-2. 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.

VII-4-3. 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 bride.

VII-4-4. 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:

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Dans ce chapitre, les différentes poses de canalisation utilisées dans notre mémoire ont été considérées. Les accessoires correspondants ont été énumérés.

Conclusion générale

A travers ce travail nous avons abordé les différentes étapes de dimensionnement d'une adduction d'alimentation en eau potable.

Pour notre cas l'adduction est caractérisée comme suit :

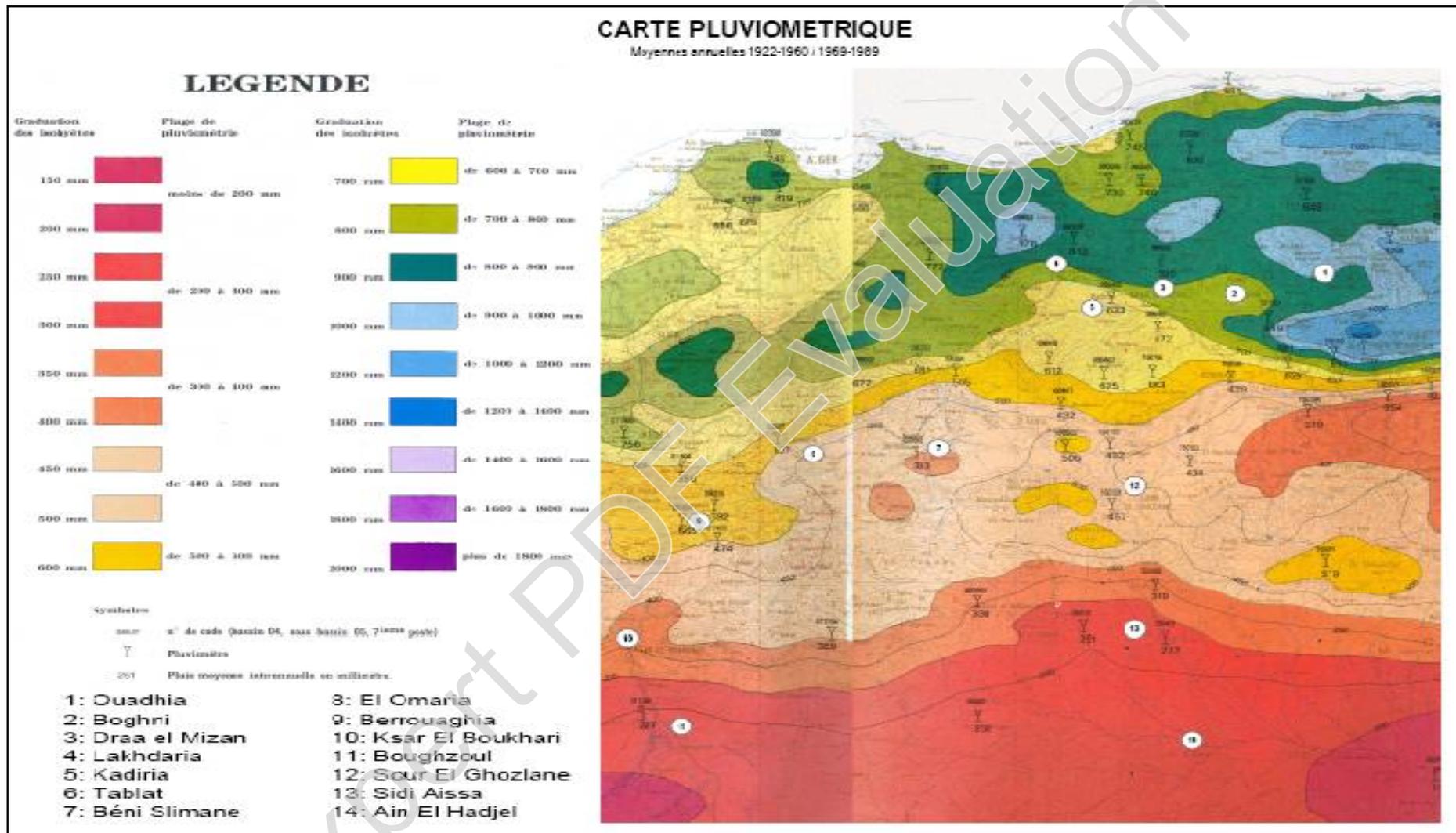
- Premièrement l'eau s'écoule entre le point de piquage et la bache d'eau dans une conduite de 250 mm de diamètre et 1400 m de longueur.
- A la sortie de la bache d'eau l'eau est refoulée par des pompes de type CAPRARI vers un réservoir tampon de 500m³ le long d'une conduite de diamètre 200 mm et d'une longueur de 475m avec un débit de 0.026 m³/s
- Et vers le réservoir d'AIN CHRIKI de 500 m³ de long d'une conduite de diamètre 250 mm et d'une longueur de 2186 m avec un débit de 0.026 m³/s.
- A son départ du réservoir tampon l'eau s'écoule gravitairement dans une conduite de diamètre de 110 mm et de longueur 824 m pour alimenter le réservoir CHAABET YEKHLEF de 500 m³ de capacité, et le réservoir de EL MADJEN de 500 m³ de capacité dans une conduite de longueur 3712 m.
- Un réservoir de capacité 500 m³ est installé pour l'approvisionnement en eau de Ben Haroun il sera alimenté par un débit de 0.014 m³/s travers une conduite de 2613 m de longueur.
- Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projeté un brise-charge sur le tronçon (réservoir AIN CHRIKI-réservoir BEN HAROUN), et deux brise-charge sur le tronçon (réservoir tampon-réservoir EL MADJEN), On place un robinet vanne à fermeture lente à l'entrée de chaque brise charge.
- 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 robinets de vidange au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1) **M. CARLIER** (Hydraulique générale et appliquée), édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- 2) **SOUHA BAHLOUS ELOUAFI** (livre hydraulique) Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Rades-Pages 128-129-130
- 3) **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- 4) **E. IVANOV**: Organisation de la construction d'un système du projet de distribution de l'eau,ENSH 1985.
- 5) **MICHEM A. MOREL** : Exercices de mécanique des fluides Tome 2 Edition CHIHAB-EYROLLES
- 6) **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.
- 7) **LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- 8) **JEAN LOUP ROBERT** (Hydraulique urbaine) université de LAVAL, 2004-page 143 à 148 et 163 à 165
- 9) **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

Annexe I



Annexe I: Carte pluviométrique de la zone d'étude

ANNEXE IV :

Les diamètres des conduites en PEHD a différentes pressions nominales

| Ø | PE 100 | | | |
|-----|----------------|-----------------|-----------------|----------------|
| | PN 6 SDR 26 | PN 10 SDR 17 | PN 16 SDR 11 | PN 20 SDR 9 |
| 90 | 3.5 | 5.4 | 8.2 | 10.1 |
| 110 | 4.2 | 6.6 | 10.0 | 12.3 |
| 125 | 4.8 | 7.4 | 11.4 | 14.0 |
| 160 | 6.2 | 9.5 | 14.6 | 17.9 |
| 200 | 7.7 | 11.9 | 18.2 | 22.4 |
| 250 | 9.6 | 14.8 | 22.7 | 27.9 |
| 315 | 12.1 | 18.7 | 28.6 | 35.2 |
| 400 | 15.3 | 23.7 | 36.3 | 44.7 |
| 500 | 19.1 | 29.7 | 45.4 | 55.8 |
| 630 | 24.1 | 37.4 | 57.2 | --- |

Annexe VI

Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air

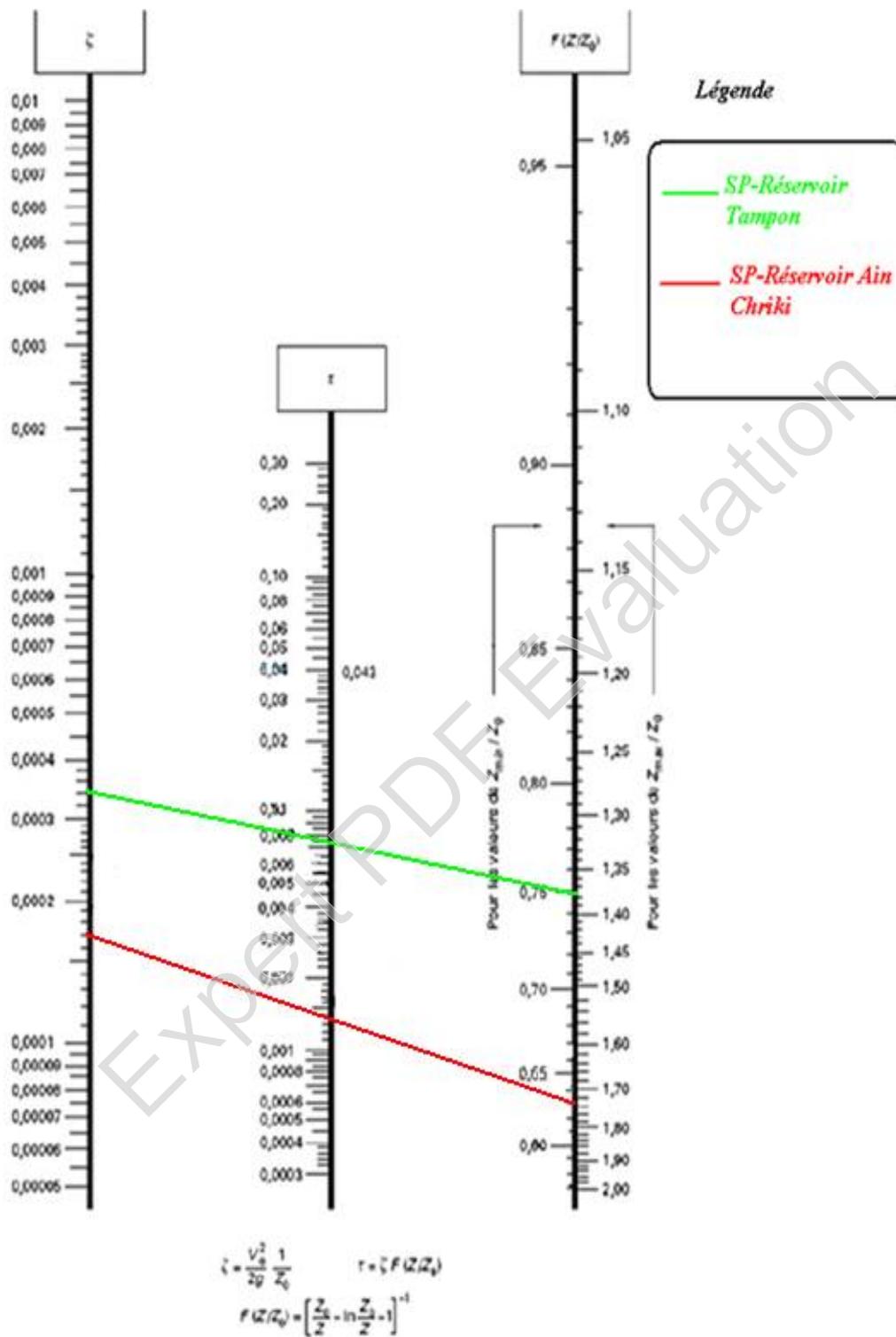


Figure -1-

Abaque de Coefficient de perte de charge c dans la tuyère

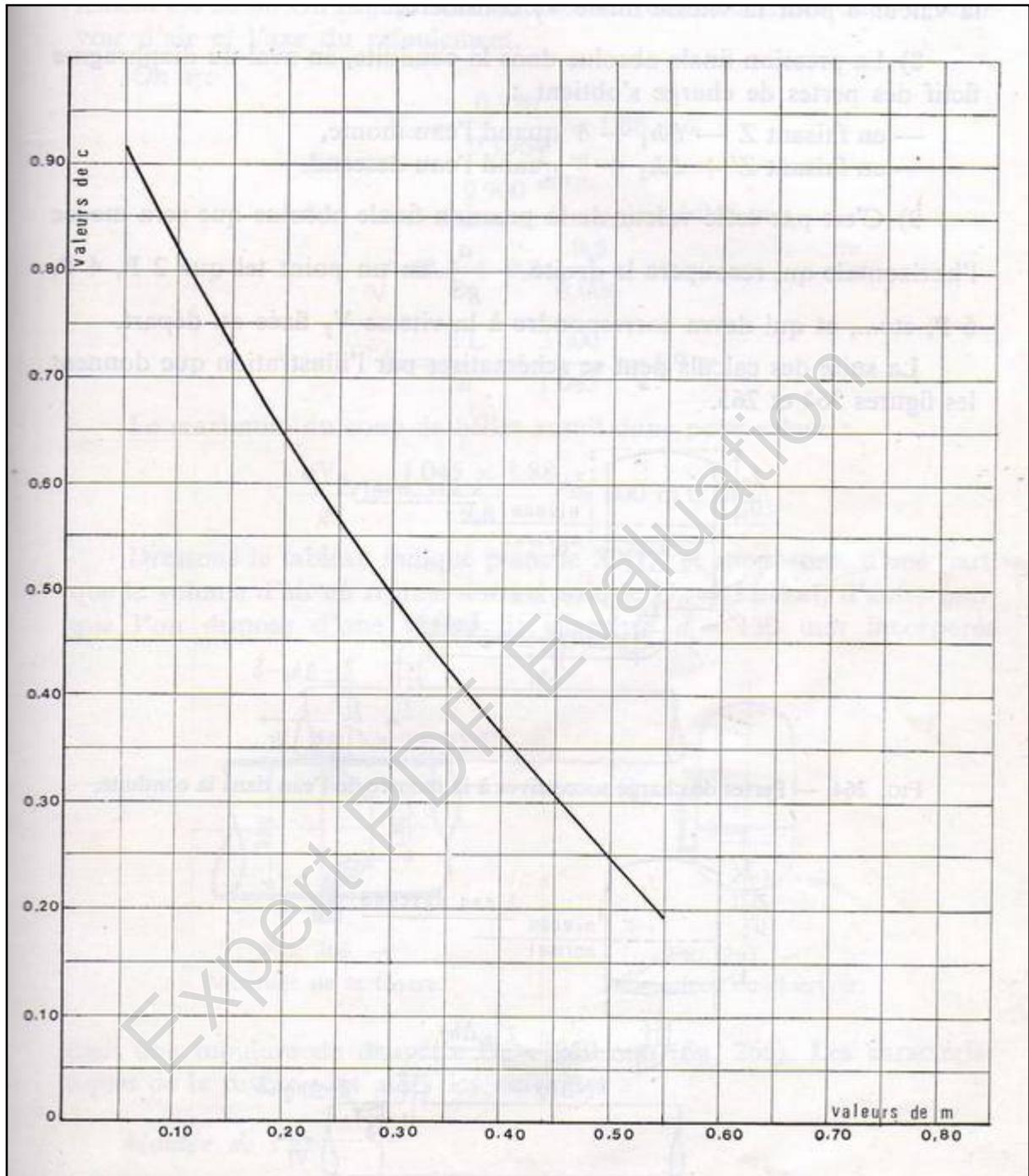


Figure-2-