

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable du site Cap de Fer à partir du réservoir EL Marsa (w. Skikda) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-12

APA Citation (APA توثيق):

Abbassi, Imad Eddine (2012). Alimentation en eau potable du site Cap de Fer à partir du réservoir EL Marsa (w. Skikda)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

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 :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU SITE
CAP DE FER A` PARTIR DU RESERVOIR EL
MARSA (W.SKIKDA)**

Présenté par :

M^r ABBASSI IMAD EDDINE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O. KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M^r Y. DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M^{me} L. TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^r R. KERID	M.A.B	Examineur
M^r M. BELALI	M.A.B	Examineur
M^{me} DERNOUNI FOUZIA	M.A.A	Promotrice

Juillet - 2012

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} DERNOUNI, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2011, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : CH.KHALED, B.ZIDANE, S.RAYANE, HOUDA, A.ISHAK, W.ADLAN, KH. SOUFIANE et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

∞ DÉDICACE ∞

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère FATIMA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père ALI qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères DHIAA EDDINE, DJALEL EDDINE et MOHAMED ISLAM.

À mes sœurs HOUDA, KHADIDJA et SELMA

À tous les membres de la famille : ABBASSI

À mes très chères amies : INESS, RAYANE, HOUDA, MERIEM, SAMIA et SABRINA

À tous (tes) mes collègues.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : YAZID, ABD ELBASET, FAROUK, FATHI, ABDOU, AMINE, ISHAK, HASSEN, KHALED et surtout « KHALED et ZIDANE ». La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

ملخص :

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه , من الناحية التقنية و الاقتصادية , فهذان الجانبين مرتبطان ببعضهما .

في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه .

بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة , من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية .

و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه .

Résumé

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

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

Abstract

We will examine in ours dissertation and after the presentation our zone study and the estimation of its water needs adduction from a technical and economic point of view.

We will study the repression pipes and how water is raised thanks to pumping station besides studying the conditions of its operation.

We will tackle, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer. Finally, we have tackled the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I.1. Historique.....	1
I.2. Situation géographique.....	1
I.3. Situation topographique.....	2
I.4. Situation géologique et sismicité.....	3
I.5. Situation climatique.....	3
I.5.1. Température de l'air.....	3
I.5.2. Humidité de l'air.....	4
I.5.3. Précipitation.....	4
I.5.4. Vent.....	4
I.6. situation hydraulique.....	4
Conclusion.....	5

Chapitre II : Calcul des besoins

Introduction.....	6
II.1. Catégories des besoins en eau.....	6
II.2. L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	6
II.2.1. Besoins domestiques.....	6
II.2.2. Besoins sanitaires.....	7
II.2.3 Besoins commerciaux et industriels.....	7
II.3. Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	8
II.3.1. Consommation maximale journalière.....	8
II.3.2. Consommation minimale journalière.....	8
II.4. Variation de la consommation horaire.....	9
II.4.1. Consommation maximale horaire.....	9
II.4.2. Consommation minimale horaire.....	9
Conclusion.....	13

Chapitre III : Calcul des réservoirs

Introduction.....	14
III.1. Définition.....	14
III.2. Classification des réservoirs.....	14
III.3. Fontainerie d'équipement des réservoirs.....	15
III.4. Emplacement des réservoirs.....	15
III.5. Réservoirs alimentés gravitairement.....	15
III.6. Réservoirs alimentés par refoulement.....	15
III.7. Capacité des réservoirs.....	16
III.7.1. Méthode analytique.....	16
III.7.2. Méthode graphique.....	16
III.7.3. Dimensionnement du réservoir terminal.....	16
III.8. Equipement du réservoir.....	19

III.8.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	19
III.8.2. Conduite de départ ou de distribution.....	19
III.8.3. Conduite du trop-plein.....	19
III.8.4. Conduite de vidange.....	19
III.8.5. Conduite by-pass.....	20
III.8.6. Les joints d'étanchéité.....	20
III.9. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	20
III.10. Hygiène et sécurité.....	20
III.11. Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	22
Conclusion.....	22

Chapitre IV : Calcul de l'adduction

Introduction.....	23
IV.1. Types d'adduction.....	23
IV.1.1. Adduction gravitaire.....	23
IV.1.2. Adduction par refoulement.....	23
IV.1.3. Adduction mixte.....	23
IV.2. Adduction et types d'écoulement.....	23
IV.2.1. Ecoulement à surface libre.....	23
IV.2.2. Ecoulement en charge.....	24
IV.3. Critère de choix de tracé.....	24
IV.4. Schéma hydraulique.....	24
IV.5. Choix du matériau de la conduite.....	25
IV.6. Comportement d'une adduction.....	26
A- Cas de surpression.....	26
B- Cas de dépression.....	26
IV.7. Calcul hydraulique.....	27
a) Cas gravitaire.....	27
b) Cas de refoulement.....	27
IV.7.1. Méthode de détermination du diamètre économique.....	28
IV.7.2. Caractéristique de l'adduction.....	28
IV.8. Etude de l'adduction principale.....	30
IV.8.1. Etude des variantes.....	30
IV.8.1.1. Proposition des variantes.....	30
a) Variante N°1.....	30
b) Variante N°2.....	32
IV.8.1.2. Analyse et choix de la variante.....	34
IV.9. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	35
A-refoulement SR N°1-SR N°2.....	35
B-refoulement SR N°2-SR N°3.....	38
C-refoulement SR N°3-Réservoir Cap de Fer.....	40
IV.10. Dimensionnement des conduites gravitaires.....	42
IV.10.1. Calcul des longueurs des différents tronçons.....	42
IV.10.2. Les caractéristiques des différents points.....	42
IV.10.3. Calcul de la charge disponible.....	43
IV.10.4. Calcul le gradient hydraulique.....	43
IV.10.5. Calcul les diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	43
IV.10.6. Normalisation des diamètres avantageux.....	43
Conclusion.....	44

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	45
V.1. Choix d'emplacement de la station de pompage.....	45
V.2. Situation des ouvrages.....	45
VV.3. Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique.....	45
V.3.1. Généralité.....	45
V.3.2. Choix du type de pompe.....	45
V.3.3. Choix du nombre de pompe.....	46
V.3.3.1. Refoulement : SR N°1 – SR N° 2.....	46
V.3.3.2. Refoulement : SR N°2 – SR N° 3.....	46
V.3.3.3. Refoulement : SR N° 3 - Réservoir Cap de Fer.....	47
V.4. Points de fonctionnement des pompes.....	51
V.4.1. Refoulement : SR N°1 - SR N°2.....	52
V.4.2. Refoulement : SR N°2 - SR N°3.....	52
V.4.3. Refoulement : SR N°3 - Réservoir Cap de Fer.....	53
V.5. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	55
A- Débit disponible > Débit appelé.....	55
B- Débit disponible < Débit appelé.....	56
V.5.1. Refoulement : SR N°1 - SR N°2.....	56
V.5.2. Refoulement : SR N°2 - SR N°3.....	56
V.5.3. Refoulement : SR N°3- Réservoir Cap de Fer.....	57
V.6. Etude de la cavitation.....	58
V.6.1. Refoulement : SR N°1 - SR N°2.....	60
V.6.2. Refoulement : SR N°2 - SR N°3.....	61
V.6.3. Refoulement : SR N°3 - Réservoir Cap de Fer.....	61
V.7. Choix de l'équipement hydromécanique et hydro-énergétique.....	64
V.7.1. Equipement en amont.....	64
V.7.2. Equipement en avant.....	65
V.8. Choix du moteur électrique.....	66
V.8.1. Critères de choix du moteur électrique.....	66
V.8.2. Vitesse de rotation du moteur.....	66
V.8.3. Puissance fournie par le moteur.....	66
A- Refoulement : SR N°1 - SR N°2.....	66
B- Refoulement : SR N°2 - SR N°3.....	67
C- Refoulement : SR N°3 - Réservoir Cap de Fer.....	67
V.9. Bâtiment de la station pompage et son génie civil.....	68
V.9.1. Partie souterraine.....	69
V.9.2Partie supérieure du bâtiment.....	69
V.10. Dimensionnement des bâtiments des stations.....	70
V.10.1. Hauteur du bâtiment.....	70
V.10.2. Longueur du bâtiment.....	70
V.10.3. Largeur du bâtiment.....	71
V.10.4. Dimensions des portes.....	71
V.10.5. Dimensionnement des fenêtres.....	71
Conclusion.....	72

Chapitre VI : Protection des conduites

Introduction.....	73
VI.1. Protection des conduites contre la corrosion.....	73
VI.1.1. Définition.....	73
VI.1.2. Corrosion externe.....	73
VI.1.3. Corrosion interne de la canalisation.....	73
VI.1.4. Corrosion par formation de pile.....	74
VI.1.5. Facteur de la corrosion.....	75
VI.1.6. Moyen de lutte contre la corrosion.....	76
VI.1.6.1. Protection par revêtement.....	76
VI.1.6.2. Protection cathodique.....	76
VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	78
VI.2.1. Définition.....	78
VI.2.2. Causes du coup de bélier.....	78
VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier.....	78
VI.2.4. Description des phénomènes physiques.....	79
VI.2.5. Analyse physique du phénomène.....	80
VI.2.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	82
VI.2.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	82
VI.2.8. Calcul des réservoirs d'air.....	83
VI.2.8.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B.....	84
VI.2.9. Installation du réservoir d'air.....	86
Conclusion.....	87

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction.....	88
VII.1. Pose de canalisation.....	88
VII.1.1. Principe de pose de canalisations.....	88
VII.1.2. Pose de canalisation en pente.....	89
VII.1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	90
VII.1.4. Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	90
VII.1.5. Pose de canalisation en galerie.....	91
VII.1.6. Pose de canalisation d'une rivière.....	92
VII.2. Accessoires.....	93
VII.2.1. Les robinets vannes.....	93
VII.2.2. Clapets anti retour.....	94
VII.2.3. Ventouses.....	96
VII.2.4. Vannes de décharge.....	96
VII.2.5. Moyens anti-bélier.....	97
VII.2.6. By-pass.....	98
VII.2.7. Poteaux d'incendie.....	98
VII.2.8. Crépines.....	98
VII.2.10. Joints de raccordement.....	99
VII.3. Organes de mesure.....	101
VII.4. Organes de raccordement.....	102
VII.4.1. coudes.....	102

VII.4.2. Cônes.....	103
VII.4.3. Tés.....	103
VII.4.4. Joints de démontage.....	103
Conclusion.....	104
Conclusion générale	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: Présentation de la région d'étude

Tableau I.5.a: Températures mensuelles en degré Celsius	3
Tableau I.5.b: Précipitations mensuelles en période (mm) dans la zone de projet.....	4

CHAPITRE II: Calcul des besoins

Tableau II.2.a: Tableau de répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2030	6
Tableau II.2.b: Tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	7
Tableau II.2.c: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	7
Tableau II.2.d: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels	7
Tableau II.2.e: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	7
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$	9
Tableau II.4.a: Répartition horaire du débit maximum journalier	10
Tableau II.4.b: Variation des débits horaires de la base	11
Tableau II.4.c: Variation des débits horaires de la cité	12

CHAPITRE III: Calcul des réservoirs

Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir Cap de Fer	17
--	----

CHAPITRE IV: Etude de l'adduction

Tableau IV.7.a: Coefficient K' , m et β pour différents types du tuyau.....	27
Tableau IV.7.b: variante journalier des tarifs de l'énergie.....	29
Tableau IV.9.a: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	36
Tableau IV.9.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	36
Tableau IV.9.c: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	37
Tableau IV.9.d: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	37
Tableau IV.9.e: Variation des HMT en fonction du diamètre	38
Tableau IV.9.f : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	39
Tableau IV.9.g: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	39
Tableau IV.9.h: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation	39
Tableau IV.9.i: Variation des HMT en fonction du diamètre	40
Tableau IV.9.j: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	41
Tableau IV.9.k: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	41
Tableau IV.9.l: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation	41
Tableau IV.10.a: Longueur des différents tronçons de l'adduction	42
Tableau IV.10.b: Altitudes des différents points de l'adduction.....	42
Tableau IV.10.c: Diamètres calculés pour différent tronçons de l'adduction.....	43
Tableau IV.10.d: Diamètres normalise pour différent tronçons de l'adduction	43

CHAPITRE V: Etude du pompage

Tableau V.3.a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	46
Tableau V.3.b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	46
Tableau V.3.c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	47

Tableau V.4.a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SP2).....	52
Tableau V.4.b : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- SP3).....	52
Tableau V.4.c : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp3-Réservoir)	53
Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	59
Tableau V.8: Coefficient de correction en fonction de la puissance	66
Tableau V.9 : Choix du type du bâtiment	69
Tableau V.10 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	72

CHAPITRE VI: Protection des conduites

Tableau VI.2 .a: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	85
Tableau VI.2.b: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement...	86
Tableau VI.2.c: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement...	86

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de la région d'étude

Figure I.2: Photo du site Cap de Fe.....	2
Figure I.5: Variation de la température mensuelle (2012 Skikda)	4

CHAPITRE III : Calcul des réservoirs

Figure III.8.: Equipements du réservoir.....	21
Figure III.11.a: Traversée des conduites (manchon bout lisse).....	22
Figure III.11.b: Gaine en fonte	22

CHAPITRE IV : Calcul de l'adduction

Figure IV.2: Quelques formes des canaux.....	23
Figure IV.6.a: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite.....	26
Figure IV.6.b: Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).	27
Figure IV.8.a: Réservoir 1000 m3 et emplacement de la station de reprise N°1	31
Figure IV.8.b: Emplacement de la station de reprise N°2.....	31
Figure IV.8.c: Emplacement du réservoir cap de fer	31
Figure IV.8.d: Trace de la variante N°01.....	31
Figure IV.8.e: Emplacement de la station N°2 et N°3.....	33
Figure IV.8.f: Trace de la variante N°02	34
Figure IV.9.a: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	38
Figure IV.9.b: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.	40
Figure IV.9.c: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	42

CHAPITRE V : Etude du pompage

Figure V.3.a: Courbes caractéristiques de la pompe SP1 de type CAPRARI PM 100/3B ...	48
Figure V.3.b: Courbes caractéristiques de la pompe SP2 de type CAPRARI PM 100/3A....	49
Figure V.3.c: Courbes caractéristiques de la pompe SP3 de type CAPRARI PM 100/3B ...	50
Figure V.4.a: Détermination du point de fonctionnement.....	51
Figure V.4.b: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1	54
Figure V.4.c: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2.....	54
Figure V.4.d: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3.....	55
Figure V.5.a: Modes de réglage (vannage) de la SR N°3.....	58
Figure V.5.b: Modes de réglage (rognage) de la SR N°3	58
Figure V.6.a: Encombrement des pompes de type CAPRARI PM100/3B	62
Figure V.6.b: Encombrement des pompes de type CAPRARI PM100/3A.....	63
Figure V.6.c: Encombrement des pompes de type CAPRARI PM100/3B.....	63
Figure V.7: Schéma des équipements en amont de la pompe	64
Figure V.9: Schéma représentatif de la partie souterraine	69

CHAPITRE VI : Protection des conduites

Figure VI.1.a: Corrosion interne dans une conduite.....	74
Figure VI.1.b: Corrosion externe dans une conduite.....	74
Figure VI.1.c: Corrosion par formation de pile	75
Figure VI.1.d: Principe de la protection cathodique a courant impose	77
Figure VI.2.a: Première phase du coup de biler	80
Figure VI.2.b: Première phase du coup de biler	81
Figure VI.2.c: Première phase du coup de biler.....	81
Figure VI.2.d: Première phase du coup de biler	82
Figure VI.2.e: Schéma d'installation d'un réservoir d'air	87

CHAPITRE VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1.a: Pose de canalisation en pente.....	89
Figure VII.1.b: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	90
Figure VII.1.c: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	91
Figure VII.1.d: Pose de canalisation en galerie.....	92
Figure VII.1.e: Traversée d'une rivière.....	92
Figure VII.2.a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).....	93
Figure VII.2.b: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	94
Figure VII.2.c: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	94
Figure VII.2.d: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)	95
Figure VII.2.e: Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)	95
Figure VII.2.f: Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).....	96
Figure VII.2.g: Réservoir anti bélièr à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).....	97
Figure VII.2.h: Bouche d'incendie ou de lavage(D'après document Danfoss Socla)	98
Figure VII.2.i: Joints les plus couramment utilises (D'après document Danfoss Socla).....	99
Figure VII.2.j: Joints pour canalisation en acier(D'après document Danfoss Socla).....	100
Figure VII.2.k: Déviation angulaire.....	100
Figure VII.3.a: Débitmètre déprimogènees.....	101
Figure VII.3.b: Manomètre.....	102
Figure VII.4.a: Emplacement des coudes.....	103
Figure VII.4.b: Emplacement des tés et des cônes.....	104

Liste des planches :

Planche N°1 :

Plan topographique de la zone d'étude

Planche N°2 :

Tracé de l'adduction : tronçon El Marsa – Cap de Fer

Planche N°3 :

Profil en long du tronçon : station de reprise El Marsa vers Cap de Fer

Planche N°4 :

Profil en long du tronçon gravitaire : réservoir Cap de Fer vers la base militaire

Planche N°5 :

Plan de la station de pompage

INTRODUCTION GENERALE

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, puisque celui-ci lié à, toutes les branches de l'économie.

L'eau est un élément vital et le principal moyen de l'hygiène, cependant mal traitée où polluée, elle devient un dangereux agent de propagation épidémique c'est la raison essentielle de l'utilité de cette ressource dans la plupart des secteurs d'activité humaine. Il y a des multiples efforts qui sont à entreprendre pour sa mobilisation afin de la rendre disponible pour tous.

L'objectif de notre travail repose sur le dimensionnement d'une conduite d'adduction pour l'alimentation en eau potable du site Cap de Fer qui au départ était constitué d'une base militaire, devrait subir une extension pour être est composé essentiellement d'une base et cité militaires, d'une part et d'autre part de certaines infrastructures (centres de soins, écoles, usine de combinat) avec l'apparition de la cité militaire.

Ce site militaire est situé hors de la zone urbanisée et à une altitude plus importante que cette dernière.

Un forage débitant 40l/s est destiné à cette zone ; par conséquent la vérification la suffisance de ce débit doit être vérifiée par le calcul des besoins.

Par la suite une étude de variantes pour l'acheminement des eaux vers le site sera proposée afin de dégager la meilleure variante des points de vue technique et économique.

Nous proposons que notre adduction prenne naissance au niveau du réservoir existant situé au niveau de la localité d'El Marsa.

Le terrain étant accidenté, l'adduction projetée sera certainement du type mixte, soit : par refoulement et gravitaire.

Après le dimensionnement de notre adduction, nous procéderons sa protection et sa pose dans le sol.

Chapitre I :

Présentation de la région d'étude

Introduction

Afin de nous permettre de mener à bien notre travail, l'objectif de ce chapitre, c'est connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique et climatique.

Notre étude vise à définir et dimensionner l'ensemble des ouvrages et des équipements nécessaires pour assurer l'alimentation en potable du site (Cap de Fer) à partir d'un réservoir El Marsa.

I.1. Historique

L'histoire de la wilaya de Skikda est liée à celle de l'Afrique du Nord, car cette région fut pendant des siècles l'objet de convoitises des peuples venus de l'autre côté de la méditerranée. Skikda a été fondée par les phéniciens qui y édifièrent une petite cité sur les bords de la vallée du Saf-Saf et lui donnèrent le nom de Tapsa.

La grande cité de Thapsus qui fut créée en 47 avant J.C tomba entre les mains de Massinissa après la chute de Carthage. Elle conserva son rôle de débouchée naturelle des produits de l'agriculture d'une partie de la Numidie.

L'importance de Thapsus augmenta à l'époque où on décida d'ouvrir son royaume aux négociants Grecs et Siciliens. Après les victoires de César en Afrique, elle prit le nom de Russicada en l'an 186 et fut érigée en colonie Romaine. Russicada faisait partie avec Chullu(Collo), Mileve(Mila), et Cirta(Constantine) de la confédération des IV Colonies, Ou de la Confédération Cirtenne.

Lorsque cette confédération fut dissoute à la fin du IIIème siècle, Russicada retrouva son autonomie, elle sera dès lors dirigée par un fonctionnaire impérial appelé « curateur » et commença à perdre son prestige et son importance au profit du port voisin d'hippo regius. Sa décadence se confirmera avec l'invasion des Vandales. La ville subit le pillage des vandales mais ne fut pas détruite, elle survécut jusqu'à la fin du V siècle où l'on nota en cette période la présence de deux évêques de Russicada : l'un catholique et l'autre donatiste.

La ruine de Russicada commença lorsque Genseric ordonna à ses hommes de démanteler toutes les villes importantes.

Sa destruction fut l'œuvre des vandales qui détruisirent toutes les villes qu'ils rencontrèrent sur leur chemin.

Russicada ne renaîtra de ces cendres que quatorze siècles plus tard.

Reconstruite au moyen âge, elle redevint une cité prospère et opulente grâce à son commerce de textile et surtout son marbre réputé sur les marchés riverains.

La région de Jijel est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été.

La wilaya de Skikda est issue du découpage territorial de 1974.Elle comprend 13 Dairate regroupant 38 communes. Outre le chef-lieu de la wilaya de Skikda, les principaux centres urbains sont : - AZZABA qui rayonne sur les communes de la zone et de la wilaya. - EL HARROUCH qui rayonne sur les communes de la zone sud de la wilaya - TAMALOUS qui rayonne sur les communes de la zone Ouest du bas massif - COLLO qui rayonne sur les communes de la zone Ouest du haut massif.

I.2. Situation géographique

La wilaya de Skikda est située à l'Est du littoral Algérien. Elle regroupe une population de 804.697 habitants et s'étend sur une superficie de 4.137.68.km², avec 130 Km² de côtes. Elle est limitée au Nord par la mer méditerranée, et avoisine la wilayat d'Annaba, Constantine, Guelma, Jijel.

La zone d'étude prend son départ au niveau du réservoir El Marsa qui se situe à l'ouest par les collines côtières de Skikda, à l'est par les contreforts du Cap de Fer et au Nord Est par le chef-lieu de la wilaya de Skikda.

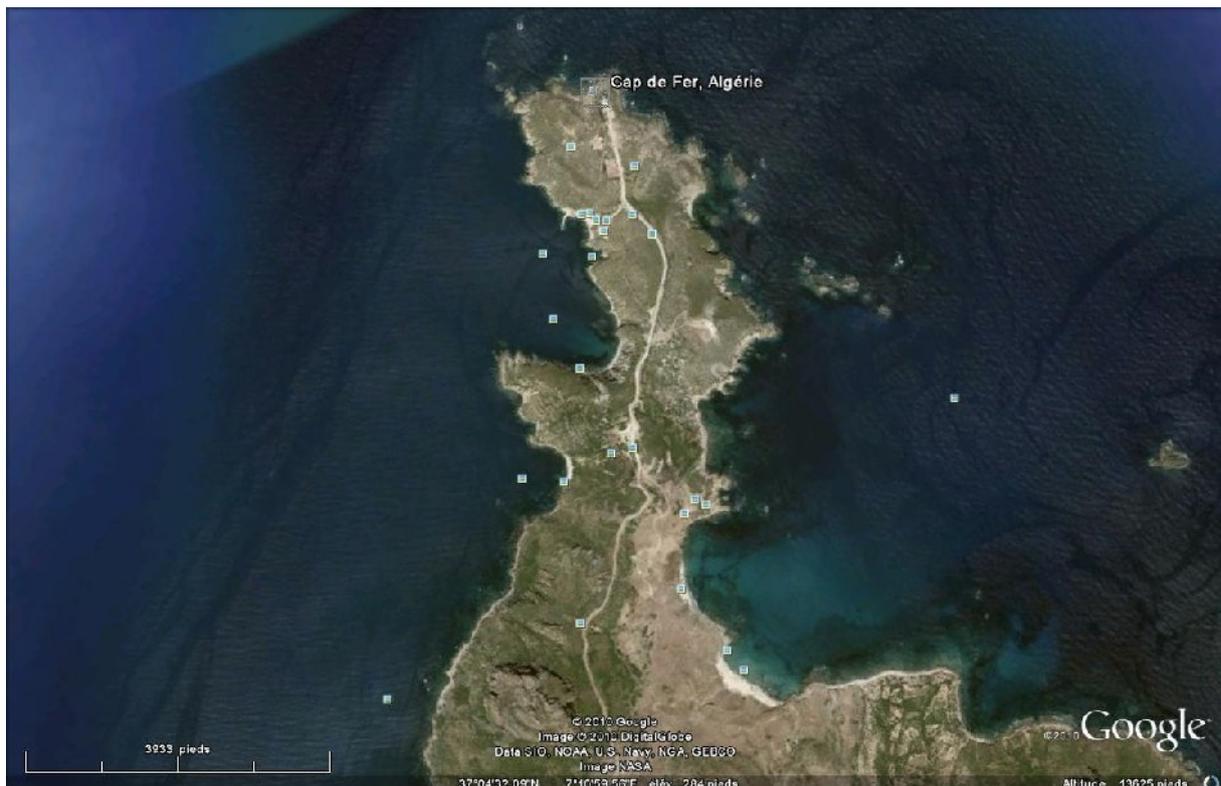


Figure I.2: Photo du site Cap de Fer

I.3. Situation topographique

La zone d'étude est une zone accidentée située entre les latitudes de 7° 10' et 7°20' et les longitudes de 37° 00' et 37° 10'.

L'altitude varie entre 89,16m NGA au niveau du réservoir El Marsa à 478,64m NGA au niveau du réservoir Cap de Fer.

Le site du Cap de Fer est couvert du point de vue topographique par la carte topographique à l'échelle 1/25 000^{eme}.

I.4. Situation géologique et sismicité

La région du site Cap de Fer (Ras El Hadid) marque l'extrémité occidentale du massif de l'Edough (Algérie). Il forme une péninsule au relief tourmenté entre Chetaïbi et Skikda et abrite sur son versant ouest la plage d'El Marsa. Il doit son nom aux riches mines de fer qu'on y exploitait autrefois. La péninsule du Cap est formée de deux mamelons ; sur l'un d'eux est perché en nid d'aigle le phare qui domine tout le golfe.

Le relief est très accidenté sur la frange littorale est, dans les massifs de *Collo*, *Azzaba* et El Marsa. Dans ce relief on distingue trois types de zones topographiques, les zones de montagnes, les zones de plaines et les zones de piémonts.

Le territoire du site est géologiquement instable et l'érosion affecte 70% de la surface totale.

Le site Cap de Fer qui appartient est classé en zone 'IIa' (sismicité moyenne) dans laquelle les règles parasismique devront être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importante.

I.5. Situation climatique

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet comme les réservoirs et les conduites d'adduction.

Généralement le climat est de type Méditerranéen, se caractérise par deux saisons :-un hiver doux et pluvieux, un été chaud et sec la saison du mois d'Octobre au mois de Mars, et la saison sèche commence a partir du mois d'Avril et se termine au mois de Septembre. Les excès climatique les plus à craindre sont le froid, la sécheresse et la chaleur.

I.5.1. Température de l'air

L'analyse des températures a été effectuée à partir de la station climatologique de référence, située la plus proche du site Cap de Fer: celle Skikda.

Le tableau I.1.a et la figure I.1 illustrent la variation de température de cette station comme référence de l'année 2012:

Tableau I.5.a : Températures mensuelles en degrés Celsius

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Température moy	12	13	14	15	18	21	24	25	23	20	16	13
Température max	16	16	17	19	22	25	28	29	27	24	20	17
Température min	8	8	9	11	14	17	20	21	19	16	12	9

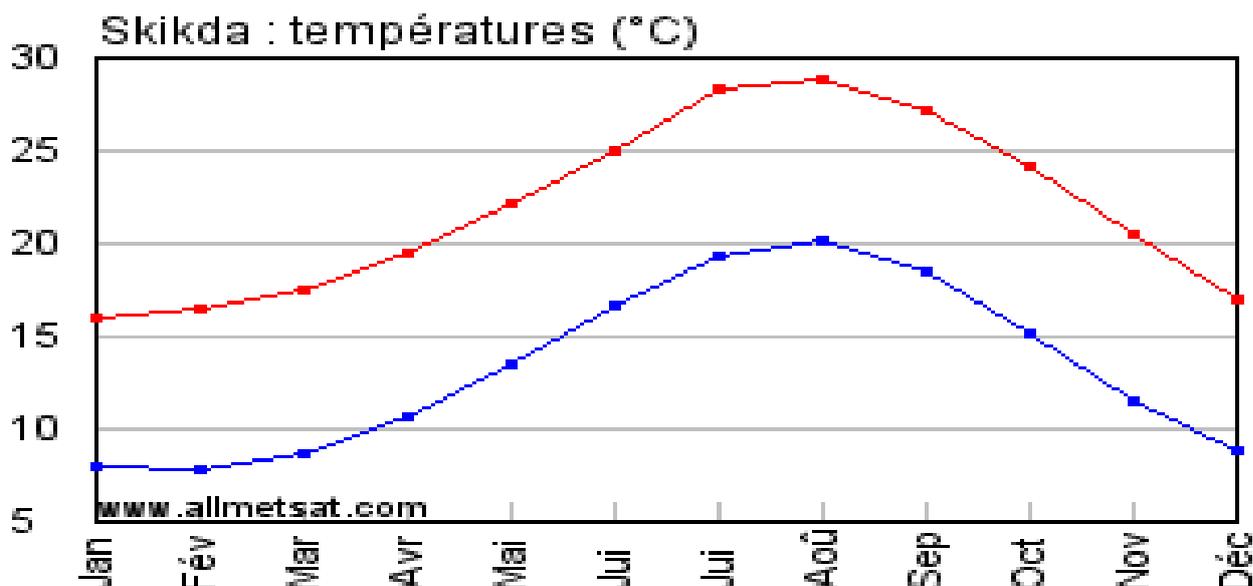


Figure I.5 : Variation de la température mensuelle de l'année 2012 Skikda

I.5.2. Humidité de l'air

L'humidité relative est assez constante durant toute l'année (72% a78%) du fait principalement a l'action modératrice de la mer et des plans d'eau qui contribuent au maintien d'une hydrométrie élevée en été et réduisent la durée et l'intensité de la sécheresse estivale.

I.5.3. Précipitations

La pluviométrie mensuelle est calculée en période (1980-2006)

Tableau I.5.b : Précipitations mensuelles en période (mm) dans la zone de projet

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Précipitation (mm)	115	94	76	71	30	13	2,9	10	31	75	99	123

I.5.4. Vent

Les vents dominants sur la côte sont de secteur Nord (de Nord Est à Nord Ouest). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est proche de 2 m/s, sans grande variation d'un mois à l'autre.

I.6. Situation hydraulique

Les eaux mobilisées actuellement dans la zone de l'étude, proviennent soit des rources, soit des forages ou des puits.

La subdivision de l'hydraulique d'El Marsa, nous a permis de recenser : un forage El Marsa avec un débit mobilisé de 40 l/s.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau du site.

Chapitre II :

Calcul des besoins

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif de déterminer avec précision les besoins en eau de notre zone d'étude.

L'estimation des besoins en eau du site Cap de Fer exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource.

II.1. Catégories des besoins en eau [4]

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, comme les besoins :

- domestiques
- scolaires
- sanitaires
- administratifs
- socioculturels
- du bétail

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

II.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière [4]

II.2.1. Besoins domestiques

Le site du Cap de Fer compte environ : 6000 habitants (2500 effectifs dans la base militaire et 3500 habitants dans la cité militaire qui compte 700 logements avec une moyenne de 5 habitants logement.

Ce pendant, d'autres types de consommateurs sont récentes au niveau de notre site.

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Tableau II.2.a : Tableau de répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2030

Besoins	Boissons	cuisine	Lavabo	Douche	Arrosage	Autres besoins	total
Dotation (l/j/hab)	5	10	10	50	50	75	200

La dotation sera donc de 200 l/j/habitant.

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants. Et donné par la relation II.1:

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau II.2.b

Tableau II.2.b : Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Désignations	Unité	Nombre	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Base militaire	Effectifs	2500	500
La cite militaire	habitants	3500	700
Total $Q_{moy,j}(m^3/j)$		6000	1200

Les besoins moyens journaliers totaux du site concerné sont estimés à **1200 m³/j**, soit un débit de **13,9 l/s**.

II.2.2. Besoins sanitaires

Des salles de soins sont projetées aussi bien dans la base militaire que dans la cité militaire. Les résultats sont réunis dans le tableau **II.2.c**.

Tableau II.2.c: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Sites	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	Lits		
La base militaire	04 salles de soins	480	-	15	7,2
La cite militaire	02 salles de soins	240	-	15	3,6
Total					10,8

II.2.3. Besoins commerciaux et industriels

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ce ci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation. Les résultats sont réunis dans le tableau **II.2.d**.

Tableau II.2.d: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels

Equipement	Produit (tonne/j)	Dotation (m ³ /tonne)	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Combinat lainier (tissu militaire)	4	300	1200

Tous les besoins sont récapitulés dans le tableau **II.2.e** :

Tableau II.2.e: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Site	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins commerciaux et industriels	Total Q (m ³ /j)
Base militaire	500	13	7,2	1200	1720,2
Cite militaire	700	14	3,6	-	717,6
Total	1200	27	10,8	1200	2437,8

II.3. Détermination des consommations maximales et minimales journalières [4]

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe les variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, il varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité

$K_{\max j}$ et $K_{\min j}$.

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

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

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

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

II.3.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.2})$$

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

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum

$K_{\max j} = (1,1-1,3)$

On prend: $K_{\max j} = 1,2$

II.3.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante:

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

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

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum

$K_{\min j} = (0,7-0,9)$

On prend: $K_{\max j} = 0,9$

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

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$

Sites	$Q_{\text{moy } j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} (\text{m}^3/\text{j})$
La base	1720,2	0,9	1548,18	1,2	2064,24
La cite	717,6	0,9	645,48	1,2	861,12
Total	2437,8	0,9	2194,02	1,2	2925,4

La consommation maximale journalière totale du site concernée est estimée à **2925,4m³/j**, soit un débit de **33,85 l/s**, et la consommation minimale journalière totale est estimée à **2194,02m³/j**, soit un débit **25,4 l/s**.

II.4.Variation de la consommation horaire [4]

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

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

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

II.4.1.Consommation maximale horaire

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

II.4.2.Consommation minimale horaire

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

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.5.a.

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

Alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier de la base et de la cité.

Tableau II.4.a: Répartition horaire du débit maximum journalier

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

Tableau II.4.b: Variation du débit horaire pour la base

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=2064,24 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	20,64	1	20,64
1-2	1	20,64	2	41,28
2-3	1	20,64	3	61,92
3-4	1	20,64	4	82,57
4-5	2	41,28	6	123,85
5-6	3	61,93	9	185,78
6-7	5	103,21	14	288,99
7-8	6.5	134,18	20,5	423,17
8-9	6.5	134,18	27	557,34
9-10	5.5	113,53	32,5	670,88
10-11	4.5	92,89	37	763,77
11-12	5.5	113,53	42,5	877,30
12-13	7	144,50	49,5	1021,80
13-14	7	144,50	56,5	1166,29
14-15	5.5	113,53	62	1279,83
15-16	4.5	92,89	66,5	1372,72
16-17	5	103,21	71,5	1475,93
17-18	6.5	134,18	78	1610,10
18-19	6.5	134,18	84,5	1744,28
19-20	5.0	103,21	89,5	1847,49
20-21	4.5	92,89	94	1940,38
21-22	3	61,93	97	2002,31
22-23	2	41,28	99	2043,60
23-24	1	20,64	100	2064,24

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la base militaire est de **144,50 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.4.c: Variation du débit horaire pour la cité

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=861,12 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	8,61	1	8,61
1-2	1	8,61	2	17,22
2-3	1	8,61	3	25,83
3-4	1	8,61	4	34,44
4-5	2	17,22	6	51,67
5-6	3	25,83	9	77,50
6-7	5	43,06	14	120,56
7-8	6.5	55,97	20,5	176,53
8-9	6.5	55,97	27	232,50
9-10	5.5	47,36	32,5	279,86
10-11	4.5	38,75	37	318,61
11-12	5.5	47,36	42,5	365,97
12-13	7	60,28	49,5	426,25
13-14	7	60,28	56,5	486,53
14-15	5.5	47,36	62	533,89
15-16	4.5	38,75	66,5	572,64
16-17	5	43,06	71,5	615,70
17-18	6.5	55,97	78	671,67
18-19	6.5	55,97	84,5	727,65
19-20	5.0	43,06	89,5	770,70
20-21	4.5	8,61	94	809,45
21-22	3	8,61	97	835,29
22-23	2	8,61	99	852,51
23-24	1	8,61	100	861,12

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la cite militaire est de **60,28 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Conclusion

Le débit mobilisé à partir du futur forage est de 40 l/s.

La consommation maximale journalière est estimée à 2925,4 m³/j soit 33,86 l/s. Nous concluons que le site sera satisfait en eau à partir du débit mobilisé.

La mise en évidence des besoins en eau potable de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau, nous permettra d'évaluer les capacités optimale du réservoir Cap de Fer ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III :

Calcul des réservoir

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

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours de des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu sur l'adduction. Les réservoirs disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelle

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans des réservoirs

III.2. 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 arme, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées
 - Semi-enterrés
 - Surélèves
- D'après leurs formes :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Ou d'une forme quelconque

☛ Réservoirs terminaux:

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs placés en tête 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 alimentation directe en eau des stations de pompes.

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

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

III.3. Fontainerie d'équipement des réservoirs [5]

Les dispositions constructives générales adoptées pour notre projet sont :

- Le découpage des réservoirs en deux bassins permettant d'effectuer l'entretien et les éventuelles réparations.
- La mise en place d'un dispositif de vidange permettant de vider le réservoir en quelques heures
- L'équipement de crépines pour les prises d'eau, ces dernières sont situées dans une fosse ménagée dans le radier afin d'optimiser le volume utile du réservoir.
- La mise en place d'un système de trop-plein permettant d'évacuer le débit maximal entrant en cas de défaillance du dispositif d'arrêt au niveau haut.
- L'installation de vannes sur les canalisations de départ des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation (cette vanne sera motorisée).
- A l'arrivée des canalisations de refoulement lorsque celle-ci ne se fait pas par surverse, l'installation selon les cas, soit d'un clapet anti-retour, soit d'une vanne papillon motorisée afin d'éviter que le réservoir ne se vide pas en cas de casse sur la conduite du refoulement
- L'installation à l'extérieur des cuves d'un dispositif de lecture directe du niveau d'eau dans chaque bassin et de son volume à l'aide d'un système informatisé à partir d'un capteur.

III.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs doit être choisi de telle sorte à assurer une alimentation en eau au point le plus défavorable. Il dépend de la topographie du lieu. C'est après une étude économique que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement possible.

III.5. Réservoirs alimentés garvitaires

Les réservoirs alimentés garvitaires, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques auto-centreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

III.6. Réservoirs alimentés par refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charge de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts et de mise en charge des pompes de la station d'alimentation.

III.7. 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 incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer: - La méthode analytique

- La méthode graphique

III.7.1. Méthode analytique

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.2})$$

- **Détermination de la capacité des réservoirs :**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent ce dernier eut 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 déférence 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.7.2. Méthode graphique

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

Donc :

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

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

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

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

III.7.3. Dimensionnement du réservoir terminal

Le réservoir terminal du réseau d'adduction constitue le réservoir de tête du réseau de distribution des différents sites à desservir. Dans cette présente étude Cap de Fer est concernée par le projet d'alimentation en eau potable. A cet effet, le réservoir Cap de Fer doit être prévu, et son capacité est déterminée par la formule suivante:

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

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir terminal Cap de Fer par la méthode analytique:**

La capacité totale réservoir terminal Cap de Fer est déterminée par le tableau III.7.

Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir Cap de Fer

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Stockage (%)	déstockage (%)	cumul (%)
00 – 01	0	1	-	1	8,5
01 – 02	0	1	-	1	7,5
02 – 03	0	1	-	1	6,5
03 – 04	0	1	-	1	5,5
04 – 05	5	2	3	-	8,5
05 – 06	5	3	2	-	10,5
06 – 07	5	5	0	0	10,5
07 – 08	5	6.5	-	1,5	9,5
08 – 09	5	6.5	-	1,5	8
09 – 10	5	5.5	-	0,5	7,5
10 – 11	5	4.5	0,5	-	8
11 – 12	5	5.5	-	0,5	7,5
12 – 13	5	7	-	2	5,5
13 – 14	5	7	-	2	3,5
14 – 15	5	5.5	-	0,5	3
15 - 16	5	4.5	0,5	-	3,5
16 - 17	5	5	0	0	3,5
17 - 18	5	6.5	-	1,5	2
18 - 19	5	6.5	-	1,5	0,5
19 - 20	5	5.0	-	0	0,5
20 - 21	5	4.5	0,5	-	0
21 - 22	5	3	2	-	2,5
22 - 23	5	2	3	-	5,5
23 - 00	5	1	4	-	9,5

Calcul de la capacité du réservoir Cap de Fer :

- Le volume résiduel sera : $V_{RP} = \frac{10,5 * 2925,4}{100} \Rightarrow V_{RP} = 307,18 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 307,18 + 120 \Rightarrow V_t = 427,167 \text{ m}^3$
- 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 $10\ 000 \text{ m}^3$, 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.

- Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

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

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{III.5})$$

- La section de la cuve S:

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{III.6})$$

- La hauteur totale H du réservoir H :

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

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

- La hauteur de la réserve d'incendie h_{inc} :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III.8})$$

➤ Dimensions du réservoir :

- Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.4)

On prend: h = 6 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 500}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 10,3\text{m, on prend: } \mathbf{D = 11\text{m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (III.5)

$$h = \frac{4 * 500}{3,14 * 11^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5,26 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (III.6)

$$S = \frac{500}{5,26} \Rightarrow \mathbf{S = 95,1\text{m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (III.7)

On prend: R = 0,32 m

$$\text{AN: } H = 5,26 + 0,32 \Rightarrow \mathbf{H = 5,58 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$V_{inc} = \frac{120}{2} \Rightarrow V_{inc} = 60m^3 .$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule (III.8)

$$h_{inc} = \frac{60}{95,1} \Rightarrow h_{inc} = 0,65 \text{ m}$$

III.8. Équipement du réservoir. (Figure III.8)

Le réservoir doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop –plein.
- D'un système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- D'une conduite by-pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

III.8.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

III.8.2. Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée, elle est placée à quelques centimètres (15/20cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

III.8.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Dans le cas où la pompe ne se désamorçe pas après le remplissage du réservoir, l'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

III.8.4. Conduite de vidange

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

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

III.8.5. Conduit by-pass

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

III.8.6. Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversées des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier).

III.9. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale pour préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie

III.10. Hygiène et sécurité [9]

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de températures.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité. Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.

Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau.

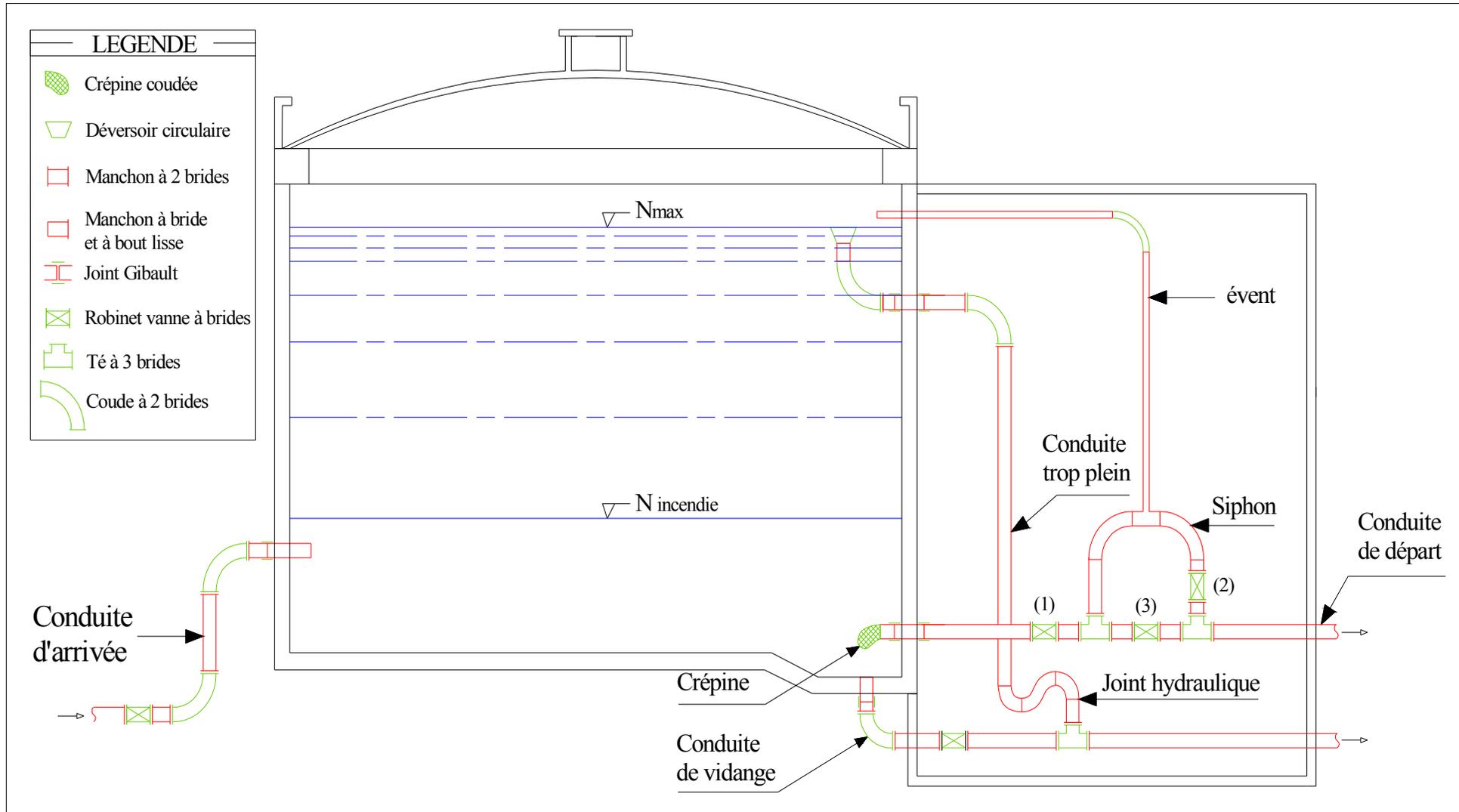


Figure III.8: Equipements des réservoirs

III.11. Traversée des conduites dans les parois de la cuve

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

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

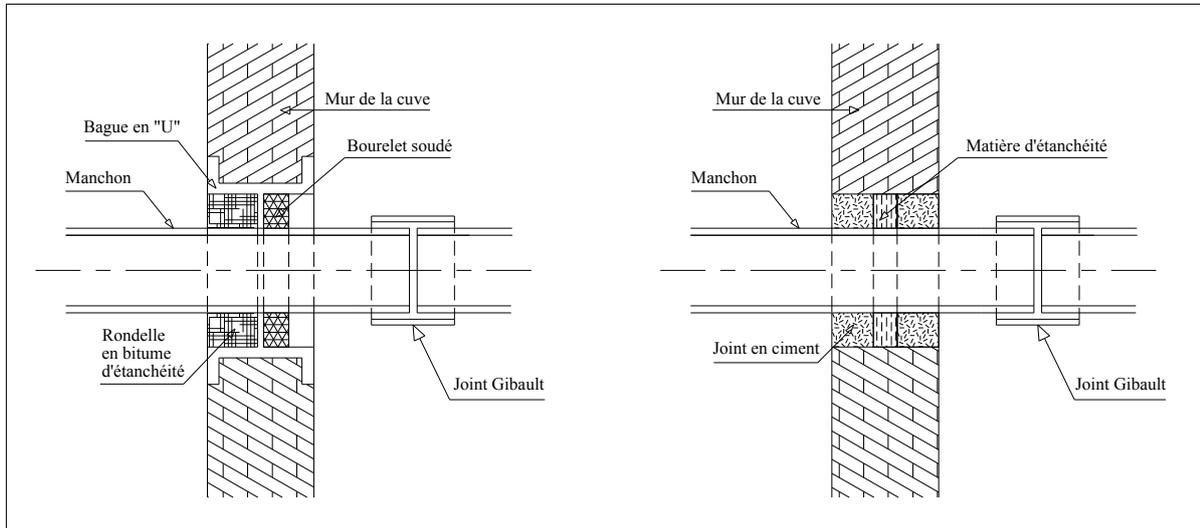


Figure III.11.a: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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

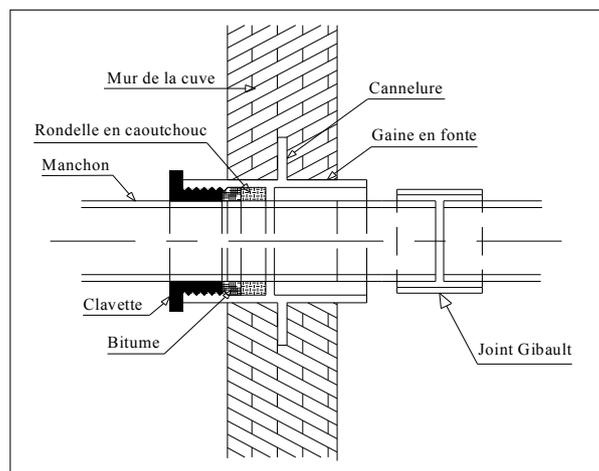


Figure III.11.b: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau. La capacité du réservoir déterminé précédemment garantie l'alimentation en eau potable du site Cap de Fer. L'acheminement de l'eau jusqu'à ce réservoir s'effectuera par l'intermédiaire de trois stations de reprise, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction refoulement qui sont l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV :

Calcul de l'adduction

Introduction

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

Dans ce chapitre on va proposer des variantes pour ce projet de transfert, évidemment le choix final sera celui d'une seule variante et pour pouvoir choisir on doit mettre en évidence ces variantes et faire une comparaison sur le plan technico-économique.

IV.1. Types d'adduction

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire

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

IV.1.2. Adduction par refoulement

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

IV.1.3. Adduction mixte

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

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

IV.2. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre

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

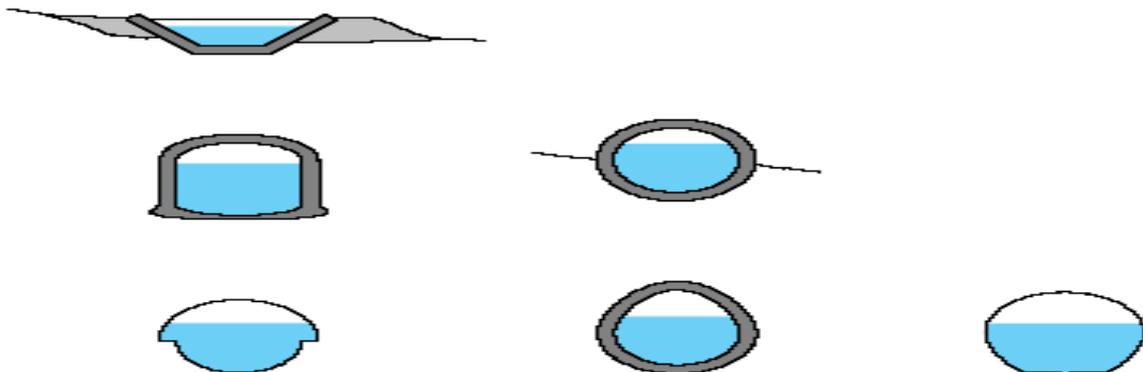


Figure IV.2 : Quelques formes de canaux

IV.2.2. Ecoulement en charge

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

IV.3. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

IV.4. Schéma hydraulique

Le refoulement des eaux à partir du réservoir El Marsa jusqu'au réservoir projeté sur une distance de 10330ml sera réalisé en trois étages :

* Premier étage, le refoulement des eaux à partir de la station de reprise N°01 sera assuré par une conduite d'adduction en fonte, jusqu'à la station de reprise N°02.

* Deuxième étage, le refoulement des eaux à partir de la station de reprise N°02 par une conduite d'adduction en fonte, jusqu'à la station de reprise N°03.

* troisième étage, le refoulement des eaux à partir de la station de reprise N°03 sera assuré par une conduite d'adduction en fonte, jusqu'au réservoir Cap de Fer.

* l'alimentation gravitaire en eau du site, sera assurée par une conduite en PEHD

IV.5.Choix du matériau de la conduite [1]

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

✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- La résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- L'adaptation aux terrains de pose ;
- La bonne étanchéité ;
- La facilité d'entretien et de mise en service.

✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

➤ Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions et adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions. Cependant il reste très sensible à la corrosion surtout s'il s'agit de sol agressif.

➤ Polyéthylène haute densité PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions. Sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Son prix devient onéreux pour les diamètres supérieurs à $\Phi 300$ mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables car la fibre d'amiante est matériau cancérigène.

Conclusion :

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

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

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol dans le quel ces dernières seront enterrées. Dans la zone d'étude le sol est agressif, et le terrain est accidenté.

Afin de lutter contre cette agressivité, le matériau choisi pour notre adduction est la fonte ductile.

IV.6. Comportement d'une adduction

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

A. Cas de surpression :

À la place du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas. (Figure IV.6.a)

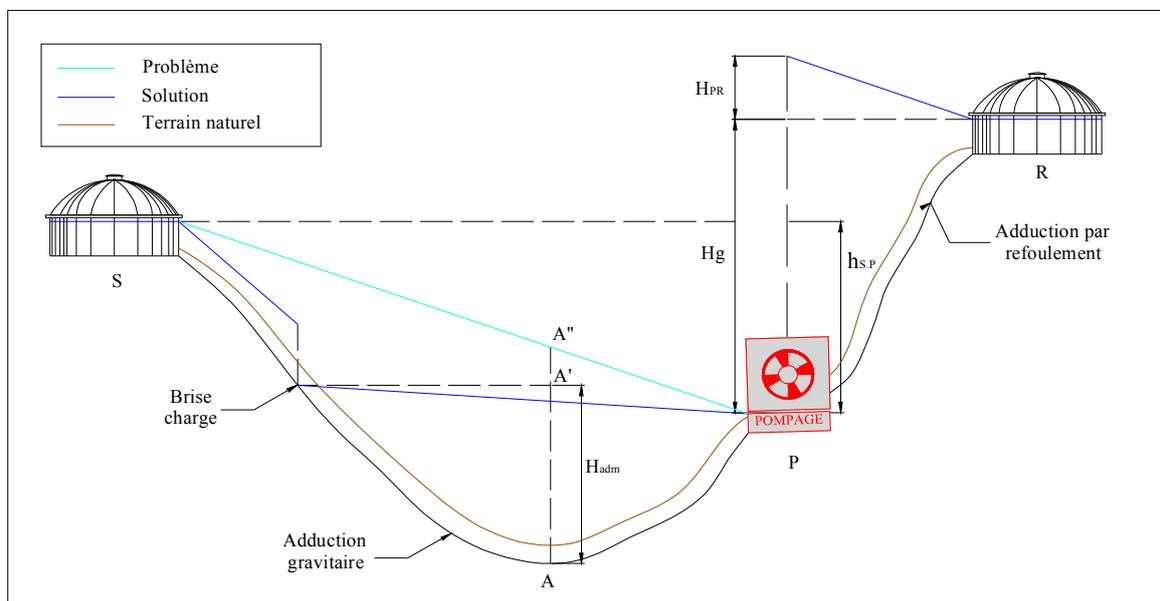


Figure IV.6.a : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

B. Cas de dépression :

Pour remédier au problème d'écrêtement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite.(Figure IV.6.b)

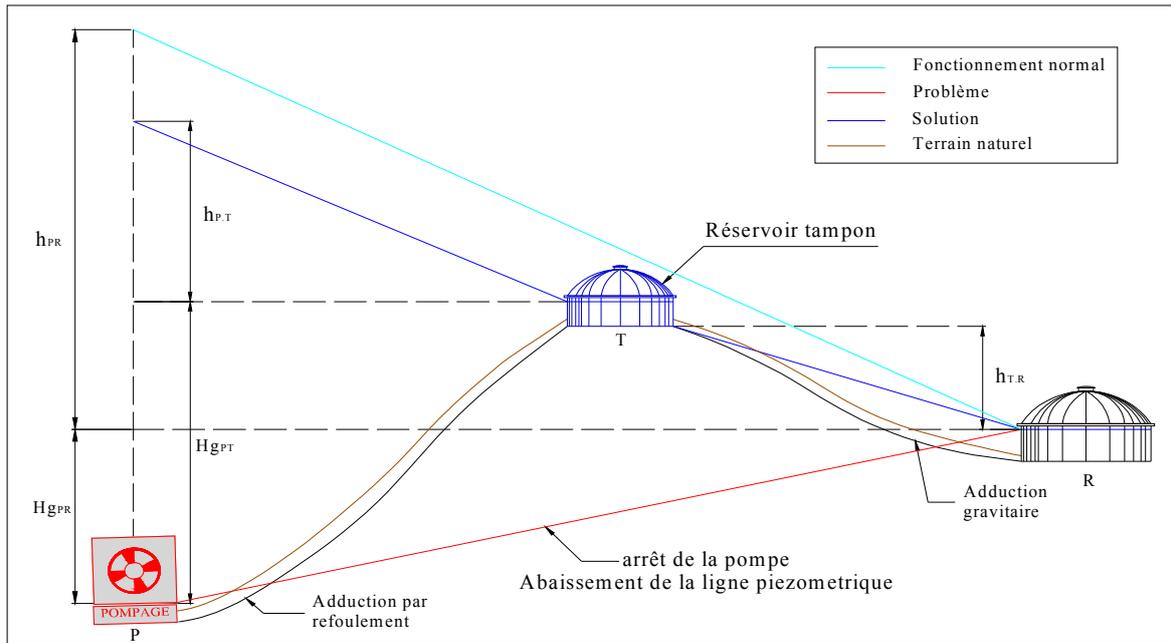


Figure IV.6.b : Problème d'écroulement (implosion de la conduite et aspiration des joints)

IV.7. Calcul hydraulique

a) Cas gravitaire [2]

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

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

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

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

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau IV.7.a.

Tableau IV.7.a: Coefficients **K'**, **m**, **β** pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

On opte pour des conduite en fonte et on prend : **K'= 0,00179 ; β = 2 ; m = 5,3**

b) Cas de refoulement

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonin) (IV.3)}$$

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

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

IV.7.1. Détermination du diamètre économique [4]

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

A. Amortissement annuel :

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \text{ (IV.5)}$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0888}$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D₁, D₂,..... D_n).

B. Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D₁, D₂,..... D_n. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D₁, D₂,..... D_n.

Les pertes de charges à l'aspiration sont généralement négligeables. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D₁, D₂,..... D_n.

Par la suite le bilan entre les frais d'amortissement et ceux d'exploitation nous donnera le diamètre économique.

IV.7.2. Caractéristiques de l'adduction

Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée par :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \text{ (IV.6)}$$

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV.7)$$

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (IV.8)$$

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

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

R_e : Nombre de Reynolds ;

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

Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad (IV.12)$$

Energie consommée par le pompage :

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

$$E = P * t * 365 \quad (IV.13)$$

Dépense annuelle de l'énergie :

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

$$K = \delta * E \quad (IV.14)$$

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau IV.7.b)

Tableau IV.7.b: Variation journalière des tarifs de l'énergie

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

(Source : Sonelgaz)

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

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

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

IV.8. Etude de l'adduction principale

IV.8.1. Etude des variantes

L'étude des variantes pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompes.

Vue les conditions du relief, la hauteur géométrique est importante entre le réservoir existant (El Marsa) implanté à la cote 89,16m et la zone de l'emplacement du réservoir (Cap de Fer) projeté à la cote 478.64m. Alors, pour refouler l'eau jusqu'au réservoir, il est nécessaire de trouver des zones favorables pour l'implantation d'une ou des stations de reprise afin des HMT trop importantes.

IV.8.1.1. Proposition de variantes

a) Variante N°01 :

Elle envisage le refoulement des eaux à partir de la première station de reprise projetée qui se situe juste à côté du réservoir El Marsa 1000 m³ existant (cote TN 89.16 m), en passant par une deuxième station de reprise à la cote 301.06m jusqu'au réservoir Cap de Fer (côte du terrain naturel égal à 478.64m)

Donc, le refoulement soit effectué en deux étages :

Station de reprise N°01 → Station de reprise N°02.

Station de reprise N°02 → réservoir Cap de Fer

Station de reprise N°01 → Station de reprise N°02 :

L'endroit choisi pour l'emplacement de la première station de reprise, se trouve à côté du réservoir, la deuxième sera projetée à une distance de 3676.33 m à la cote 301.06 m, d'où on aura : $H_g = 211.90$ m.

$$\Sigma h = 11.21$$

$$HMT = 223.11 \text{ m.}$$

Diamètre de la conduite DN = 200 mm.

Station de reprise N°02 → Réservoir :

Le château d'eau se trouve à une distance de 6627.68 m par rapport à la station N°02, cote de terrain naturel 478.64 m, d'où on aura :

$$H_g = 185.58 \text{ m.}$$

$$\Sigma h = 20.22$$

$$HMT = 205.80 \text{ m.}$$

Diamètre de la conduite DN = 200 mm

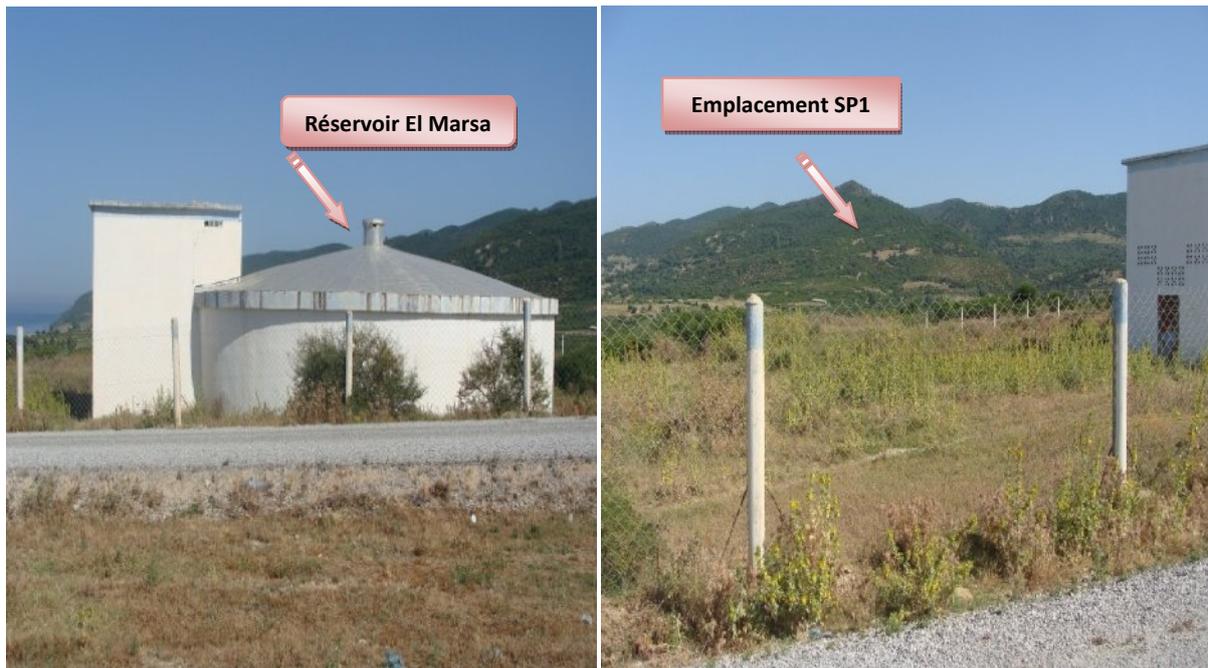


Figure IV.8.a : Réservoir 1000 m³ et emplacement de la station de reprise N°01



Figure IV.8.b: Emplacement de la station de reprise N°02



Figure IV.8.c : Emplacement du réservoir Cap de Fer



b) Variante N°02 :

Deuxième variante à été envisagée et qui se résume comme suite :le transfert sera réalisé en trois étages.

Pour 1^{ère} étage :

Station de reprise N°01(cote 89.16m) \Longrightarrow Station de reprise N°02 (cote 225.66 m)

Distance= 2603.37m

Pour le 2^{ème} étage :

Station de reprise N°2 \Longrightarrow Station de reprise N°3 (cote 378.01 m)

Distance= 3282.35m

Pour le 3^{ème} étage :

Station de reprise N°3 \Longrightarrow Réservoir Cap de Fer

Distance= 4418.37m

Station de reprise N°01 \rightarrow Station de reprise N°02.

Station de reprise N°02 \rightarrow Station de reprise N°03.

Station de reprise N°03 \rightarrow réservoir Cap de Fer



Figure IV.8.e: Emplacement de la SP N°02 et SPN°03



Figure IV.8.f : Tracé de la variante N°02

IV.8.1.2. Analyse et choix de la variante

Vue les conditions du relief, la hauteur géométrique est importante entre le réservoir existant à la cote 89.16m et la zone de l'emplacement du réservoir projeté à la cote 478.64m.

Alors, pour refouler l'eau jusqu'au réservoir, il est nécessaire de trouver des zones favorables pour l'implantation d'une ou des stations de reprise afin de briser la charge et diminuer la valeur de HMT.

🚧 Variante N°01 :

Avantage de la variante N°01 :

- ✓ Endroits favorables pour l'implantation des stations de reprise.
- ✓ Disponibilité de l'énergie électrique.

Inconvénients de la variante N°01 :

- ✓ HMT élevée
- ✓ Les pompes au niveau des stations de reprise seront importantes avec une consommation de l'énergie électrique élevée.

- ✓ Risque de panne fréquent.

🚦 Variante N°02 :

Les résultats de la variante N°01, nous ont données des hauteurs manométriques totales importantes de refoulement.

Une réflexion c'est basée sur le principe de briser la charge, et diminuer encore la valeur de HMT.

Il revient donc, de trouver une autre zone favorable pour l'implantation d'une station de reprise, ainsi le refoulement sera effectué en trois étages:

Avantages de la variante N°02 :

- ✓ Endroits favorables pour l'implantation des stations de reprise.
- ✓ Fonctionnement hydraulique favorable.
- ✓ Disponibilité de l'énergie électrique.

Inconvénients de la variante N°02 :

- ✓ Nécessité d'une troisième station de reprise pour briser la charge.

Conclusion

Les paramètres technico-économiques des deux variantes qui ont été présentées nous montrent que :

- ✓ Du point de vue coût, la deuxième variante est plus chère.
- ✓ Du point de vue fonctionnement hydraulique, la deuxième variante est plus favorable.

Vu ses avantages, la variante N° 2 a été retenue.

IV.9. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

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

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

A- Refoulement : SR N°1- SR N°2

Débit d'exploitation des stations de reprise SR N°1 est calculé comme suit :

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

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

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 2925,4 m^3/j$.

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

$$\text{A.N : } Q_{exp,SR1} = \frac{2925,4}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 40,63 \cdot 10^{-3} m^3/s ;$$

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

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{40,63 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,210 m \text{ donc } D_{ec} = 201 mm$$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **100 et 350 mm**

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

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

Moyennant les formules (IV.6), (IV.7), (IV.8) et (IV.9), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.9.a.

Tableau IV.9.a: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	2604,7	0,041	5,22	0,0199	1441,25	1585,37	136,5	1721,87
125	2604,7	0,041	3,34	0,0189	418,69	460,55	136,5	597,05
150	2604,7	0,041	2,32	0,0181	152,65	167,92	136,5	304,42
200	2604,7	0,041	1,31	0,0170	31,12	34,23	136,5	170,73
250	2604,7	0,041	0,84	0,0162	9,08	9,99	136,5	146,49
300	2604,7	0,041	0,58	0,0155	3,32	3,65	136,5	140,15
350	2604,7	0,041	0,43	0,0150	1,42	1,56	136,5	138,06

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.9.b.

Tableau IV.9.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
100	0,041	1721,87	989,36	1,07	7222349,7	7727914,14
125	0,041	597,05	343,06	1,07	2504328,4	2679631,42
150	0,041	304,42	174,91	1,07	1276865,7	1366246,33
200	0,041	170,73	98,10	1,07	716141,41	766271,307
250	0,041	146,49	84,17	1,07	614432,21	657442,461
300	0,041	140,15	80,53	1,07	587866,44	629017,095
350	0,041	138,06	79,33	1,07	579095,68	619632,38

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les dépenses d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.9.c.

Tableau IV.9.c : Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
100	2103,36	2604,7	5478621,8	0,0888	486501,61
125	2348,1	2604,7	6116096,1	0,0888	543109,33
150	2592,59	2604,7	6752919,2	0,0888	599659,22
200	3137,08	2604,7	8171152,3	0,0888	725598,32
250	3749,3	2604,7	9765801,7	0,0888	867203,19
300	4455,52	2604,7	11605293	0,0888	1030550,01
350	5249,74	2604,7	13673998	0,0888	1214251

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

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'amortissement figure dans le tableau IV.9.d.

Tableau IV.9.d: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

D	Amortissement	Exploitations	Totale
(mm)	(DA)	(DA)	(DA)
100	486501,62	7727914,14	8214415,76
125	543109,33	2679631,42	3222740,75
150	599659,22	1366246,33	1965905,55
200	725598,32	766271,307	1491869,63
250	867203,19	657442,461	1524645,65
300	1030550	629017,095	1659567,11
350	1214251	619632,38	1833883,38

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – amortissement) est montrée dans la figure IV.9.a.

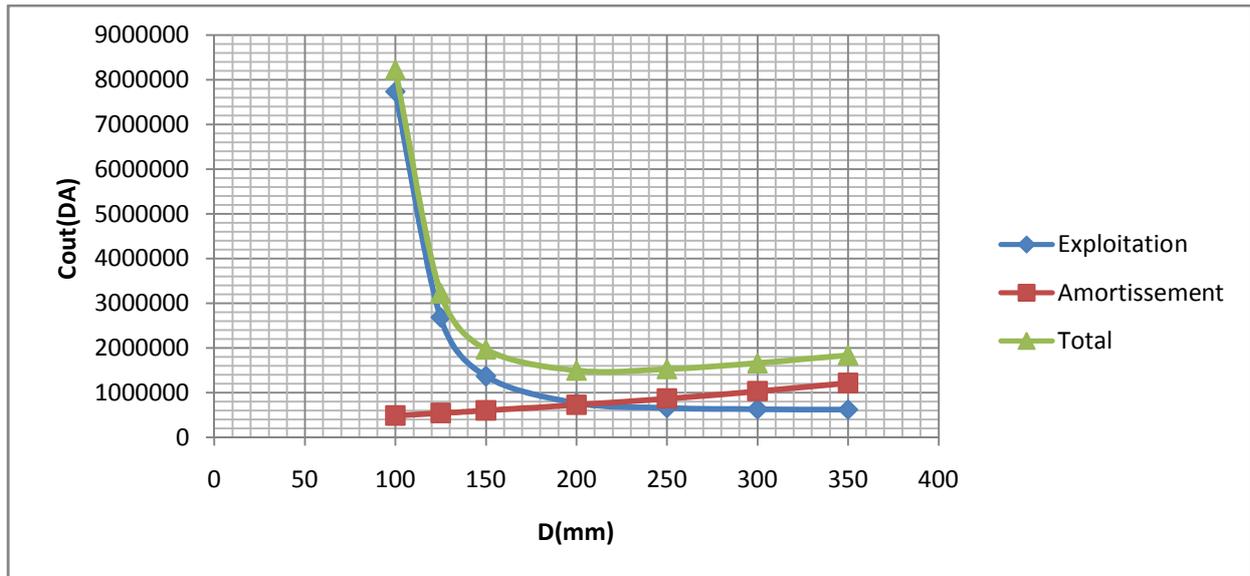


Figure IV.9.a: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 200 dont la vitesse est de 1,3 m/s.

B- Refoulement : SR N°2- SR N°3

La station de reprise SR N°2 est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage SR N°1 alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière et est de : $Q_{exp,SR 2}=40,63.10^3 m^3/s$

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (IV.3) est de : $D_{ec} = 201mm$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats du calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau IV.9.e.

Tableau IV.9.e: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{totale}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(m3/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)	(m)
100	3282,27	0,041	5,22	0,0199	1816,16	1997,78	152,35	2150,13
125	3282,27	0,041	3,34	0,0189	527,60	580,36	152,35	732,71
150	3282,27	0,041	2,32	0,0181	192,36	211,60	152,35	363,95
200	3282,27	0,041	1,31	0,0170	39,22	43,14	152,35	195,49
250	3282,27	0,041	0,84	0,0162	11,44	12,58	152,35	164,93
300	3282,27	0,041	0,58	0,0155	4,18	4,60	152,35	156,95
350	3282,27	0,041	0,43	0,0150	1,79	1,97	152,35	154,32

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.9.f.

Tableau IV.9.f: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
100	0,041	2150,13	1235,43	1,07	9018669,5	9649976,39
125	0,041	732,71	421,00	1,07	3073332,4	3288465,68
150	0,041	363,95	209,12	1,07	1526565,4	1633424,99
200	0,041	195,49	112,33	1,07	819977,86	877376,306
250	0,041	164,93	94,77	1,07	691810,67	740237,42
300	0,041	156,95	90,18	1,07	658334,26	704417,662
350	0,041	138,06	79,33	1,07	579095,68	619632,38

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les dépenses d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.9.g.

Tableau IV.9.g: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
100	2103,36	3282,27	6903795,4	0,0888	613057,034
125	2348,1	3282,27	7707098,2	0,0888	684390,319
150	2592,59	3282,27	8509580,4	0,0888	755650,738
200	3137,08	3282,27	10296744	0,0888	914350,829
250	3749,3	3282,27	12306215	0,0888	1092791,88
300	4455,52	3282,27	14624220	0,0888	1298630,7
350	5249,74	3282,27	17231064	0,0888	1530118,49

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

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'amortissement figure dans le tableau IV.9.h.

Tableau IV.9.h: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitations (DA)	Totale (DA)
100	613057,03	9649976,39	10263033,4
125	684390,32	3288465,68	3972856
150	755650,74	1633424,99	2389075,73
200	914350,83	877376,306	1791727,14
250	1092791,9	740237,42	1833029,3
300	1298630,7	704417,662	2003048,37
350	1530118,5	619632,38	2222710,16

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – amortissement) est montrée dans la figure IV.9.b.

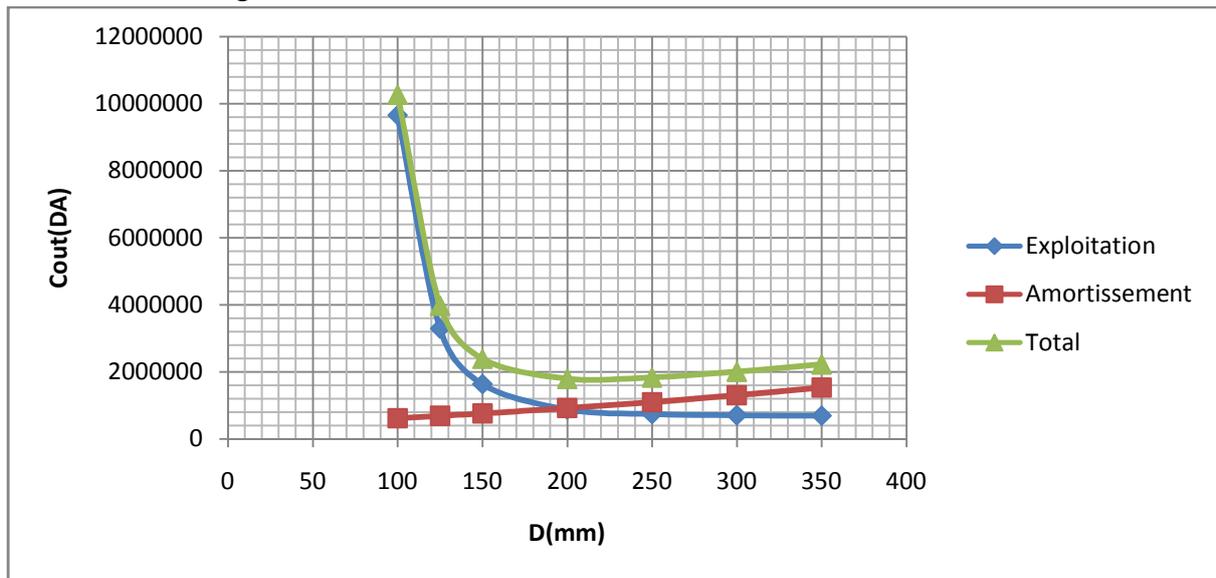


Figure IV.9.b: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 200 dont la vitesse est de 1,3 m/s.

C-Refoulement : SR N°3- Réservoir Cap de Fer

La station de reprise SR N°3 est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage SR N°2 alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière et est de : $Q_{exp,SR 3} = 40,63 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est de : $D_{ec} = 201\text{mm}$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats du calcul de la hauteur manométrique totale en fonction du diamètre figurent dans le tableau IV.9.i.

Tableau IV.9.i: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{totale}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(m3/s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)	(m)
100	4442,89	0,041	5,22	0,0199	2458,36	2704,20	108,63	2812,83
125	4442,89	0,041	3,34	0,0189	714,16	785,58	108,63	894,21
150	4442,89	0,041	2,32	0,0181	260,38	286,42	108,63	395,05
200	4442,89	0,041	1,31	0,0170	53,09	58,39	108,63	167,02
250	4442,89	0,041	0,84	0,0162	15,48	17,03	108,63	125,66
300	4442,89	0,041	0,58	0,0155	5,66	6,23	108,63	114,86
350	4442,89	0,041	0,43	0,0150	2,42	2,66	108,63	111,29

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.9.j.

Tableau IV.9.j: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
100	0,041	2812,83	1616,21	1,07	11798352	12624236,6
125	0,041	894,21	513,80	1,07	3750726,8	4013277,63
150	0,041	395,05	226,99	1,07	1657018,6	1773009,85
200	0,041	167,02	95,97	1,07	700579,63	749620,203
250	0,041	125,66	72,20	1,07	527092,17	563988,617
300	0,041	114,86	66,00	1,07	481778,4	515502,891
350	0,041	111,29	63,95	1,07	466817,94	499495,19

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les dépenses d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.9.k

Tableau IV.9.k: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
100	2103,36	4442,89	9344997,1	0,0888	829835,743
125	2348,1	4442,89	10432350	0,0888	926392,681
150	2592,59	4442,89	11518592	0,0888	1022850,99
200	3137,08	4442,89	13937701	0,0888	1237667,88
250	3749,3	4442,89	16657727	0,0888	1479206,2
300	4455,52	4442,89	19795385	0,0888	1757830,21
350	5249,74	4442,89	23324017	0,0888	2071172,74

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

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'amortissement figure dans le tableau IV.9.l.

Tableau IV.9.l: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitations (DA)	Totale (DA)
100	829835,743	12624236,6	13454072,4
125	926392,681	4013277,63	4939670,31
150	1022850,99	1773009,85	2795860,84
200	1237667,88	749620,203	1987288,08
250	1479206,2	563988,617	2043194,82
300	1757830,21	515502,891	2273333,1
350	2071172,74	499495,19	2570667,93

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – amortissement) est montrée dans la figure IV.9.c.

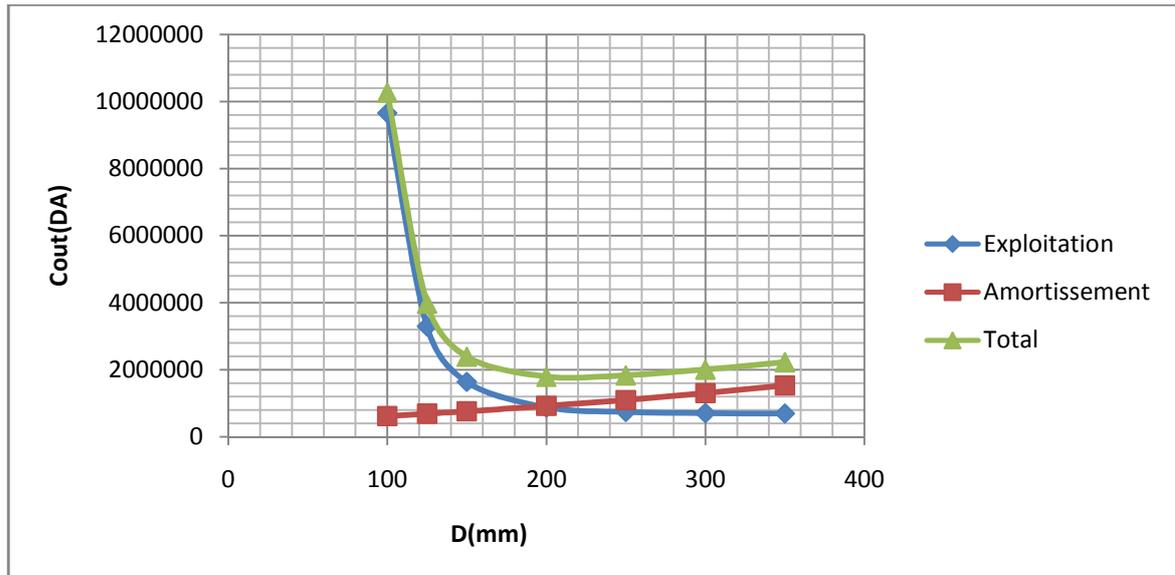


Figure IV.9.c: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 200 dont la vitesse est de 1,3 m/s.

IV.10. Dimensionnement des conduites gravitaires

IV.10.1. Calcul des longueurs des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.10.a: Longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir Cap de Fer	Piquage	666,22	732,84
2	Piquage	La base militaire	208,39	229,23
3	Piquage	la cité militaire	158,33	174,16

IV.10.2. Les caractéristiques des différents points

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tableau IV.10.b: Altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel(m)
1	Réservoir Cap de Fer	478,64
2	La base militaire	460,33
3	La cité militaire	430,67
4	Piquage	448

IV.10.3. Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable, dans notre cas le point le plus défavorable est la base militaire.

Donc :

$$\Delta H_d = Cr_{RCap} - (Ct_{base} + 10) = 478,64 - (460,33 + 10) = 8,31 \text{ m}$$

IV.10.4. Calcul du gradient hydraulique (I)

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{8,31}{874,61} = 0,0095 \text{ m/m}$$

IV.10.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Tableau IV.10.c: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH _i (m)	D _{calculé} (mm)
1-2	57	666,22	732,84	0,0095	6,33	189,8
2-3	40,13	208,39	229,23	0,0095	1,98	175

IV.10.6. Normalisation des diamètres avantageux

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.10.d: Diamètres normalisé pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq}	ΔH _i (m)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)
1-2	57	200	1,81	732,84	4,93	473,71	448	25
2-3	40,13	180	1,6	229,23	1,26	470,33	460,33	10

- **Détermination de diamètre avantageux (tronçon Piquage – La cité militaire)**

On a : $\Delta H_d = C_{ppiquage} - (Ct_{cité} + 10) = 473,71 - (430,67 + 10) = 33,04$

On a aussi:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K^*L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001052 * 158,33 * (0,01687)^2}{33,04}} = 0,06987 \text{ m} = 75 \text{ mm}$$

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit: l'adduction secondaire sera composée d'une partie gravitaire de 874,61 m de longueur des différents diamètres, et d'une adduction principale de 10330 m de longueur, constituée de trois stations de pompage. La première conduite de refoulement à une longueur de 2604,70 m et un diamètre de 200 mm, la deuxième à une longueur de 3282,27 m et un diamètre de 200 mm et la troisième à une longueur de 4442,89 m.

Chapitre V :

Etude du pompage

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

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

V.1.Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être positionné à partir du calcul technico-économique, tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, de l'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement.

L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

V.2.Situation des ouvrages

Les trois stations de pompage 1,2, et3 sont positionnées respectivement aux côtes 89,16m, 225,66m et 378,01m.

V.3.Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique

V.3.1.Généralités

Tout l'équipement d'une station de pompage est classé en deux groupes: hydromécanique et énergétique. Par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipements principal et auxiliaire.

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

Le choix de l'équipement auxiliaire dépend des conditions locales, type d'équipement principal et type de bâtiment.

V.3.2. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont:

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur manométrique totale (HMT)
- Meilleur rendement;
- Vérifier la condition de non cavitation;
- Encombrement et poids les plus faibles;
- Vitesse de rotation la plus élevée;

- Puissance absorbée minimale;

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

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

V.3.3. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.3.3.1. Refoulement: SR N°1–SR N°2

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.3.a :

Tableau V.3.a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1)

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)
1	147,6	171	PM100/3B	76,6	172	2950	3	90,5	4,68
2	73,8	171	HMU50-1/4A	70	169	2950	4	46,8	2,12
3	49,2	171	HMU40-1/8C	66,8	171	2950	8	34,7	2,16
4	36,9	171	HMU40-1/7C	59,6	175	2950	7	32,8	2,62

A partir du tableau V.3.a, on déduit que la variante de 01 pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque:

On opte pour un nombre de pompe de 01 en plus d'une pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM100/3B.CAPRARI**.

V.3.3.2. Refoulement: SR N°2–SR N°3

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.3.b :

Tableau V.3.b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2)

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)
1	147,6	195,5	PM100/3A	77,1	197	2950	3	104	4,74
2	73,8	195,5	HMU50-1/5A	70,8	202	2950	5	61,3	2,3
3	49,2	195,5	HMU40-1/8A	66,5	193	2950	8	38,7	2,16
4	36,9	195,5	HMU40-1/8C	59,5	201	2950	8	37,4	2,63

A partir du tableau V.3.b, on déduit que la variante de 01 pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque:

On opte pour un nombre de pompe de 01 en plus d'une 01 pompe de secours. Ces deux 02 pompes sont identiques de type **PM100/3A.CAPRARI**.

V.3.3.3. Refoulement: SR N°3–Réservoir Cap de Fer

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.3.c :

Tableau V.3.c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP3)

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)
1	147,6	167	PM100/3B	76,3	170	2950	3	91	4,78
2	73,8	167	PM80/12A	70,5	161	1450	8	43,6	1,4
3	49,2	167	HMU40- 1/8C	66,9	169	2950	8	34,9	2,16
4	36,9	167	HMU40- 1/7C	59,7	175	2950	7	32,9	2,61

A partir du tableau V.3.c, on déduit que la variante de 01 pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque:

On opte pour un nombre de pompe de 01 en plus d'une pompe de secours. Ces deux 02 pompes sont identiques de type **PM100/3B.CAPRARI**.

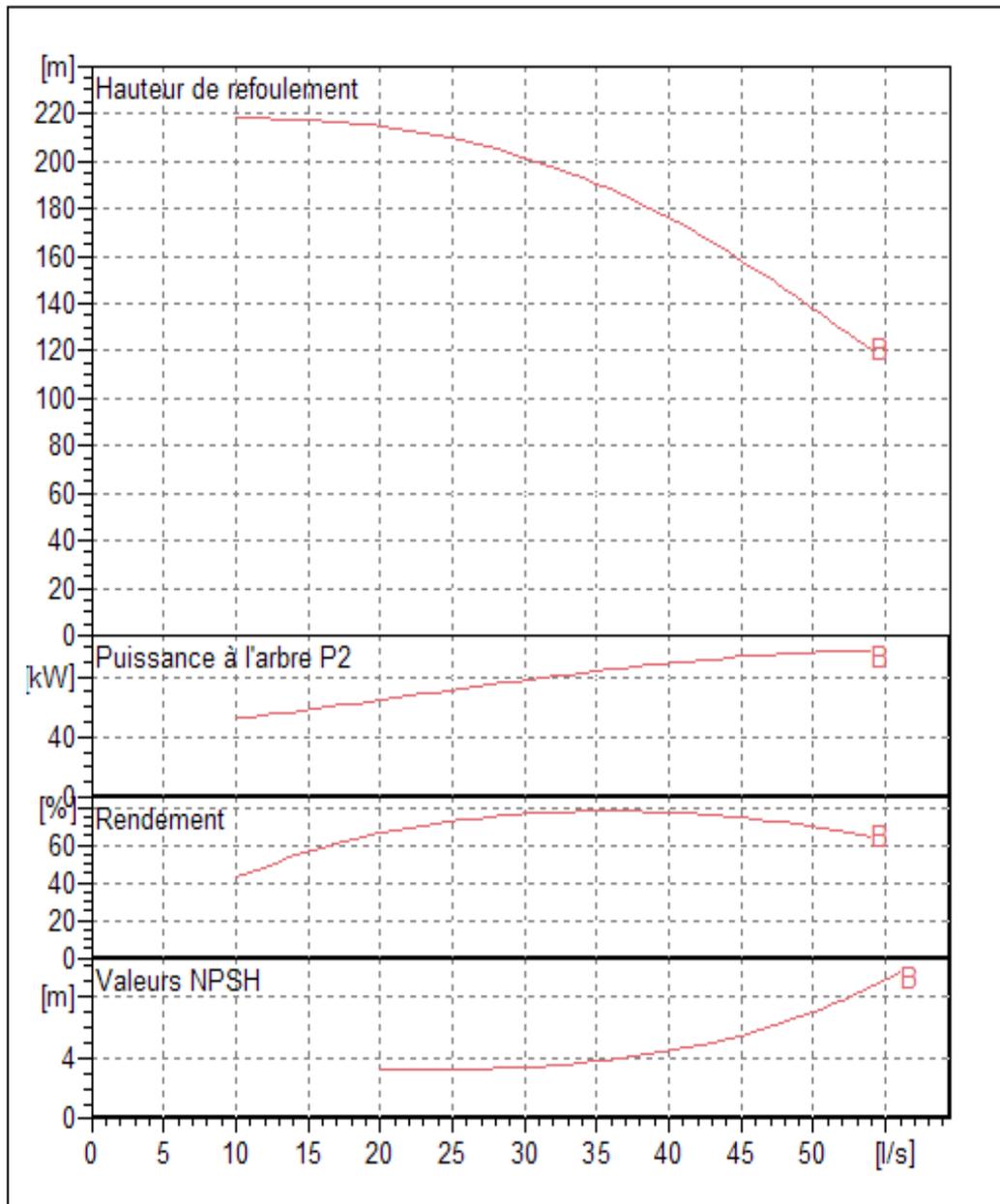


Figure V.3.a: Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/3B.

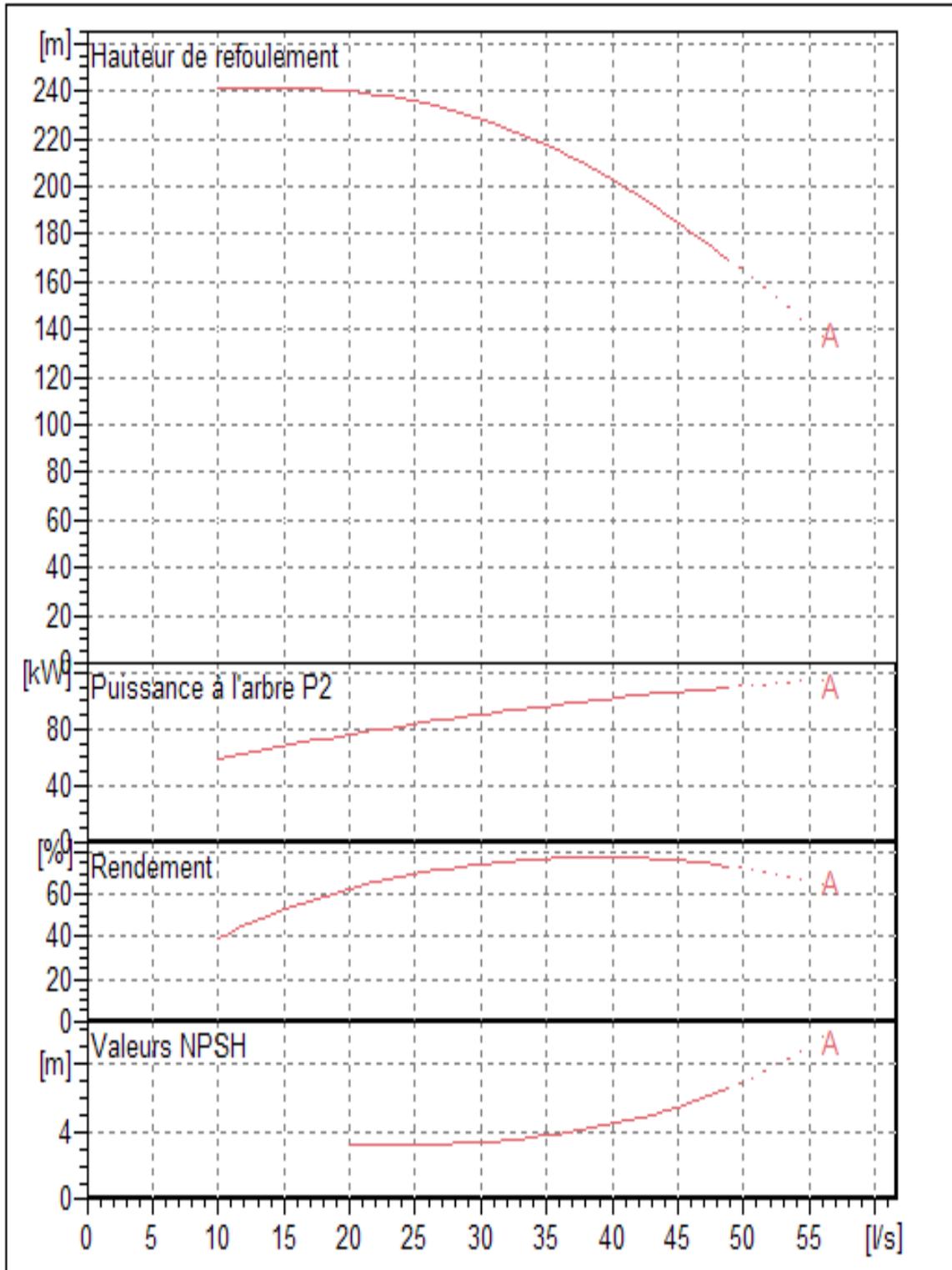


Figure V.3.b: Courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type CAPRARI PM100/3A.

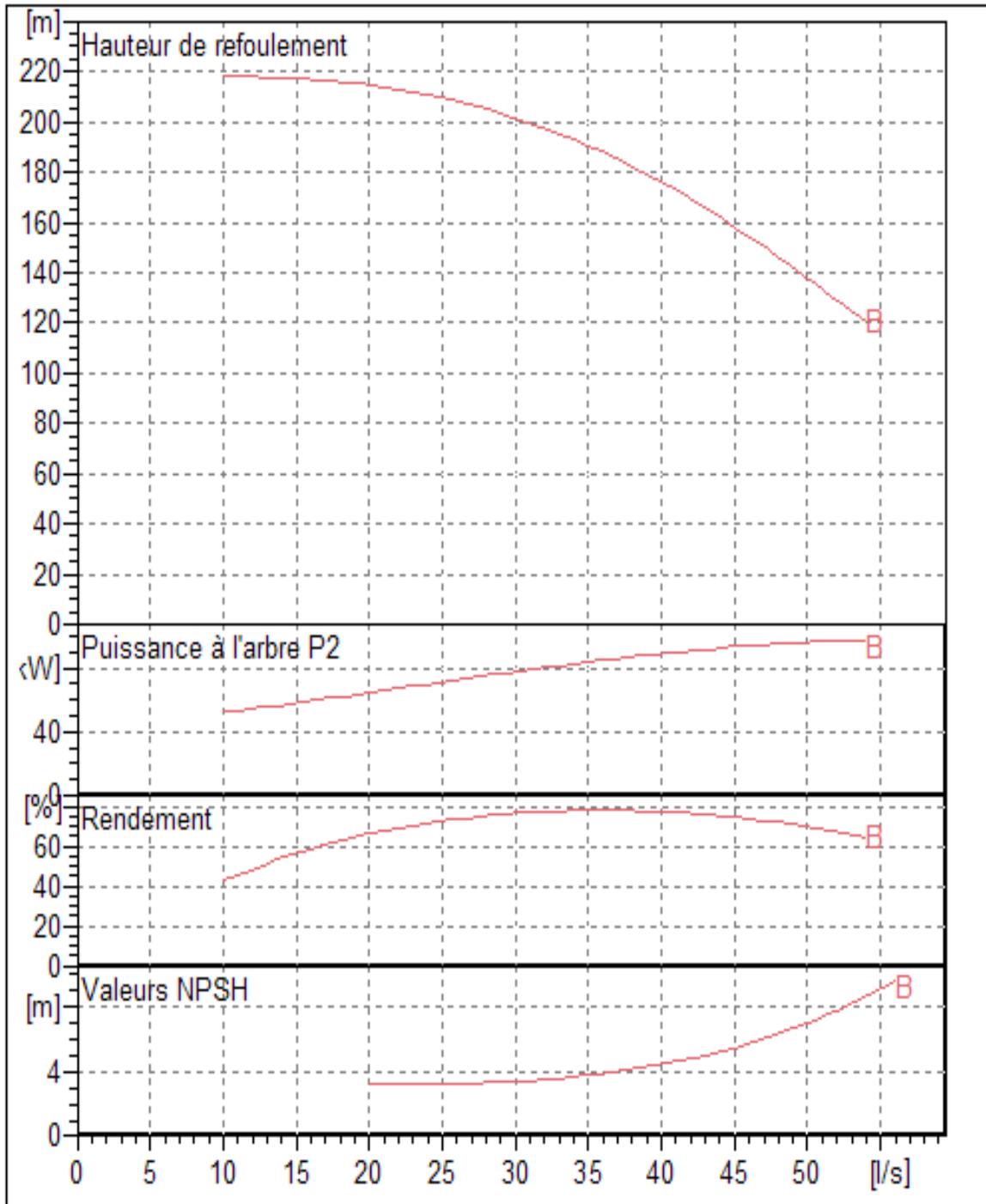


Figure V.3.c: Courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type CAPRARI PM100/3B.

V.4. Points de fonctionnement des pompes

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

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

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite

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

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

Avec :

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

Avec :

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

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,016$ (voir chapitre III) ;

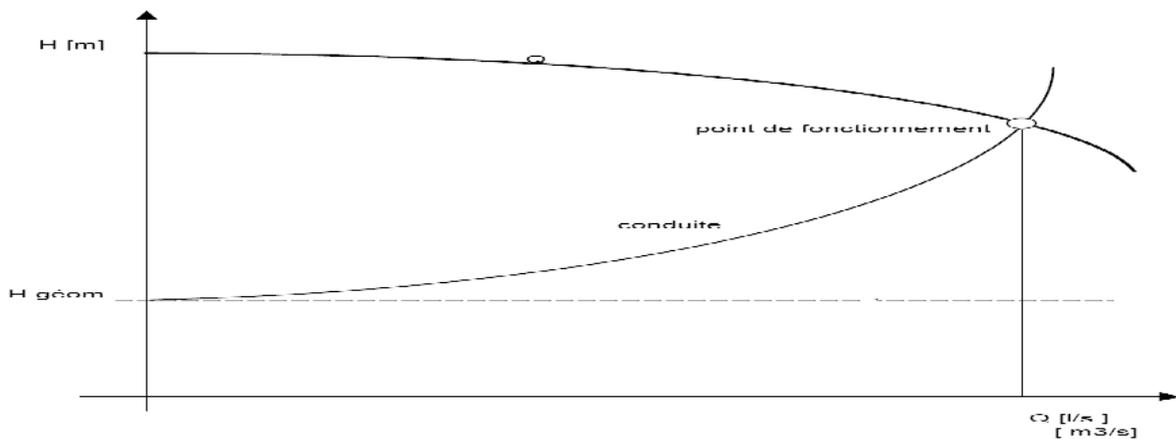


Figure V.4.a : Détermination du point de fonctionnement

V.4.1. Refoulement : SR N°1-SR N°2**Tableau V.4.a** : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- SP2)

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	136,5	2604,7	200	0,017	0,00	0,00	136,50
2	20	136,5	2604,7	200	0,017	0,61	0,67	137,17
3	40	136,5	2604,7	200	0,017	2,45	2,69	139,19
4	60	136,5	2604,7	200	0,017	5,51	6,06	142,56
5	80	136,5	2604,7	200	0,017	9,79	10,77	147,27
6	100	136,5	2604,7	200	0,017	15,29	16,82	153,32
7	120	136,5	2604,7	200	0,017	22,02	24,23	160,73
8	140	136,5	2604,7	200	0,017	29,98	32,97	169,47
9	160	136,5	2604,7	200	0,017	39,15	43,07	179,57
10	180	136,5	2604,7	200	0,017	49,55	54,51	191,01
11	200	136,5	2604,7	200	0,017	61,18	67,30	203,80

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la(figure V.4.b).

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (A) sont :

$$\begin{cases} Q_A = 147,55 \text{ m}^3 / \text{h} = Q_{app} = 147,6 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 171 \text{ m} = H_{app} = 171 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement sont respectivement égaux au débit et à la hauteur manométrique appelés.

V.4.2. Refoulement : SR N°2–SR N°3**Tableau V.4.b** : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- SP3)

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	152,35	3282,27	200	0,017	0,00	0,00	152,35
2	20	152,35	3282,27	200	0,017	0,77	0,85	153,20
3	40	152,35	3282,27	200	0,017	3,08	3,39	155,74
4	60	152,35	3282,27	200	0,017	6,94	7,63	159,98
5	80	152,35	3282,27	200	0,017	12,33	13,57	165,92
6	100	152,35	3282,27	200	0,017	19,27	21,20	173,55
7	120	152,35	3282,27	200	0,017	27,75	30,53	182,88
8	140	152,35	3282,27	200	0,017	37,77	41,55	193,90
9	160	152,35	3282,27	200	0,017	49,34	54,27	206,62
10	180	152,35	3282,27	200	0,017	62,44	68,69	221,04
11	200	152,35	3282,27	200	0,017	77,09	84,80	237,15

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la (figure V.4.c).

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (A) sont :

$$\begin{cases} Q_A = 147,66 \text{ m}^3 / \text{h} = Q_{app} = 147,6 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 195,49 \text{ m} = H_{app} = 195,5 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement sont respectivement égaux au débit et à la hauteur manométrique appelés.

V.4.3. Refoulement : SR N°3 - Réservoir Cap de Fer

Tableau V.4.c : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3-Réservoir)

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	108,63	4442,89	200	0,017	0,00	0,00	108,63
2	20	108,63	4442,89	200	0,017	1,04	1,15	109,78
3	40	108,63	4442,89	200	0,017	4,17	4,59	113,22
4	60	108,63	4442,89	200	0,017	9,39	10,33	118,96
5	80	108,63	4442,89	200	0,017	16,70	18,37	127,00
6	100	108,63	4442,89	200	0,017	26,09	28,70	137,33
7	120	108,63	4442,89	200	0,017	37,57	41,32	149,95
8	140	108,63	4442,89	200	0,017	51,13	56,25	164,88
9	160	108,63	4442,89	200	0,017	66,78	73,46	182,09
10	180	108,63	4442,89	200	0,017	84,52	92,98	201,61
11	200	108,63	4442,89	200	0,017	104,35	114,79	223,42

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la (figure V.4.d).

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (A) sont :

$$\begin{cases} Q_A = 149,5 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 147,6 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 173 \text{ m} > H_{app} = 167 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

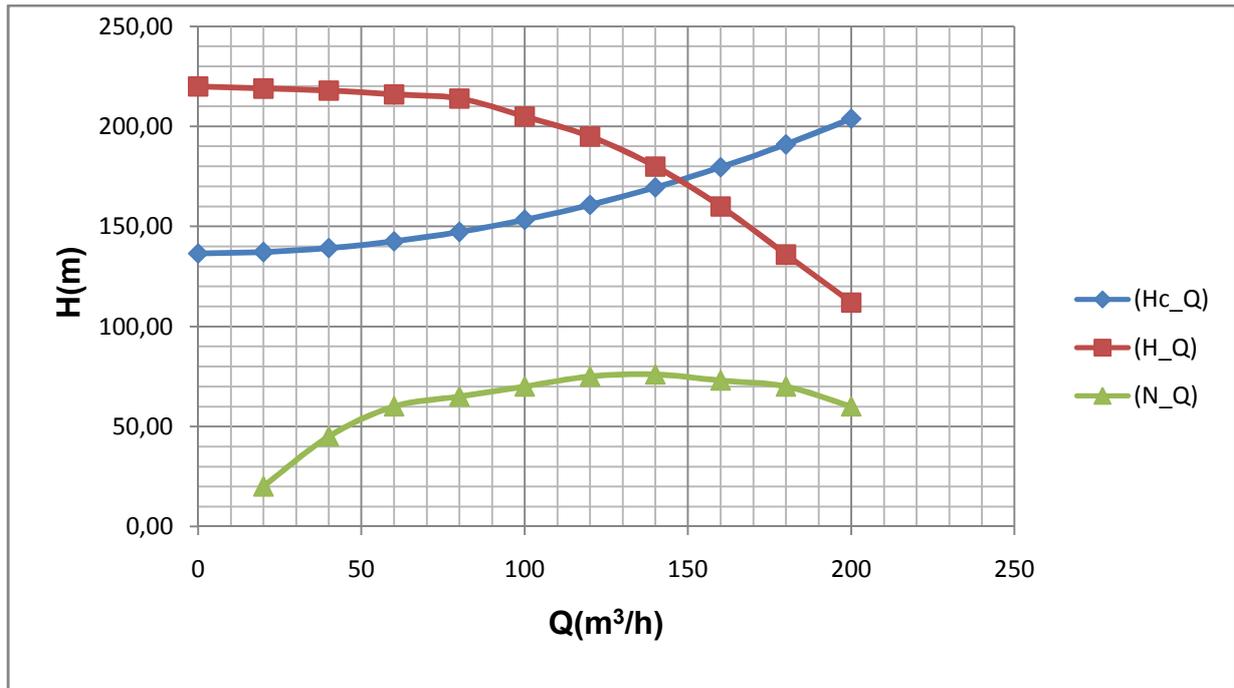


Figure V.4.b : Point de fonctionnement des pompes de la SP1

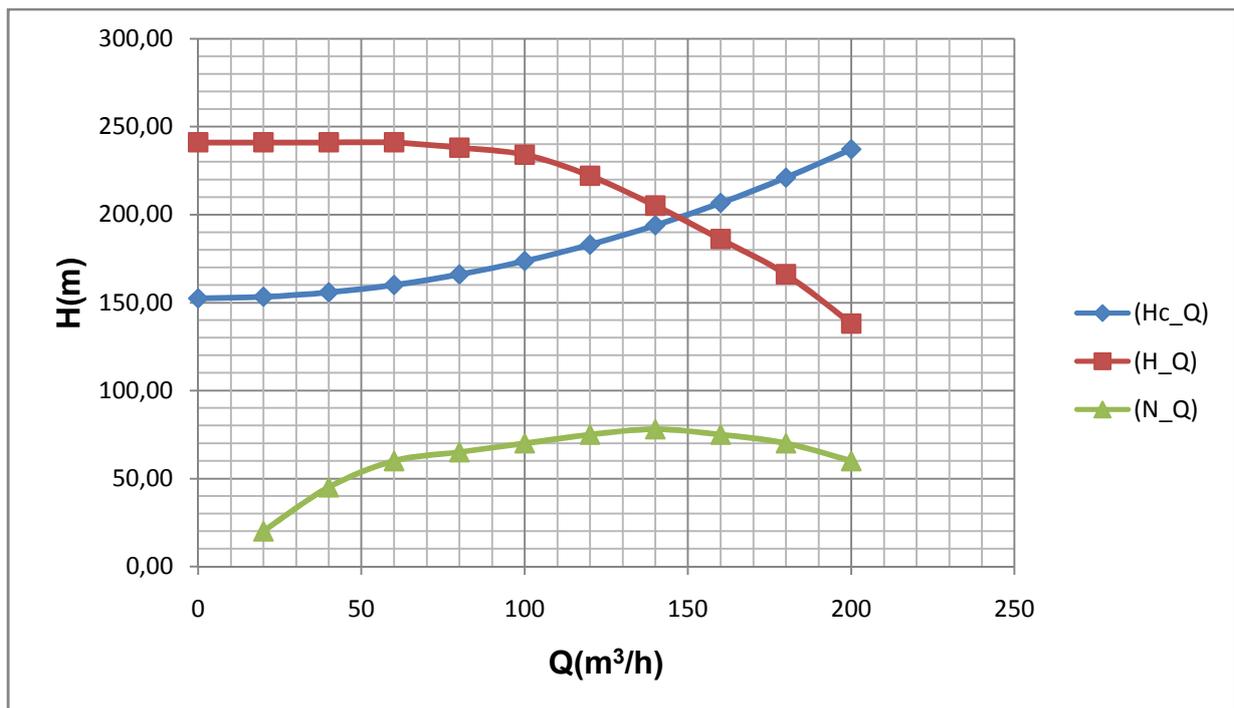


Figure V.4.c : Point de fonctionnement des pompes de la SP2

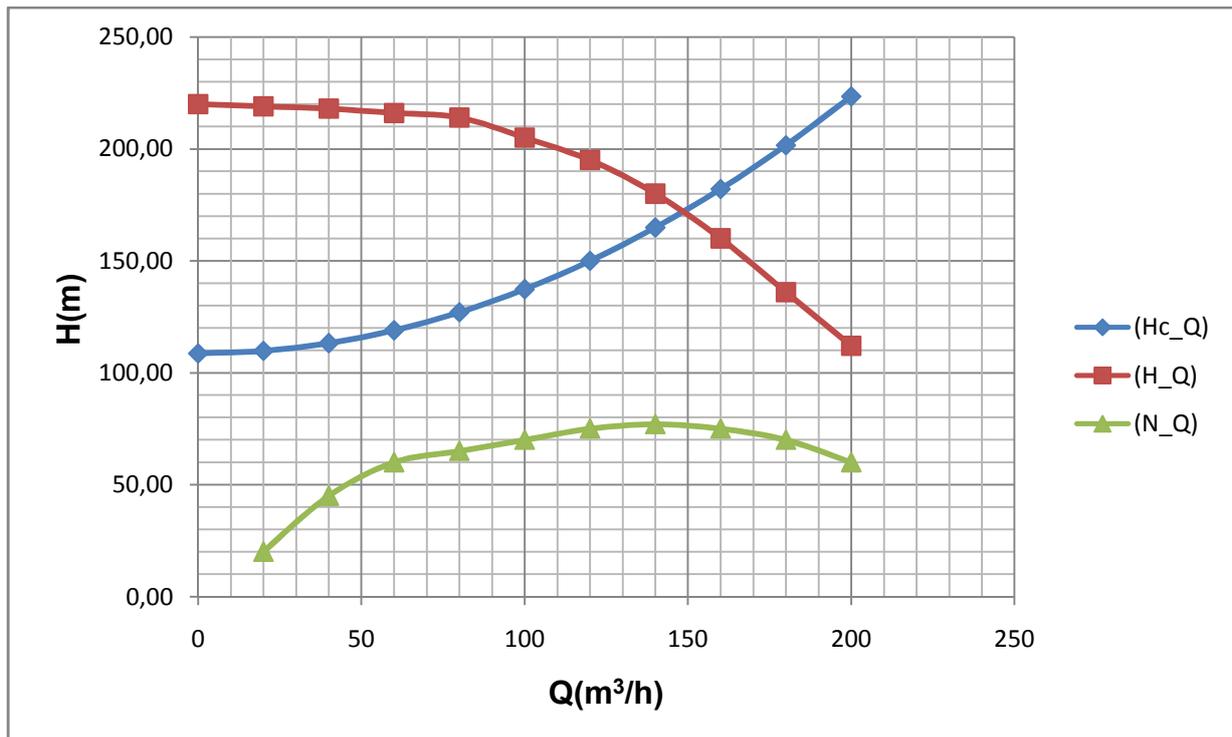


Figure V.4.d : Point de fonctionnement des pompes de la SP3

V.5. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

A- Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

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

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

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.

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

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

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

$$d = \varnothing^* \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V.7)$$

- **Rendement de rognage**

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

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V.9)$$

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

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

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

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

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

B- Débit disponible < Débit appelé

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

- **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

V.5.1. Refoulement : SR N°1 – SR N°2

On remarque que le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égales au débit et à la hauteur manométrique appelée, donc il n'y a pas de réglage.

V.5.2. Refoulement : SR N° 2 – SR N° 3

On remarque que le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égales au débit et à la hauteur manométrique appelée, donc il n'y a pas de réglage.

V.5.3. Refoulement : SR N°3 - Réservoir Cap de Fer

a) Vannage

- $H_c = 173\text{m}$ (Voir figure V.5.a).
- $h_v = 173 - 167 \Rightarrow h_v = 6\text{ m}$.
- $\eta_{av, van}^{inst} = 76,3\%$ (Voir tableau V.3.c) $\eta_{ap, van}^{inst} = 76,3 * \frac{167}{167 + 6} \Rightarrow \eta_{ap, van}^{inst} = 73,65\%$
- Moyennant la formule IV-13 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

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

n : nombre de pompes;

$$Q = \frac{147,6}{1} \Rightarrow Q = 147,6\text{m}^3 / \text{h} \quad \text{ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 147,6 * 167}{0,7365 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{91,2\text{ Kw.}}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{147,6}{149,5} * 20 \Rightarrow t' = \mathbf{19\text{h } 44\text{min } 45\text{sec}}$
 - Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 1845\text{ m}^3/\text{h}$ est : **76,3 %** (figure V.5.a).
- Moyennant la formule IV-13 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{149,5}{1} \Rightarrow Q = 149,5\text{m}^3 / \text{h} \quad , \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 149,5 * 173}{0,763 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{92,36\text{Kw.}}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{167}{147,6} * Q \Rightarrow H = 1,13 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 100 * \sqrt{\frac{147,6}{149,5}} \Rightarrow d = \mathbf{99,63\text{ mm.}}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{147,6}{149,5}} \Rightarrow m = 0,99$.
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,996) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 1\% < 15\%}$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace.
- Le rendement après rognage est : **75 %** (figure V.5.b).
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 147,6 * 167}{0,75 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{89,56\text{ Kw.}}$

Conclusion

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

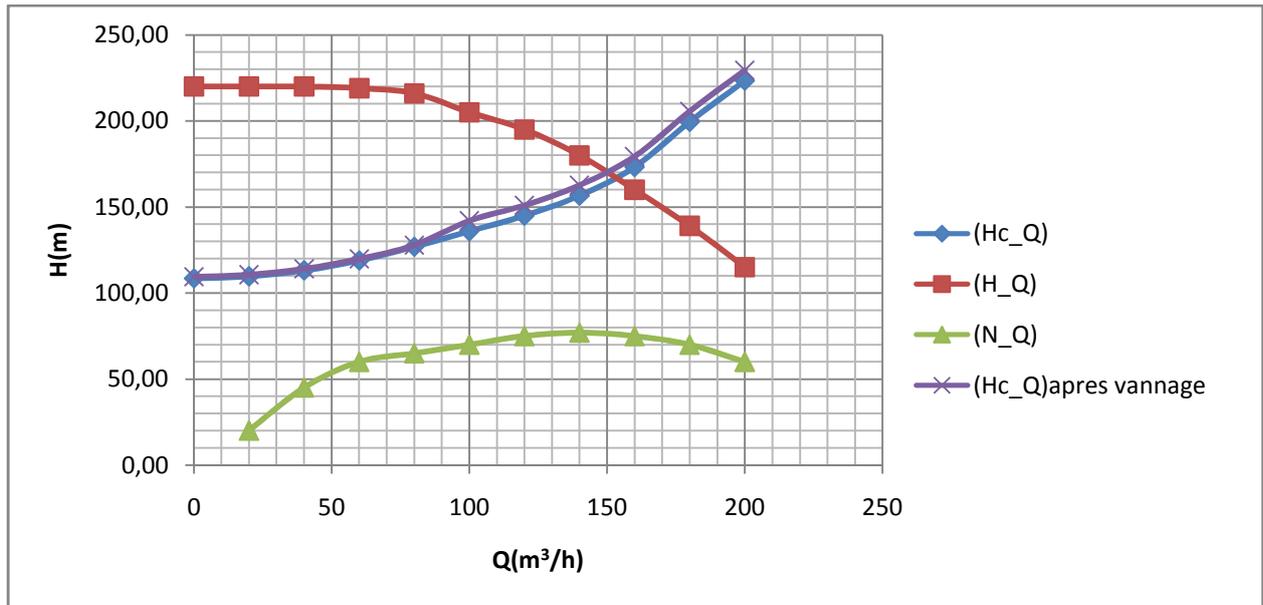


Figure V.5.a : Mode de réglage (vannage) de la SP3

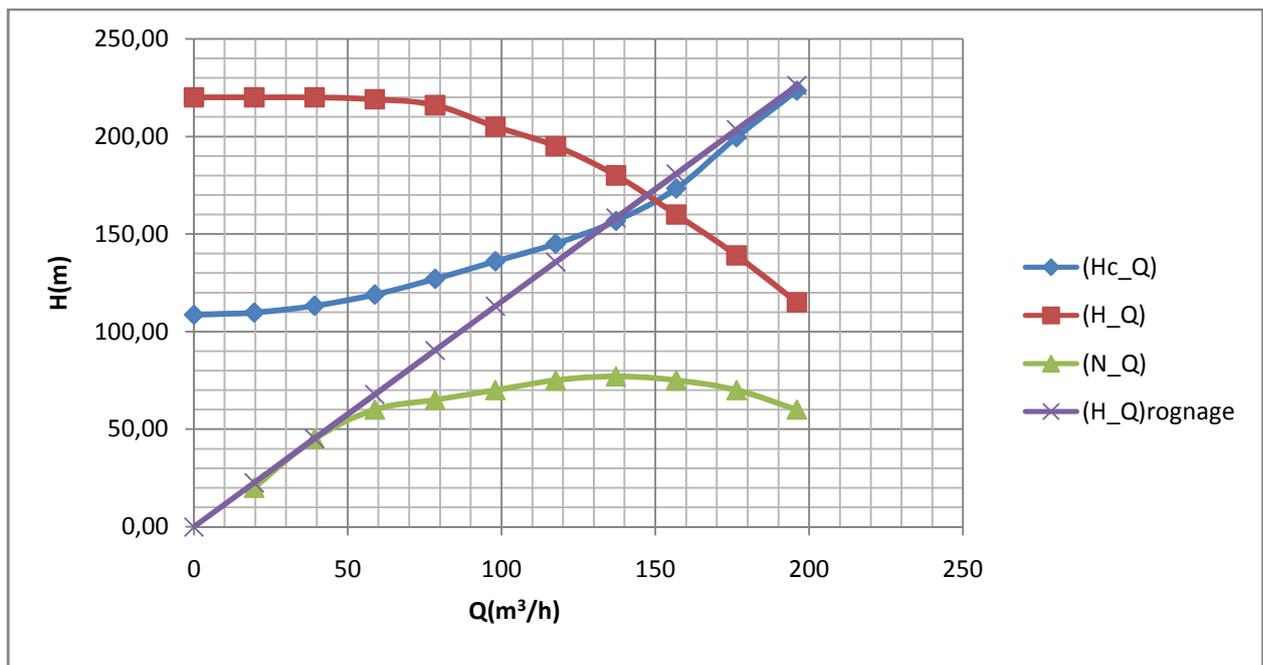


Figure V.5.b : Mode de réglage (rognage) de la SP3

V.6. Etude de la cavitation [3]

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

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

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

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

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

On prend : r = 0,3 m.

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

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration 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 (V-13)

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-14)$$

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-17 (chapitre IV).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-15)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, L_r = 50 m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, l_r = 1,5 m ;

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

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

Avec : n : nombre de pompes.

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 = 1,5 m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

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

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

➤ Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,3 (V-19)$

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

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

V.6.1. Refoulement : SR N°1 – SR N° 2

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,68 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 136,5 \Rightarrow P_{at} = 10,14 \text{ mce}$
- 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 : $D_a = 1,5 * DN1$

$DN1 = 125 \text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 147,6}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,3 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 147,6}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,186 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,2 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 147,6}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,3 \text{ m/s}$

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

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{147,6}{3600}\right)^2}{0,2^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{147,6}{3600}\right)^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,76 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,76 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,83 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = -4,68 - 0,3 + 10,14 - 0,24 - \frac{1,3^2}{2 * 9,81} - 0,83 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 88,16 \text{ mNGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 86,16 + 4 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 89,86 \text{ m}$

V.6.2. Refoulement : SR N° 2 – SR N° 3

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,74 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 152,35 \Rightarrow P_{at} = 10,12 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$

DN1 = 125 mm

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 147,6}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,3 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 147,6}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,186 \text{ m}$$

$$\text{On pose } D_c = 0,2 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 147,6}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,3 \text{ m/s}$$

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

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{147,6}{3600}\right)^2}{0,2^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{147,6}{3600}\right)^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,76 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,76 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,83 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = -4,74 - 0,3 + 10,12 - 0,24 - \frac{1,3^2}{2 * 9,81} - 0,83 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3,92 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 222,66 \text{ mNGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 222,66 + 3,92 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 226,28 \text{ m}$

V.6.3. Refoulement : SR N°3 - Réservoir Cap de Fer

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,78 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 108,63 \Rightarrow P_{at} = 10,17 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$

DN1 = 125 mm

Donc : $D_a = 1,5 * 125 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 147,6}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,3 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 147,6}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,186 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,2m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 147,6}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,3m / s$

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

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{147,6}{3600}\right)^2}{0,2^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{147,6}{3600}\right)^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,76m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,76 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,83m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = -4,78 - 0,3 + 10,12 - 0,24 - \frac{1,3^2}{2 * 9,81} - 0,83 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3,93 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 105,63mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 105,63 + 3,93 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 109,26m$

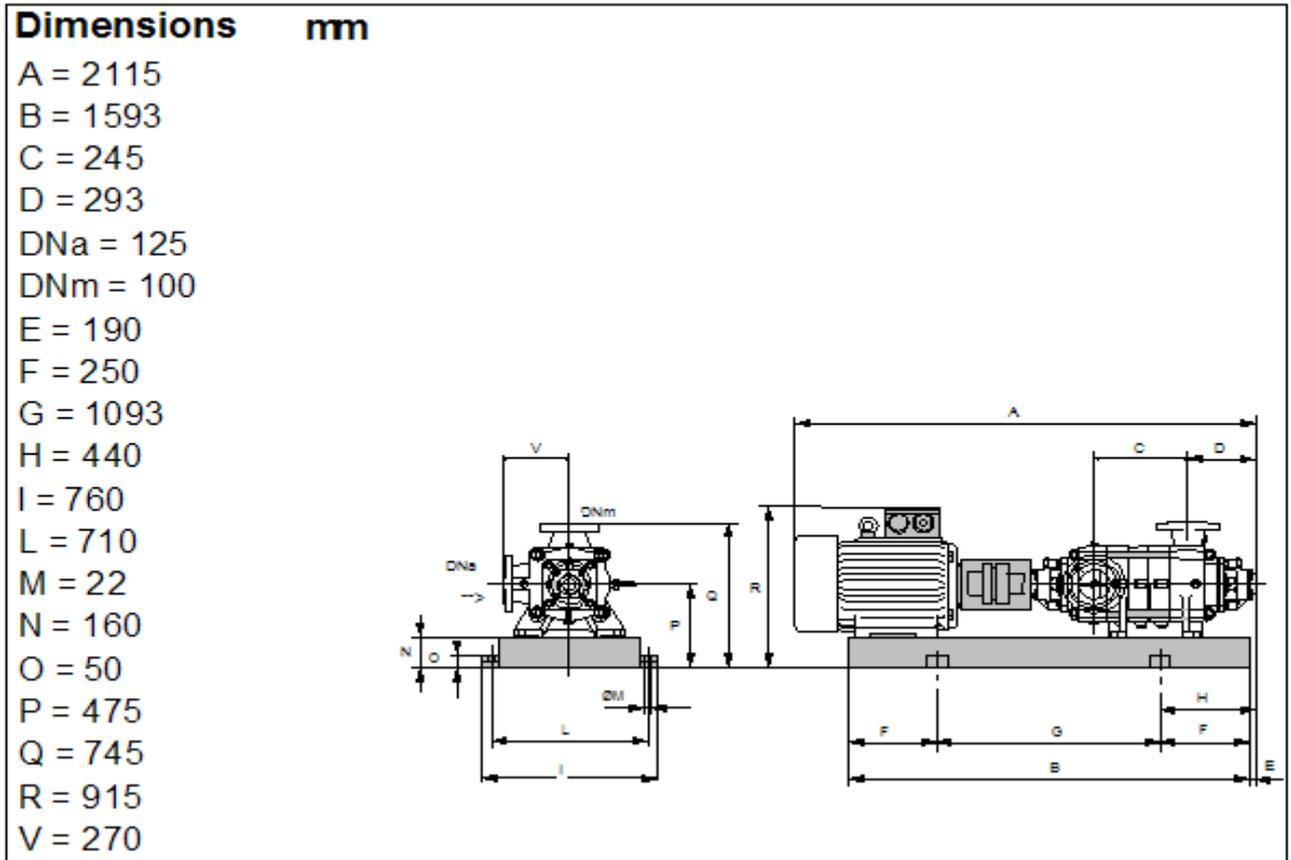


Figure V.6.a: Encombrement des pompes de type CAPRARI PM100/3B

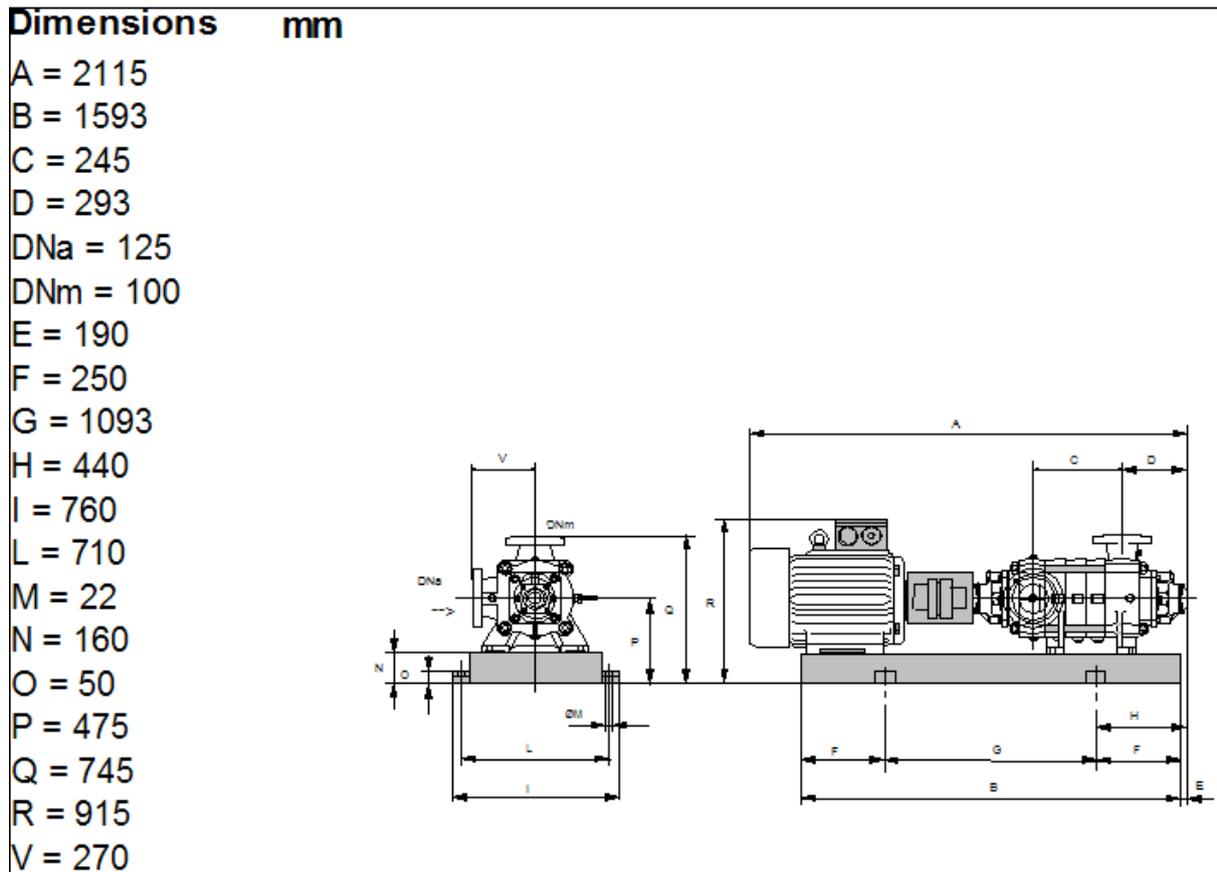


Figure V.6.b: Encombrement des pompes de type CAPRARI PM100/3A

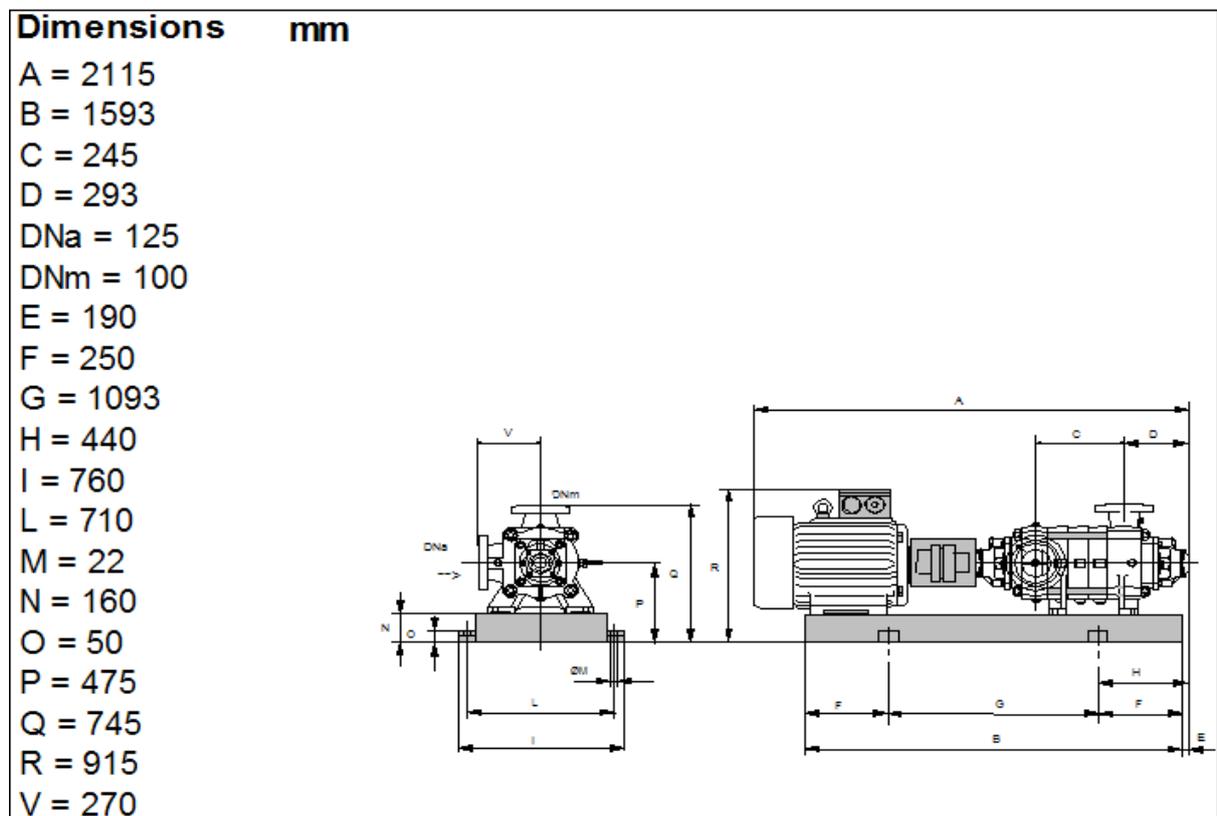


Figure V.6.c: Encombrement des pompes de type CAPRARI PM100/3B

V.7. Choix de l'équipement hydromécanique et hydro-énergétique

La station de pompage n'est pas composée avec que des pompes et des moteurs électriques mais elle est composée de plusieurs autres accessoires, ces accessoires qui font assurer et guider le bon fonctionnement de la station, d'où les équipements principaux sont la pompe et le moteur électrique, et l'équipement auxiliaire comme les pompes anti-incendie, pompes de drainage, système de ventilation...

Les équipements auxiliaires ont pour but de :

- Remplissage des pompes et des conduites d'aspiration en haut (dispositif d'amorçage)
- Livraison d'eau pour le graissage et le refroidissement des paliers
- Montage et démontage des équipements, mise en place des grilles et de vannes
- Besoins de la station de pompage elle même comme le système de ventilation et le système anti-incendie.

V.7.1. Equipement en amont

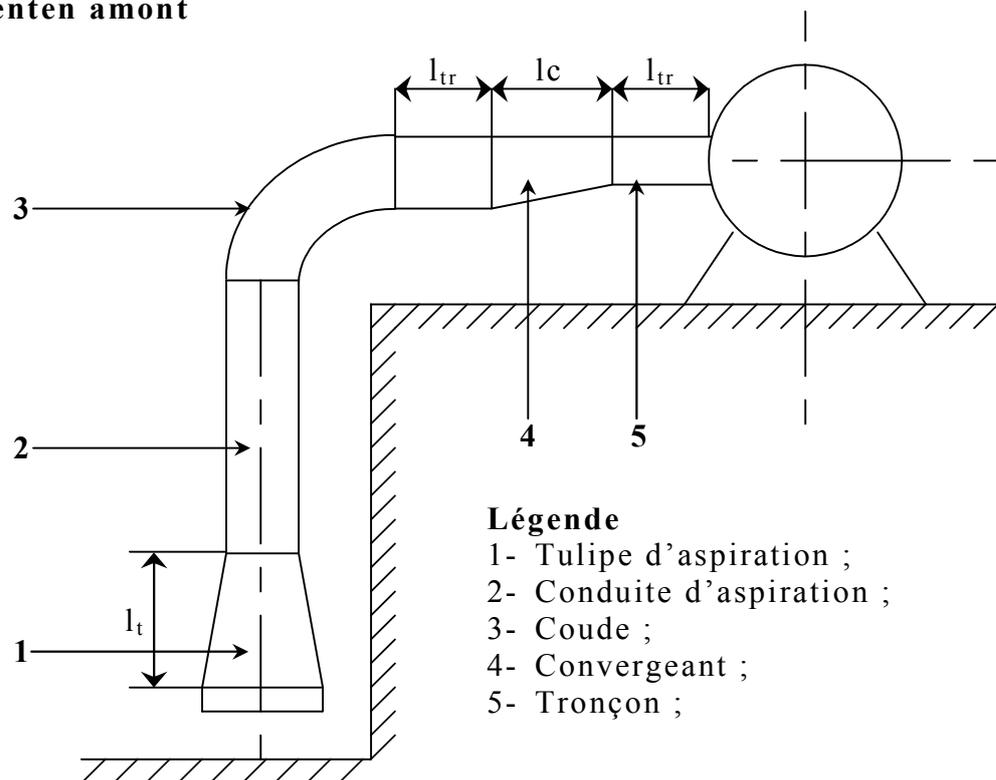


Figure V.7: Schéma des équipements en amont de la pompe

$$* l_c = (3,5 - 4)(D_a - d_a)$$

$$D_a = 350 \text{ mm}$$

$$d_a = 300 \text{ mm pour } D_a < 500 \text{ mm}$$

Prenons $l_c = 4 (D_a - d_a)$ on aura :

$$l_c = 4 (200 - 125) = 300 \text{ mm}$$

* $l_{tr} \geq 2 Da$ prenons $l_{tr} = 2.Da$ on aura :

$$l_{tr} = 2.200 = 400 \text{ mm}$$

* $De = (1,2 - 1,5) Da$ prenons $De = 1,2.Da$ on aura :

$$De = 1,2.200 = 250 \text{ mm}$$

Vérification de la vitesse :

Sachant que la vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier les fourchettes suivantes :

- $Va = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $Da \leq 250 \text{ mm}$
- $Va = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$
- $Va = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $Da > 800 \text{ mm}$

Dans nos suppositions on a :

$$V = \frac{4Q}{\pi.Da^2} = \frac{4.0,041}{\pi.0,20^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

La fourchette n'est pas vérifiée donc il faut prendre $Da = 250 \text{ mm}$ pour avoir une vitesse qui est égale à :

$$V = \frac{4Q}{\pi.Da^2} = \frac{4.0,041}{\pi.0,25^2} = 0,83 \text{ m/s}$$

Et pour cette Vitesse et ce diamètre d'aspiration on a d'autre part :

* $l_c = (3,5 - 4)(Da - da)$

$$Da = 250 \text{ mm}$$

$$da = 125 \text{ mm}$$

Prenons $l_c = 4 (Da - da)$ on aura :

$$l_c = 4 (250 - 125) = 700 \text{ mm} = 0,7 \text{ m}$$

* $l_{tr} \geq 2 Da$ prenons $l_{tr} = 2.Da$ on aura :

$$l_{tr} = 2.250 = 500 \text{ mm} = 0,5 \text{ m}$$

* $De = (1,2 - 1,5) Da$ prenons $De = 1,2.Da$ on aura :

$$De = 1,2.250 = 300 \text{ mm} = 0,3 \text{ m}$$

$$l_c = 0,7 \text{ m} ; l_{tr} = 0,5 \text{ m} ; De = 0,3 \text{ m}$$

V.7.2. Equipement en aval

La même chose avec l'amont :

$$l_{tr} \geq 2Dr$$

$$l_d = (3,5 - 4)(Dr - dr)$$

$$Dr = 200 \text{ mm}$$

Vérification de la vitesse :

$$V = \frac{4Q}{\pi.Da^2} = \frac{4.0,041}{\pi.0,200^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

Donc on prend $Dr = 200 \text{ mm}$.

D'où :

$$l_{tr} = 2.200 = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$$

$$dr = 100 \text{ mm}$$

$$l_d = 4. (Dr - dr) = 4. (200 - 100) = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$$

$$l_{tr} = 0,5m ; d_r = 0,1 m ; l_d = 0,5 m$$

V.8. Choix du moteur électrique

V.8.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l’arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d’alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l’investissement.

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.8.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 2900 \text{ tr/min.}$

V.8.3. Puissance fournie par le moteur

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

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

Où : P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

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 : $\eta_m = 92 \%$.

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

Tableau V.8: Coefficient de correction en fonction de la puissance

$P_{abs} \text{ (Kw)}$	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

A- Refoulement : SP 1 - SP 2

a) Puissance du moteur

- Le rendement est : 76,6 %.
- La hauteur manométrique totale est : 171 m.
- Le débit d’une pompe est : $41 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 90,5 Kw $\Rightarrow K = 1,11$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 41 * 10^{-3} * 171 * 1,11}{0,766 * 0,93 * 0,92} \Rightarrow P_m = 116,48 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par logiciel de constructeur CAPRARI et elles sont comme suit :

➤ Fréquence	50HZ
➤ Tension nominale	400V
➤ Vitesse nominale	2950 tr/min
➤ Nombre de pôles	2
➤ Puissance nominale P2	120 Kw
➤ Type de moteur	3~
➤ Classe d'isolation	F
➤ Degré de protection	IP 55
➤ Courant nominal	-A

B- Refoulement : SR N°2 – SR N°3**a) Puissance du moteur**

- Le rendement est : 77,1 %.
- La hauteur manométrique totale est : 195,5 m.
- Le débit d'une pompe est : $41 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 104 Kw $\Rightarrow K = 1,07$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 \cdot 41 \cdot 10^{-3} \cdot 195,5 \cdot 1,07}{0,771 \cdot 0,93 \cdot 0,92} \Rightarrow P_m = 127,54 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par logiciel de constructeur CAPRARI et elles sont comme suit :

➤ Fréquence	50HZ
➤ Tension nominale	400V
➤ Vitesse nominale	2950 tr/min
➤ Nombre de pôles	2
➤ Puissance nominale P2	130 Kw
➤ Type de moteur	3~
➤ Classe d'isolation	F
➤ Degré de protection	IP 55
➤ Courant nominal	-A

C- Refoulement : SR N°3 –Réservoir Cap de Fer**a) Puissance du moteur**

- Le rendement après réglage est : 75 %.
- La hauteur manométrique totale est : 167 m.
- Le débit d'une pompe est : $41 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 91 Kw $\Rightarrow K = 1,1$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 41 * 10^{-3} * 167 * 1,1}{0,75 * 0,93 * 0,92} \Rightarrow P_m = 115,14 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par logiciel de constructeur CAPRARI et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 120 Kw
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55
- Courant nominal -A

V.9. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompages résultants de ces conditions, d'où on a :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bache sèche ;
3. Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

Tableau V.9 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m3/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)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a donc un bâtiment de type surface

V.9.1. Partie souterraine

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être places sous le pont roulant.

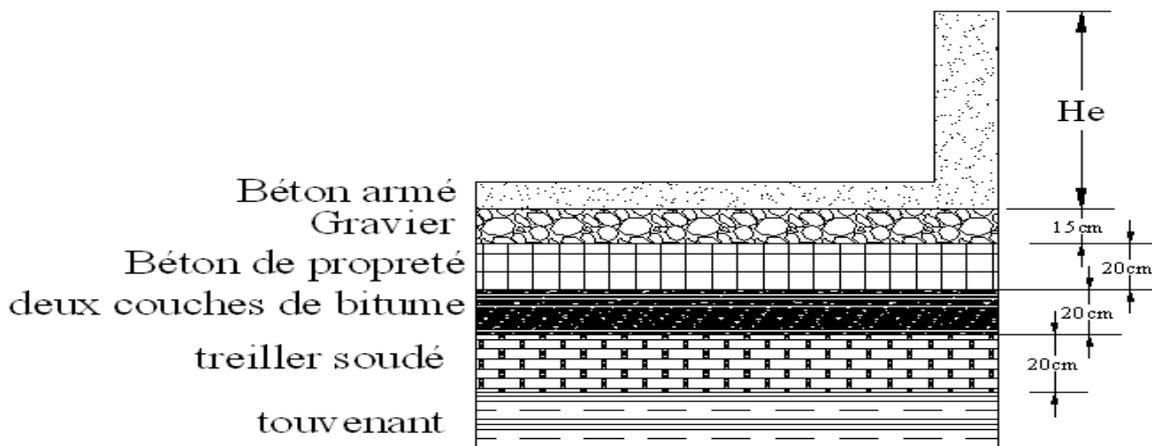


Figure V.9 : Schéma représentatif de la partie souterraine

V.9.2. Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plateforme 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 (Hb: 3,5 m; 4,2 m; 4,8 m; 5,4 m; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).

- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plateforme 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 des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 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.10. Dimensionnement des bâtiments des stations

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont à peu près les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égales.

V.10.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (V.22)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (V.23)$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = 745\text{mm}$ (voir figure V.6.a) ;

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

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

A.N : $H_5 = 0,745 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,545$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2$ m ;

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

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

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

A.N : $H_b = 1,425 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,345\text{m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5$ m.**

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **6,5 m.**

V.10.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \quad (V.24)$$

n: nombre de pompes, $n = 2$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

soit: $L = 2,115$ m.

$L = 2 * 2,115 \Rightarrow L = 4,23$ m.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines

On prend : $L_{int} = 3$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 5$ m.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ;

On prend : $L_r = 2$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4$ m ;

A.N : $L_b = 0,77*2 + 3 + 5 + 3,02 \Rightarrow L_b = 13$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **13 m**.

V.10.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \quad (V.25)$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2$ m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3$ m ;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (V.26)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2,115$ m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

A.N : $l_{tr} = 2*200 \Rightarrow l_{tr} = 0,5$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,5$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 0,7$ m ;

A.N: $l_3 + l_4 = 2,115 + 0,5 + 0,7 + 1 \Rightarrow l_3 + l_4 = 3,3$ m

A.N: $l_b = 0,3 + 1,35 + 3,3 + 2*0,2 \Rightarrow l_b = 5,35$ m

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **6 m**.

V.10.4. Dimensions des portes

✓ porte principale : **3,03*1,1**

✓ porte secondaire : **2,5*1**

V.10.5. Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_f = 0,125 * 13 * 5,35 \Rightarrow \sum S_f = 10,41 \text{ m}^2$$

$$\text{Le nombre de fenêtres sera : } n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (V.27)$$

n : nombre de fenetres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

$$n = \frac{10,41}{1,5 * 3} \Rightarrow n = 3 \text{ fenêtres}$$

Le plan d'architecture du bâtiment des stations de pompage figure sur la planche N°05.

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

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
13	5,35	6,5	0,2	1,5*3	2,5*1	3,03*1,1

Conclusion

A la fin de ce chapitre on peut conclure les points suivants :

- ✓ Le calage des pompes est un point très important pour protéger la pompe et assurer son fonctionnement pour une longue durée c'est-à-dire augmenter la durée de vie de la pompe.
- ✓ Le contrôle et l'entretien fréquents des installations de la station de pompage et des ouvrages secondaires (les vannes, réservoir d'air, les manomètres,... ect) sont très important pour avoir une gestion aisée de pompage.

Chapitre VI :

Protection des conduites

Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

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

VI.1. Protection des conduites contre la corrosion**VI.1.1. Définition**

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

VI.1.2. Corrosion externe

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaisons avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.1.3. Corrosion interne des canalisations

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent

alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.



Figure VI.1.a: Corrosion interne

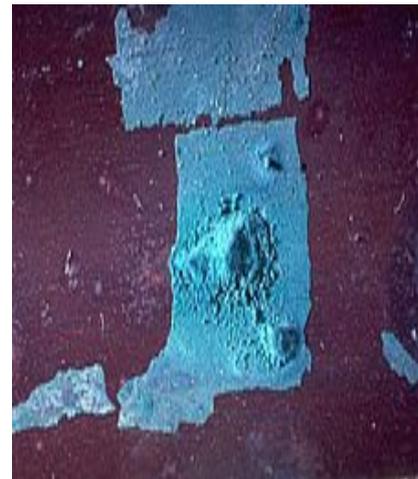


Figure VI.1.b: Corrosion externe

VI.1.4. Corrosion par formation de pile

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut être comparée à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents, ou l'un des deux se trouve protégé (cathode) et l'autre est attaqué (anode).

Le sol constitue, de par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. L'oxygène y joue un rôle important. Ces différences de concentration en gaz dissous dans le sol, ajoutées à des différences de concentration de sel, peuvent aboutir, en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de piles de concentration dont la conduite en fer représente le

circuit extérieur. Il naît alors un courant galvanique avec toutes les conséquences pouvant en résulter pour les zones anodiques qui se trouveront attaquées. C'est l'attaque dite par formation de pile géologique. C'est ainsi qu'il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

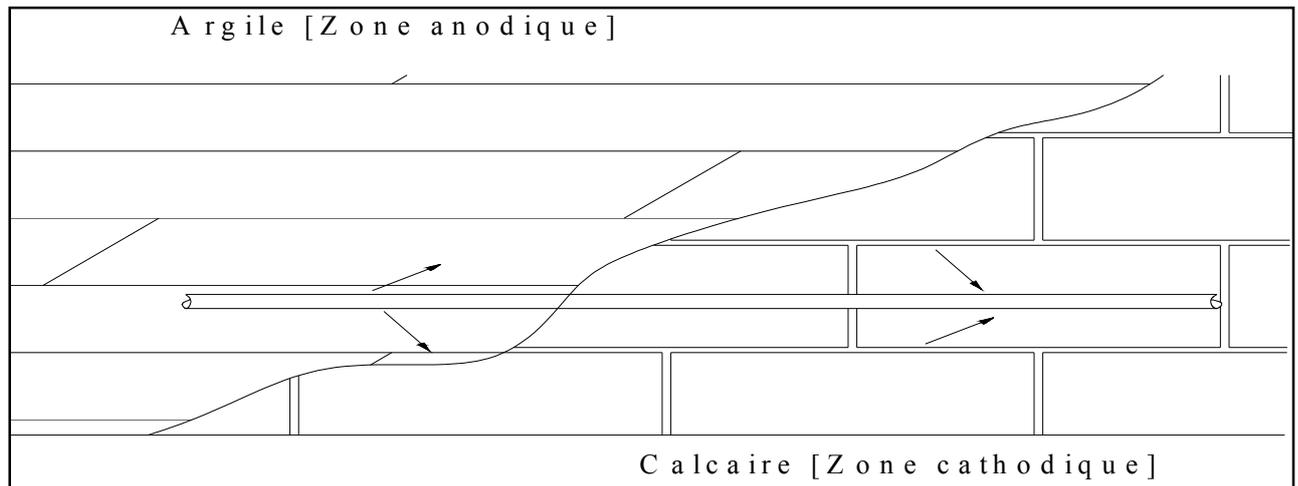


Figure VI.1.c: Corrosion par formation de pile

VI.1.5. Facteurs de la corrosion

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- Certains éléments transportés par l'eau, qui ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH d'eau qui dépend de la teneur en gaz dissous tel que le CO₂ et H₂S a une influence sur la corrosion.
- La variation des températures entraîne de la corrosion, sachant que pour une variation de 30°, le taux de corrosion est multiplié deux fois, jusqu'à trois.
- Le type de métal, sachant que l'acier favorise la corrosion.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'entoure (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolytique, il y aura formation de piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

VI.1.6. Moyens de lutte contre la corrosion [6]

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie du objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

VI.1.6.1. Protection par revêtement

Les revêtements externes des conduites comportent toute une partie des éléments suivants :

- Une couche primaire
- Une ou plusieurs couches protectrices anticorrosives
- Une couche de protection mécanique complémentaire si nécessaire.

Les divers éléments type de revêtements utilisables sont les suivant :

- Liants hydrocarbonés
 - Bitume de pétrole
- Thermoplastique (polyéthylène- polypropylène)
- Bicouches
- Tri couches
- Bandes adhésives

VI.1.6.2. Protection cathodique [7]

Dans les conditions de corrosion humide, il est rarement possible d'utiliser des revêtements avec des métaux nobles qui ne se corrodent pas, pour des raisons économiques. Le problème est donc de combattre la corrosion intrinsèque des métaux et alliages que l'on utilise. Il existe certaines méthodes contre la corrosion humide établies à partir des principes électrochimiques. D'autres méthodes consistent à isoler le métal de son environnement ou à utiliser des additifs chimiques en traitement de surface tels que les inhibiteurs de corrosion ou les bactéricides. Le succès de celles-ci dépend de la résistance chimique ou électrochimique des isolants et des additifs chimiques. Dans certaines situations il est parfois possible de rendre le milieu moins corrosif en agissant sur certains paramètres physico-chimiques tels que la température, le pH (alcalinisation), le dégazage. Le choix de la méthode de protection

n'étant pas aisé du fait qu'aucune méthode n'est universellement applicable, le choix se fait d'une part selon le milieu environnant, d'autre part, selon les considérations économiques. Ces dernières n'incluent pas seulement le coût initial de mise en œuvre, mais aussi le coût de la maintenance telle que le remplacement des parties corrodées et dans certains cas le renouvellement de la protection. Donc on utilise dans notre projet la méthode (**protection cathodique par courant imposé**) parce qu'elle est utilisée industriellement est qui est généralement peu coûteuse et efficace sur une longue durée lorsque cette technique est maîtrisée et accompagnée d'une bonne connaissance des conditions environnantes. La corrosion des métaux au contact des milieux (eaux, sols, béton) est de nature électrochimique. Dans ces milieux, l'application de la technique de la protection cathodique a pour but de diminuer le potentiel de polarisation du métal à un niveau pour lequel la vitesse de corrosion du métal est réduite de façon significative.

a) Principe de protection par courant imposé

La protection par courant imposé (ou de soutirage) utilise une source d'énergie électrique en courant continu qui débite dans un circuit comprenant:

- Un déversoir (ou masse anodique), L'électrolyte (sol ou eau),
- La structure à protéger.

Le pôle positif de la source est relié au déversoir alors que le pôle négatif est relié à la structure à protéger.

Le courant venant du déversoir traverse l'électrolyte, puis entre dans la structure créant ainsi un abaissement de potentiel recherché correspondant à l'immunité du métal.

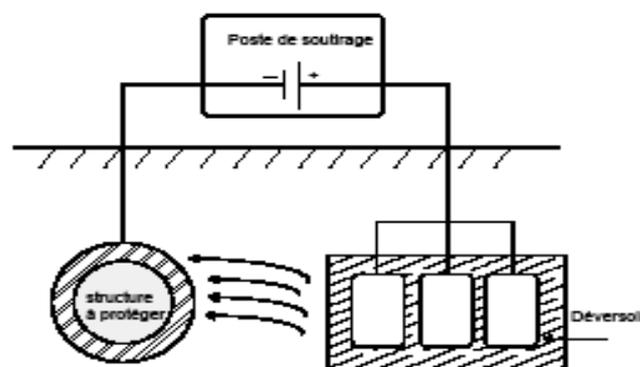


Figure VI.1.d : Principes de la protection cathodique à courant imposé

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.2.1. Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VI.2.2. Causes du coup de bélier [1]

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier [2]

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

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

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.2.4. Description des phénomènes physiques**a) État d'équilibre d'un système hydraulique**

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui

circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VI.2.5. Analyse physique du phénomène

1- Première phase

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

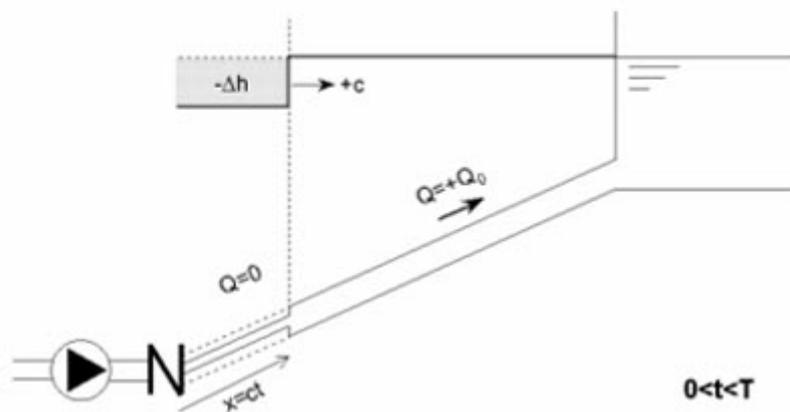


Figure VI.2.a: Première phase du coup de bélier

2- Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

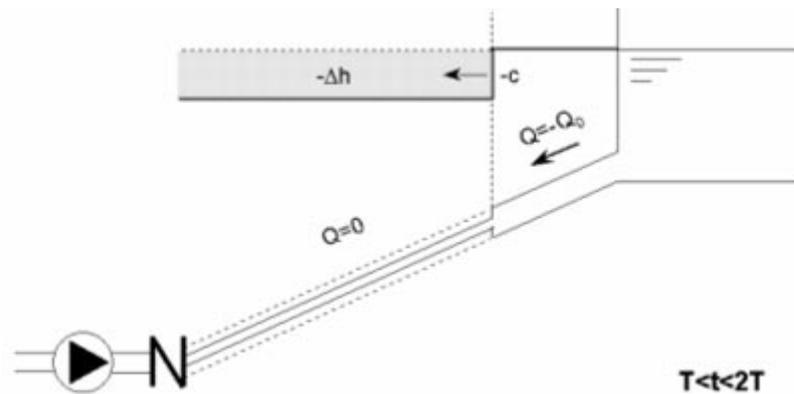


Figure VI.2.b: Deuxième phase du coup de bélier

3- Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

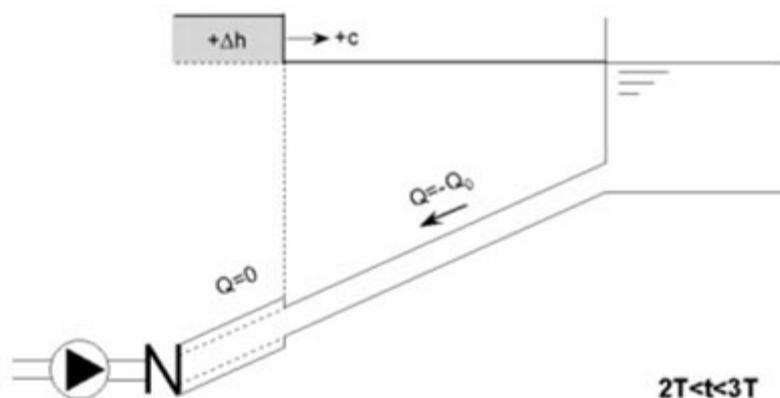


Figure VI.2.c: Troisième phase du coup de bélier

4- Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

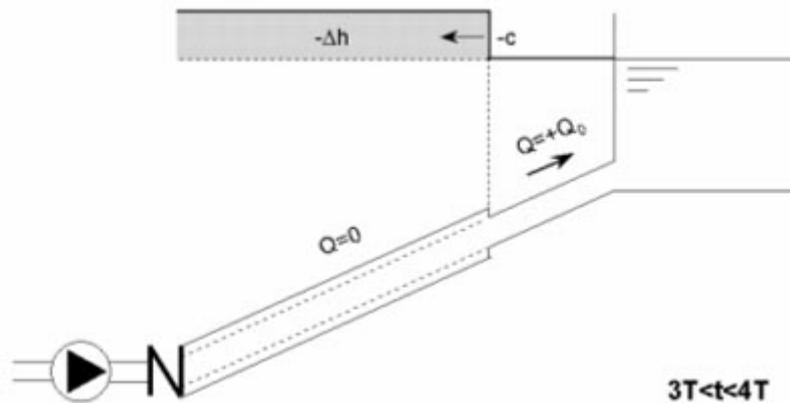


Figure VI.2.d: Quatrième phase du coup de bélier

VI.2.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [5]

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

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

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

VI.2.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

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

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

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

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

Remarque :

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

VI.2.8. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de VIBERT**

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

✓ **Méthode de BERGERON**

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

✓ **Méthode de SALAH. B**

La méthode de **SALAH. B** est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de **SALAH B** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

VI.2.8.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B [4]

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**SALAH. B**) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.2})$$

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 ; $E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte).

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,005$ (voir annexe VI.1)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

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

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI.2})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application

✓ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.2.a: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Fonte	200	0.0314	1.29	2604,7	136,5
SP 2	Fonte	200	0.0314	1.29	3282,27	152,35
SP 3	Fonte	200	0.0314	1.29	4442,89	108,63

✓ **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.2.b: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2.07	1000	0.1	0.3	0.33	2	1	0.005	1098,74
SP 2	2.07	1000	0.1	0.3	0.33	2	1	0.005	1098,74
SP 3	2.07	1000	0.1	0.3	0.33	2	1	0.005	1098,74

✓ **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

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

Tableau VI.2.c: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	G (m/s ²)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
SP 1	146,5	290,98	1.29	9.81	0.08481	0.00057	0.0032	0.57	0,26	0,456	500
SP 2	162,35	306,83	1.29	9.81	0.08481	0.00052	0.003	0.58	0,31	0,534	750
SP 3	118,63	263,11	1.29	9.81	0.08481	0.00071	0.004	0.55	0,56	1,001	1000

VI.2.9. Installation 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.

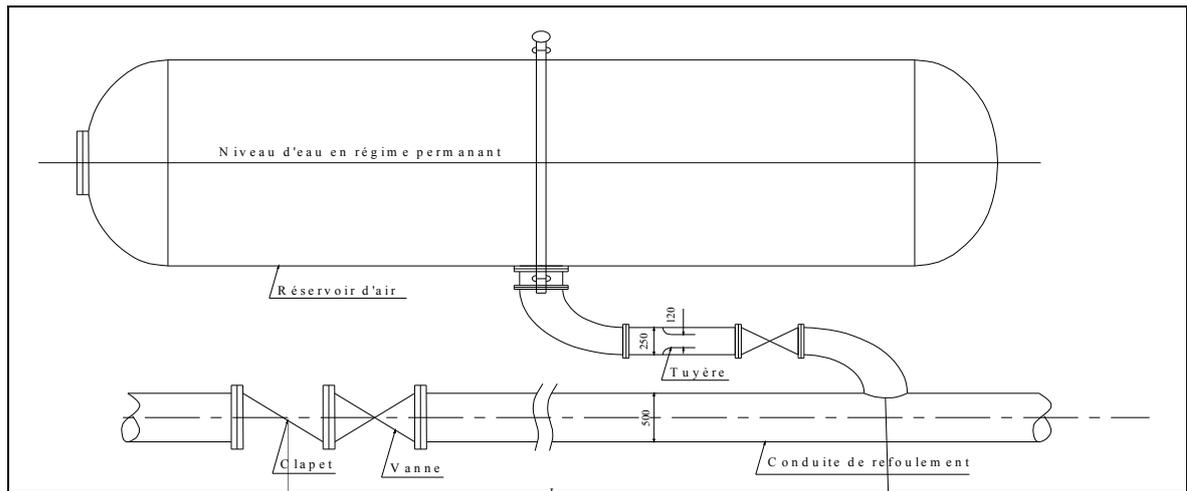


Figure VI.2.e: Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire : tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.

Chapitre VII :

Pose de canalisation et des accessoires

Introduction

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

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 canalisations**

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

➤ Aménagement du lit de pose

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

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

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

➤ La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

➤ Assemblage des conduites

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

➤ Construction 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 ;

➤ Remblai des tranchées

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.1.2. Pose de canalisation en pente

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, on retiendra qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

- 20 % pour une conduite aérienne,
- 25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile peut être faite de deux façons :

- en réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau,
- en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

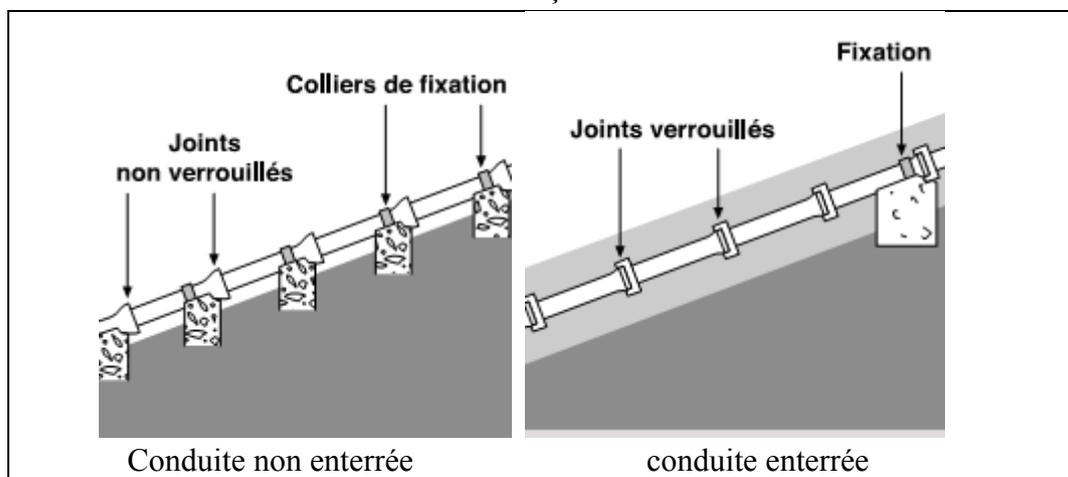


Figure VII.1.a : Pose de canalisation en pente

VII.1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VII.1.b).



Figure VII.1.b: Pose de conduite dans un terrain ordinaire

VII.1.4. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des

tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VII.1.c).

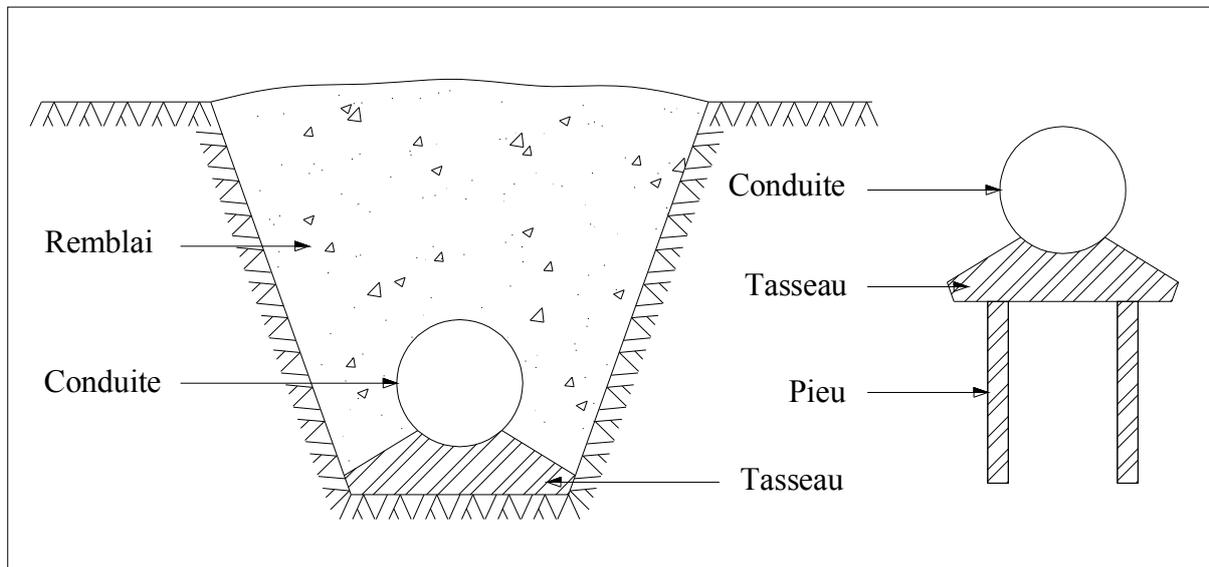


Figure VII.1.c: Pose de conduites dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

VII.1.5. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieure et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VII.1.d).

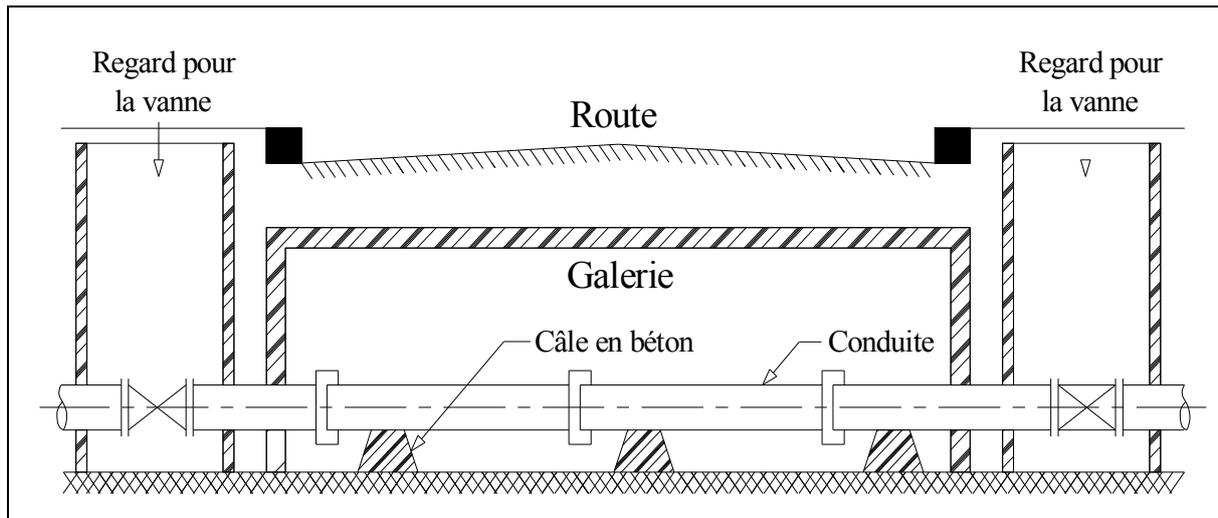


Figure VII.1.d : Pose de canalisation en galerie

VII.1.6. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

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

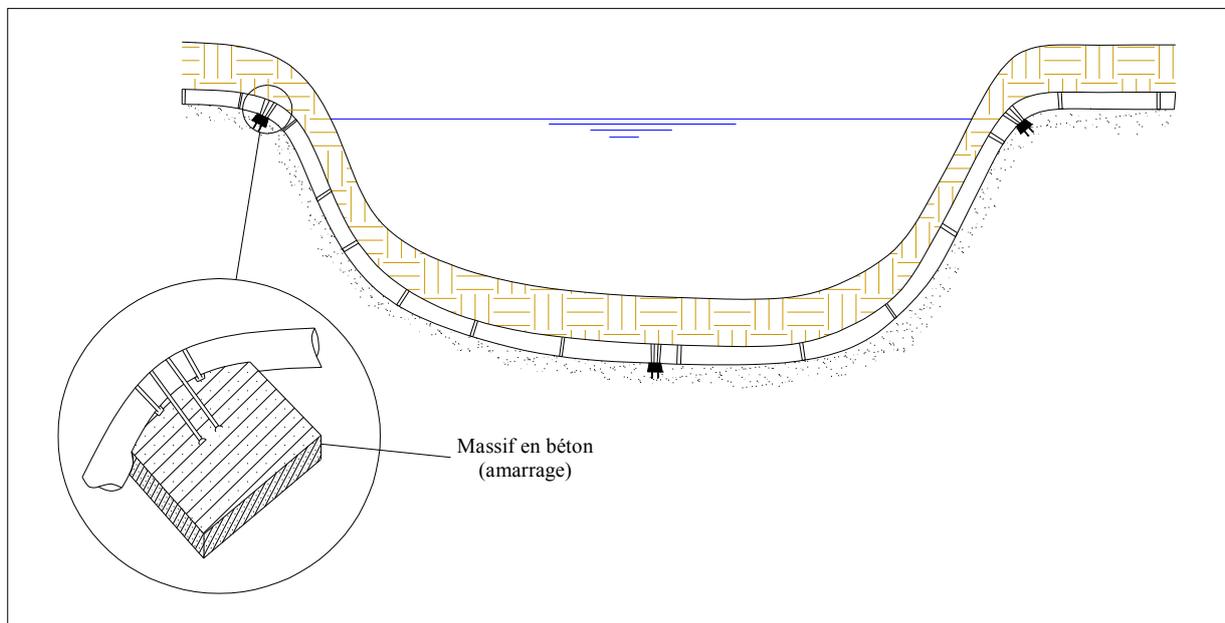


Figure VII.1.e: Traversée d'une rivière

VII.2. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

VII.2.1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a) Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

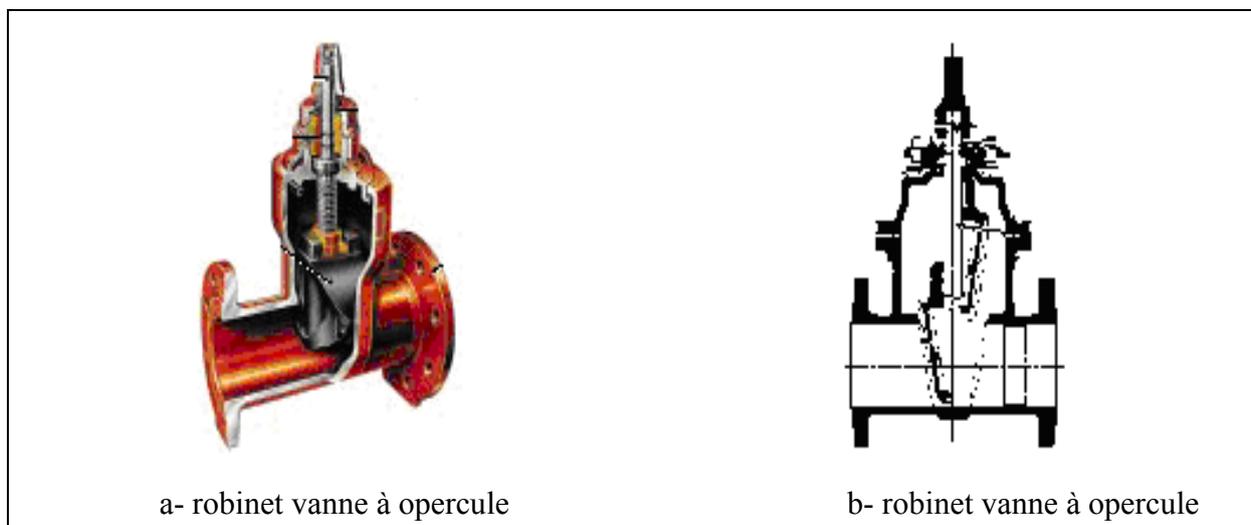
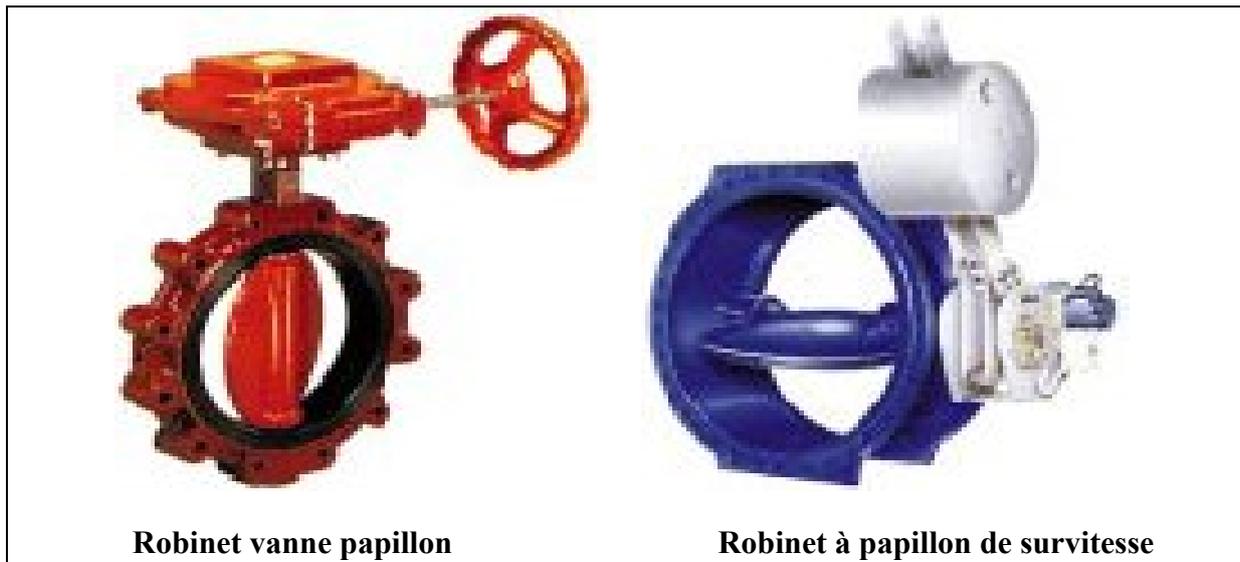


Figure VII.2.a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Robinet vanne papillon

Robinet à papillon de survitesse

Figure VII.2.b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

VII.2.2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

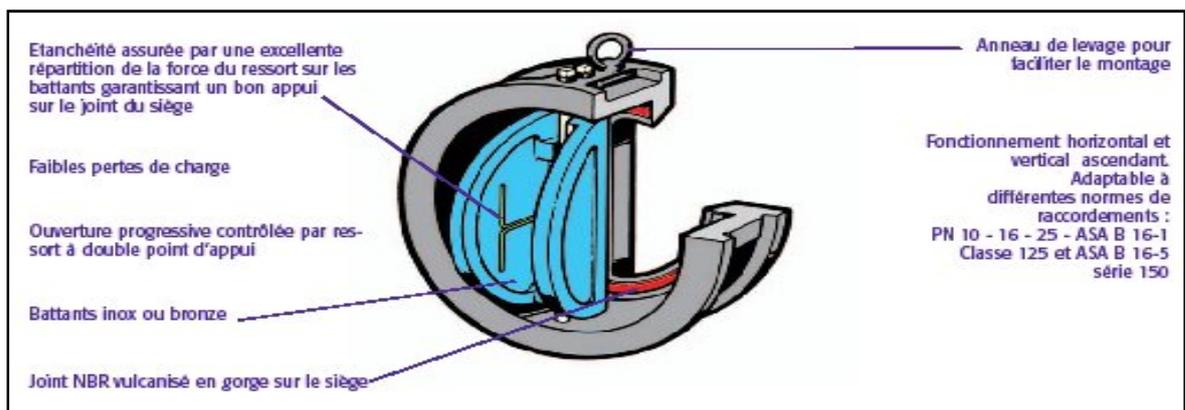


Figure VII.2.c: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

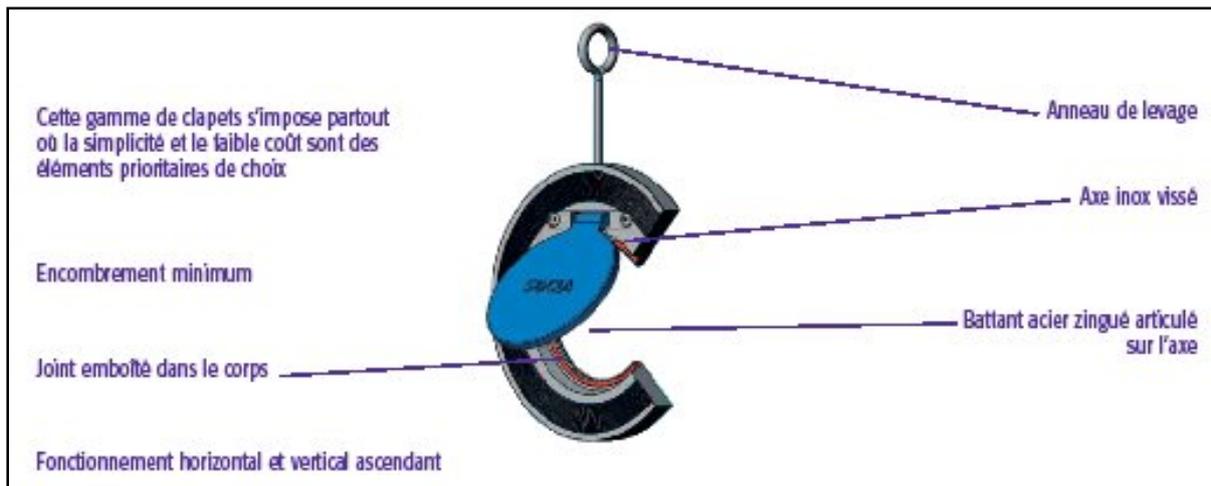


Figure VII.2.d: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

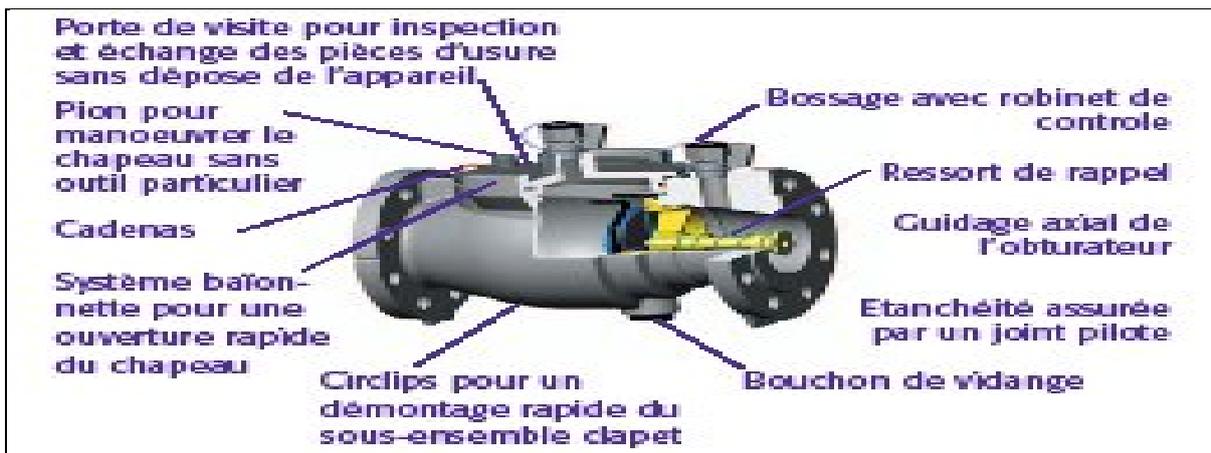
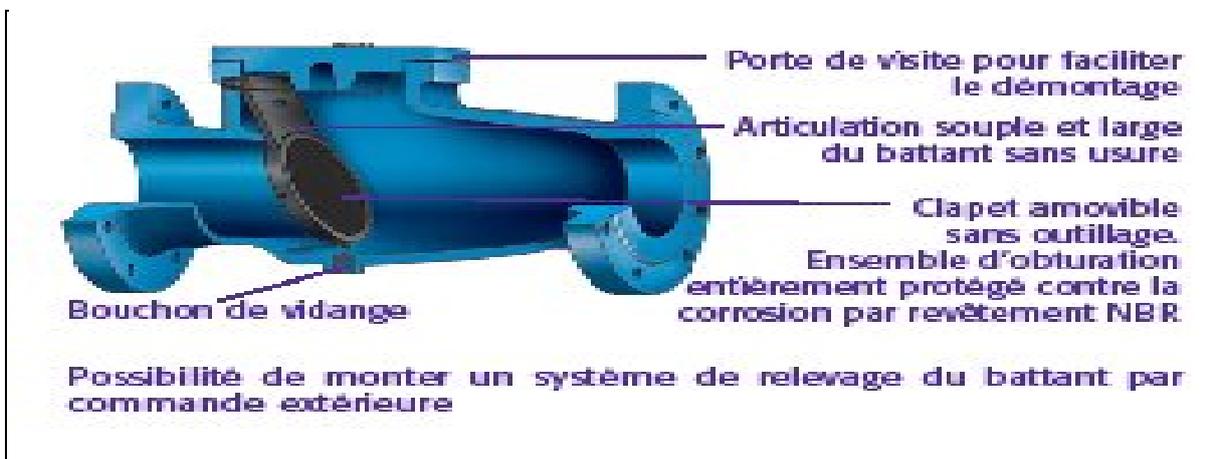


Figure VII.2.e: Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VII.2.3. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure VII.2.f).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

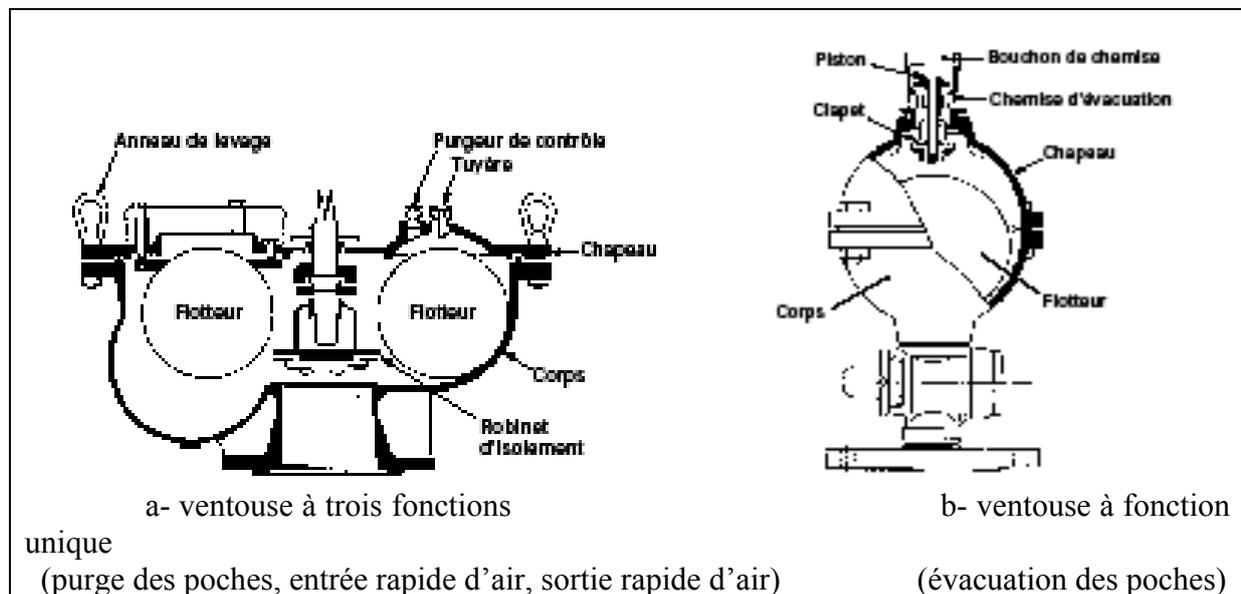


Figure VII.2.f : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

VII.2.4. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII.2.5. Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) **Cheminée d'équilibre** : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

c) **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

d) **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VII.2.g).

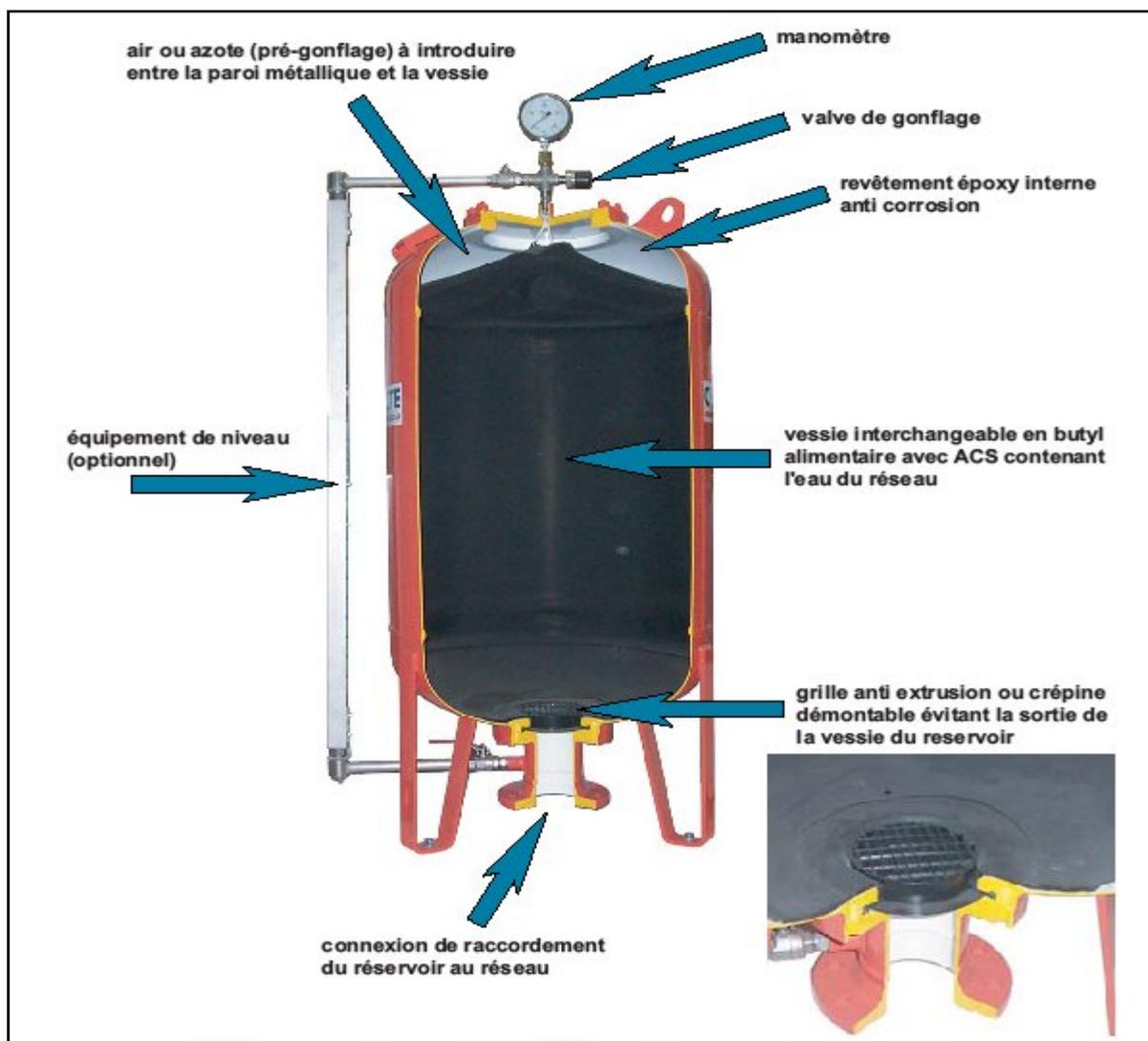


Figure VII.2.g : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

VII.2.6. By-pass

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manoeuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VII.2.7. Poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites de réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 100m à 200m

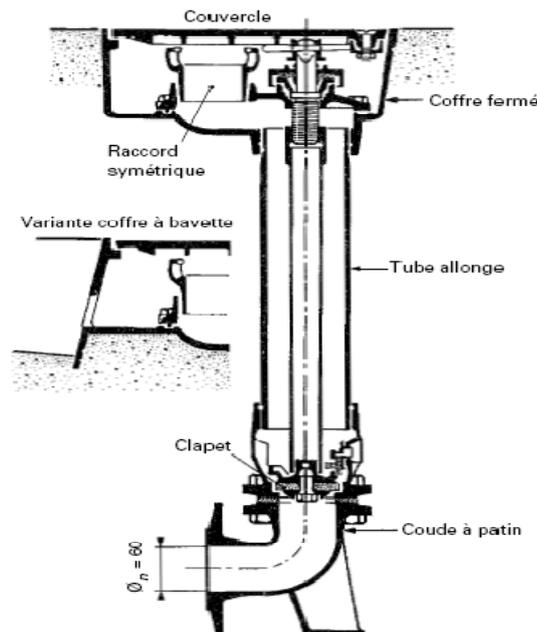


Figure VII.2.h: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson)

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

VII.2.8. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VII.2.9. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (figure VII.2.i).

- ✓ le joint à emboîtement à soudure;
- ✓ le joint automatique;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

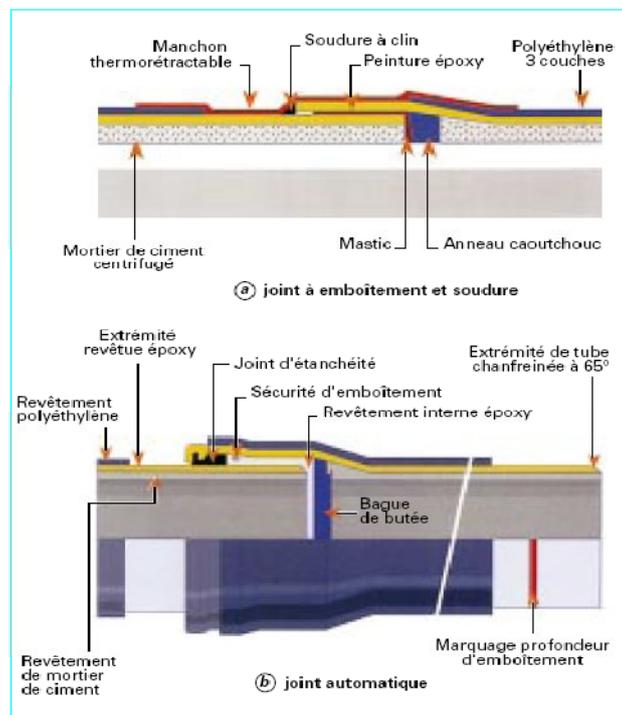


Figure VII.2.i: Joints les plus couramment utilisés

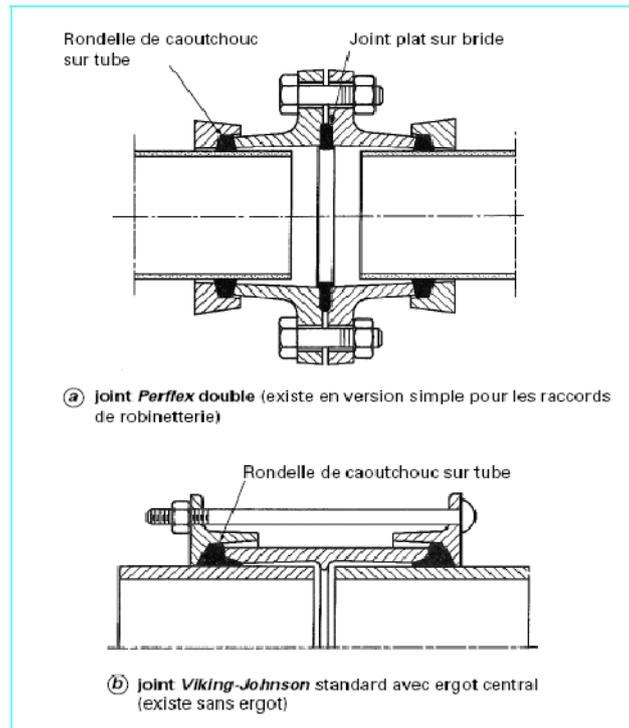


Figure VII.2.j: joints pour canalisations en acier (D’après document Pont-à-Mousson)

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure VII.2.k).



Figure VII.2.k: Déviation angulaire

VII.3. Organes de mesure

a) Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VII.3.a). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

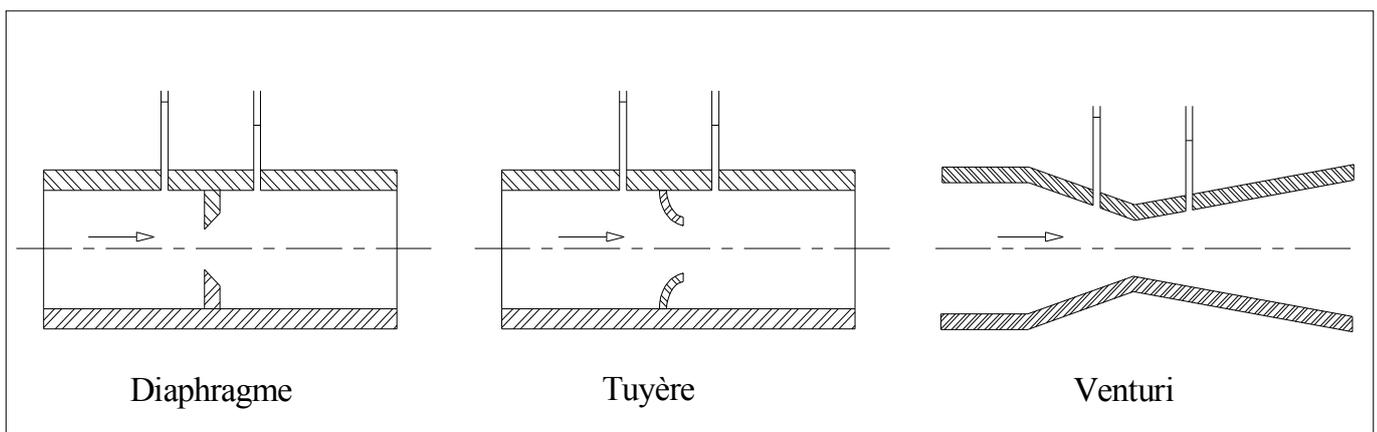


Figure VII.3.a : Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- *manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VII.3.b).

- *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.3.b: Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où les quatre installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

VII.4. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VII.4.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ (22°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

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 brides.

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.

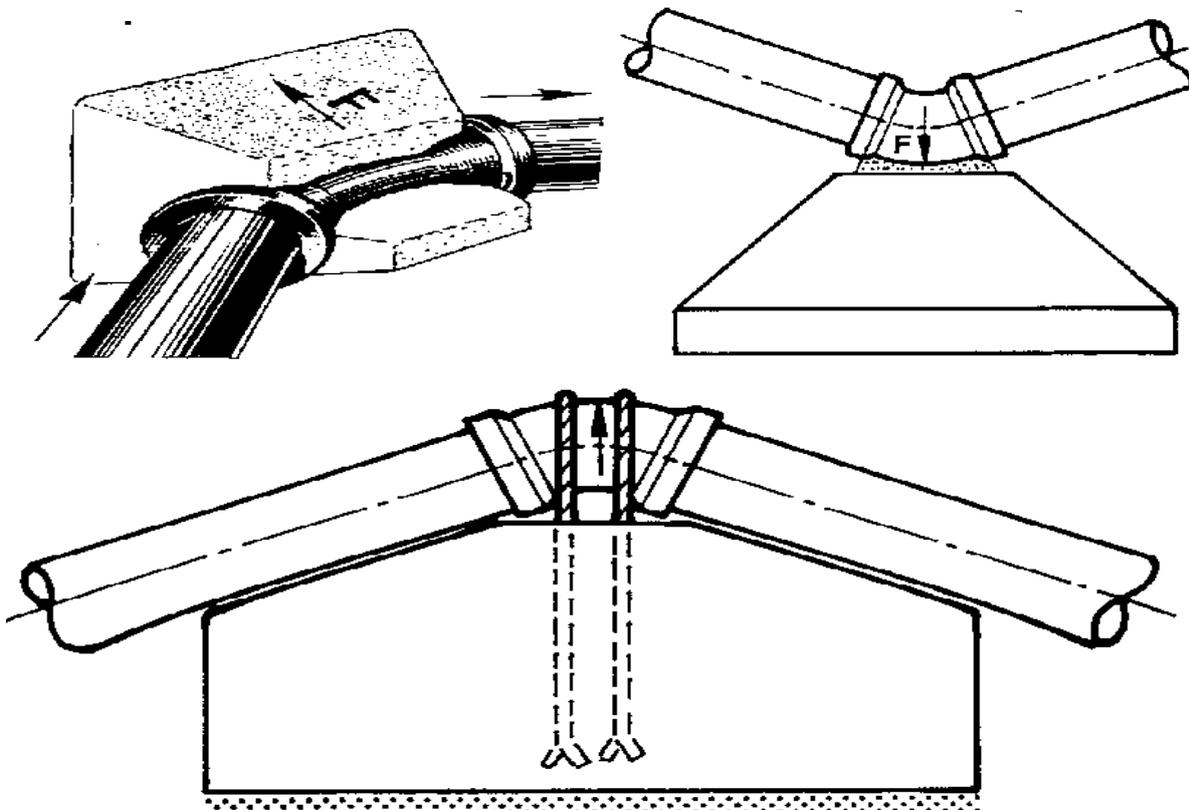


Figure VII.4.a : Emplacement des coudes

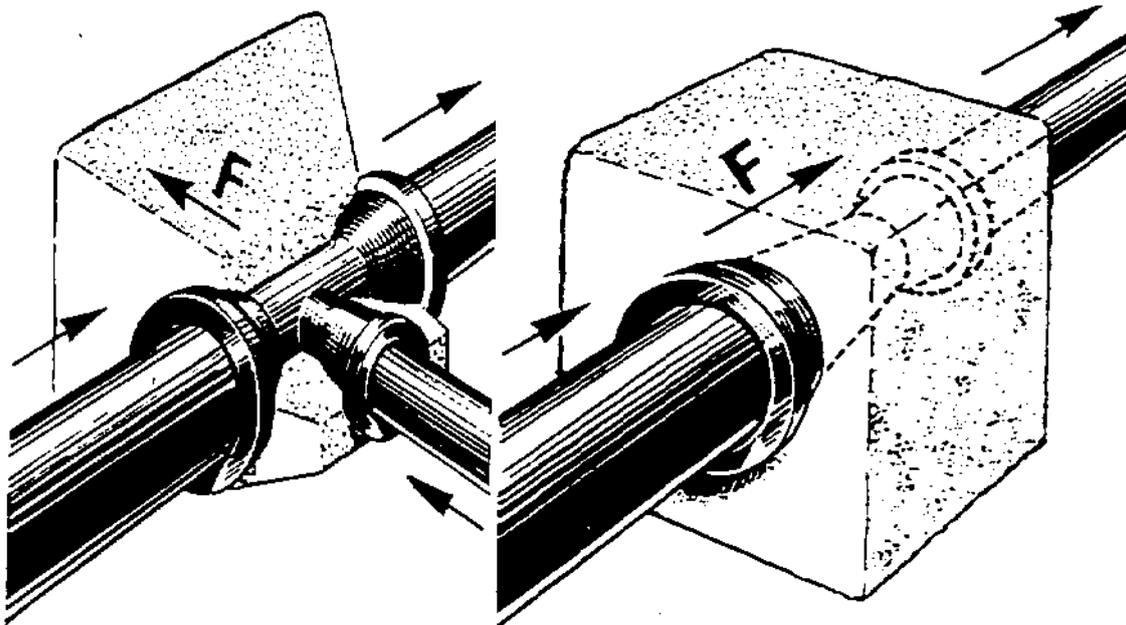


Figure VII.4.b : Emplacement des Tés et des Cônes

Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utiliser seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable. Les différentes installations comme les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour acheminer l'eau du réservoir El Marsa vers la zone d'étude ont été dimensionnées.

Le calcul des besoins en eau potable nous a permis de vérifier que la ressource est suffisante.

Les ouvrages de stockages ont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et ce la sur le long de notre d'adduction principale et secondaire, on a projeté un réservoir neuf, et il est sur sol.

La grande différence d'altitude qui est de 389.48 m entre le réservoir El Marsa et le réservoir Cap de Fer a exigé l'implantation de trois stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité. Le réseau d'adduction est composé de conduite en fonte pour le refoulement, de conduite en PEHD pour la partie gravitaire.

La protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent sur venir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [4] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année ENSH 1993, p.11, 13, 15, 17, 26, 27, 28, 29, 35, 36, 37, 72, 78, 78a, 140.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [6] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997, p.181.
- [7] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987 p.177.
- [9] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

Catalogues

- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [12] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [13] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».

NOMENCLATURE

Nomenclature

- Dot: dotation moyenne en (l/j/hab)
N: nombre d'habitant
 $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j)
 $K_{\text{max},j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum
 $K_{\text{min},j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum
 V_r : capacité résiduelle (m^3)
 a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)
 Q_j : La consommation maximale journalière (m^3/j)
 V_T : capacité totale du réservoir (m^3)
 V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3
 V_r : capacité résiduelle (m^3)
 a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)
 V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3)
 S : section du réservoir (m^2)
 D : diamètre de la cuve (m);
 h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6 \text{ m}$
 H : hauteur totale du réservoir (m)
 R : revanche (m)
 S : La section de la cuve (m^2)
 h_{inc} : La hauteur de la réserve d'incendie (m)
 ΔH_t : Perte de charge totale (m)
 K' : Coefficient de perte de charge
 L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)
 L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)
 L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)
 ΔH_t : Perte de charge totale (m)
 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
 A : Frais d'amortissement (DA)
 i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$
 n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30 \text{ ans}$
 $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m)
 g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)
 L : longueur géométrique de la conduite (m)
 λ : Coefficient de frottement
 Re : Nombre de Reynolds

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)
 D : diamètre de la conduite (m)
 ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s)
 ε : Rugosité absolue de la conduite ; $\varepsilon = 0,1\text{mm}$
 P : puissance absorbée par la pompe (Kw)
 H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m)
 η : rendement de la station de pompage (70 %)
 E : énergie consommée pendant une année (Kwh)
 t : temps de pompage par jour (h)
 K : Dépenses annuelles d'énergie (DA)
 H_g : hauteur géométrique (m)
 Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)
 Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m)
 L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)
 D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)
 $\eta_{inst_{ap,van}}$: 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 (m)
 Q_{app} : débit demandé ou débit appelé
 H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m)
 Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe
 \emptyset : diamètre extérieur de la roue avant le rognage
 d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm)
 R : rendement de rognage (%)
 m : coefficient de rognage
 t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)
 t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)
 Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h)
 N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn)
 N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn)
 C : célérité d'onde (m/s)
 e : épaisseur de la conduite (mm)

ANNEXE

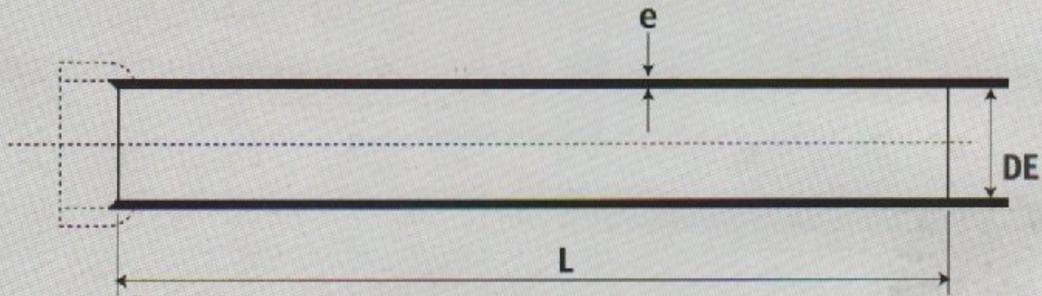
Annexe II: Variation horaire de la consommation totale en fonction du nombre des habitants

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

(Polycopie de M. SALAH .B)

Annexe VI.1: Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

•• (Tuyaux fonte ductile - AEP (EN 545
ISO 2531



DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Épaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.

Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12.

L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule : $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.

Annexe VI.2: calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VEBERT)

