

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de la commune d'Arris (w. Batna).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0022-12

APA Citation (توثيق APA):

Flici, Karima (2012). Etude d'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de la commune d'Arris (w. Batna)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

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 :

**ETUDE D'ADDUCTION A PARTIR D'UN PIQUAGE
POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
COMMUNE D'ARRIS (W. BATNA)**

Présenté par :

M^{elle}: FLICI KARIMA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^rO.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^rY.DERNOUNI	MA.A	Examineur
M^{me}L. TAFAT	MA.A	Examinatrice
M^rR. KERID	MA.B	Examineur
M^r M. BELALI	MA.B	Examineur
M^{me} F. DERNOUNI	MA.A	Promotrice

Septembre 2012

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, aimé 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 :

Ma très chère mère HOURIA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

Mon père SAÏD qui m'a soutenu et a su me donner courage à chaque instant.

La mémoire de ma grand-mère et mon grand père.

Tous mes frères et mes sœurs, mes neveux et mes nièces sans exception.

Ma meilleure amie HËDJILA à qui je dois beaucoup, NESRINE, ZAHRA, ZINEB...

Mes beaux-frères DJAMEL, HAMID, RABAH et AHMED.

Tous (tes) mes collègues.

En un mot, à tous ceux qui me sont chers.

FLICI Karima

Remerciement

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

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à sa juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice Mme 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.

J'adresse aussi mes remerciements à : Mr SALAH, Mr AMMARI, Mr DERNOUNI, Mme BEHBOUH et Mr AGOUNE.

Il est particulièrement agréable de témoigner ma reconnaissance à toute l'équipe de l'ANBT d'Alger et de Batna pour leurs aides et particulièrement Mr ABAS, Mr BOUCHAIR, Mr LALAOUI, Mlle CHAHRA, AICHA et SECOURA.

Toute la 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.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants dès la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Mon dernier remerciement, mais non le moindre s'adressent à toutes mes amis de la promotion 2012, pour avoir eu beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : ADLEN, JUBA AMAZIGH, LYES, DJEMAA, KARIMA, DYHIA, ASMA, RAHMA, SABAH, AMOURA, KHEIRA, SAMIRA, SOUAD, FATIMA, SOUMIA, ROKAYA et les autres.

Grands mercis à vous tous.

FLICI Karima

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة لشبكة الربط هو التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة أريس، انطلاقا من قناة تحويل مياه سد كودية مدور نحو باتنة .

بعد تقديم المنطقة و تقدير حاجياتها من الماء، نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه، من الناحية التقنية و الاقتصادية. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه.

ترفع المياه بواسطة محطات الضخ في أنابيب الضخ، لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه. بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية ونختتمها بوضع القنوات والملحقات.

Résumé :

L'objectif de la présente étude d'adduction est l'approvisionnement en eau potable de la commune d'Arris à partir d'un piquage effectué sur la conduite du transfert des eaux du barrage de Koudiat Medouar vers Batna.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dont lesquelles devra être établie notre adduction mixte (refoulement-gravitaire) du point de vue technico-économique. Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

Dans les conduites 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 contre le phénomène transitoire dit : coup de bélier et on termine par la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires.

Abstract:

The aim of this dissertation of adduction is to supply drinking water to town of Arris starting from the control of the transfer of water of the stopping of Koudiat Medouar worm Banta. We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions that will have to be established our mixed adduction (repression-gravitary) from a technical and economic point of view. A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing stores.

In the repression pipes, waters are raised by pumping plants, and their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain. We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipe against the transitory phenomenon called : the water hammer. And we finish by the installation of drain and the site of the accessories.

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Introduction.....	3
I.1 Situation géographique de la zone d'étude	3
I.2 Situation géographique d'Arris :.....	4
I.3 Situation topographique	4
I.4 Situation géologique et sismicité :.....	4
I.5 Situation climatique :.....	5
I.6 Situation démographique:.....	7
I.7 Situation hydraulique :.....	7
Conclusion :.....	11

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	13
II.1 Evolution de la population :.....	13
II.2 Evolution des besoins en eau potable:.....	13
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière :.....	14
II.3.1 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040:.....	14
II.4 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :	15
II.5 Variations de la consommation horaire :.....	16
II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	18
II.7 Calcul de déficit de la consommation :.....	22
Conclusion :	22

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction.....	24
III.1 Définition et types d'adductions :.....	24
III.1.1 Adduction gravitaire :.....	24
III.1.2 Adduction par refoulement :.....	24
III.1.3 Adduction mixte :.....	24
III.2 Type d'écoulement :.....	24
III.2.1 Ecoulement à surface libre :.....	25
III.2.2 Ecoulement en charge :.....	25
III.3 Critères de choix de tracé :.....	25
III.4 Proposition des variantes :.....	25
III.5 Analyse et choix de la variante :.....	27
III.6 Choix du matériau des conduites :.....	27
III.6.1 Conduites en acier :.....	28
III.6.2 Conduites en fonte :.....	28
III.6.3 Conduites en PEHD :.....	28
III.6.4 Conduites en amiante ciment :.....	28
III.7 Comportement d'une adduction :.....	29
III.8 Calcul hydraulique :.....	31
III.8.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :.....	31
III.8.2 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :.....	44
Conclusion.....	50

Chapitre IV : Calcul des réservoirs

Introduction.....	52
IV.1 Fonctions des réservoirs :.....	52
IV.2 Classification des réservoirs :.....	53

IV.3 Emplacement des réservoirs :.....	54
IV.4 Équipement du réservoir :.....	55
IV.4.1 Conduite d'arrivée :.....	55
IV.4.2 Conduite de distribution ou de départ :.....	55
IV.4.3 Conduite de Trop-plein :.....	55
IV.4.4 Conduite de vidange :.....	56
IV.4.5 Conduite By-pass :.....	56
IV.4.6 Les joints d'étanchéité :.....	56
IV.4.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :.....	56
IV.5 Capacité des réservoirs:.....	57
IV.5.1 Méthode analytique :.....	57
IV.5.2 Méthode graphique :.....	58
IV.6 Dimensionnement des réservoirs:.....	58
IV.6.1 : Bâches de reprise pour différentes stations de pompage :.....	58
IV.6.2 Réservoir tampon :.....	61
IV.6.3 Réservoirs de stockage :.....	64
Conclusion.....	69

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction :.....	71
V.1 Définition :.....	71
V.2 Choix de variantes pour les stations de pompage :.....	71
V.3 Choix du type de pompe :.....	72
V.4 Couplage des pompes :.....	72
V.4.1 Couplage en parallèle:.....	72
V.4.2 Couplage en série :.....	72

V.5 Choix du nombre de pompes :.....	73
V.6 Courbes caractéristiques des pompes :.....	75
V.7 Point de fonctionnement des pompes	77
V.7.1 Courbes caractéristiques de la conduite :.....	77
V.8 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :.....	82
V.8.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :.....	82
V.8.2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :.....	84
V.8.3 Refoulement : SP1 – SP2.....	84
V.8.4 Refoulement : SP2 – SP3.....	86
V.8.5 Refoulement : SP3 – SP4.....	88
V.8.6 Refoulement : SP4 – réservoir tampon :.....	90
V.9 Etude du phénomène de cavitation :.....	92
V.9.1 Calage de la pompe.....	95
V.10 Choix du moteur électrique :.....	101
V.10.1 Refoulement SP1 – SP2.....	101
V.10.2 Refoulement SP2 – SP3.....	101
V.10.3 Refoulement SP3 – SR4.....	101
V.10.4 Refoulement SR4 – Réservoir tampon:.....	101
V.11 Equipements en amont et en aval d’une station de pompage :.....	102
V.11.1 Équipements en amont d’une pompe :.....	102
V.11.2 Équipements en aval d’une pompe :.....	103
V.12 Equipements auxiliaires d’une pompe :.....	104

V.13 Bâtiment d'une station de pompage :.....	104
V.13.1 Rôle du bâtiment d'une station de pompage :.....	104
V.13.2 Critères du choix de type de bâtiment :.....	105
V.13.3 Les différents types de bâtiment d'une station de pompage :.....	105
V.13.4 Caractéristiques des bâtiments selon leur type	105
V.13.5 Avantages et inconvénients :.....	106
V.13.6 Choix de type de bâtiment :.....	107
V.13.7 Partie souterraine du bâtiment :.....	107
V.13.8 Partie supérieure du bâtiment :.....	108
V.14 Dimensionnement du bâtiment de la première station de pompage.....	109
V.14.1 La hauteur du bâtiment :.....	109
V.14.2 La largeur du bâtiment :.....	110
V.14.3 La longueur du bâtiment :.....	111
V.14.4 Dimensions des portes :.....	111
V.14.5 Dimensionnement des fenêtres :.....	111
V.14.6 Dimensionnement des marches d'escaliers :.....	112
Conclusion :.....	112

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction.....	114
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	114
VI.1.1 Définition :.....	114
VI.1.2 Causes du coup de bélier :.....	114
VI.1.3 Les risques dus aux coups de bélier :	115
VI.1.4 Description des phénomènes physiques :.....	115
VI.1.5 Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier	118

VI.1.6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :.....	119
VI.1.7 Calcul des réservoirs d'air :.....	119
VI.1.8 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :.....	120
Conclusion :.....	123

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Introduction :.....	125
VII.1 Pose de canalisation :.....	125
VII.1.1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :.....	125
VII.1.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :.....	126
VII .1.3 Pose de canalisation en galerie :.....	127
VII .1.4 Traversée d'une rivière :.....	128
VII .1.5 Cas d'amarrage et de butée d'un coude :.....	129
VII.2 Accessoires :.....	129
Conclusion :.....	131

Conclusion générale.

Liste bibliographique.

Les annexes.

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles.....	6
Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles.....	6
Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	6
Tableau I.4 : Répartition de la population	7
Tableau I.5 : Caractéristiques des ressources souterraines d'Arris.....	10
Tableau I.6 : Caractéristiques des réservoirs de stockage.....	11

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population.....	13
Tableau II.2 : Besoins moyens journaliers à l'horizon 2040.....	15
Tableau II.3 : Consommations maximale et minimale journalière.....	16
Tableau II.4 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II.5 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau II.6 : Consommations moyenne, maximale et minimale horaire	18
Tableau II.7 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II.8 : Variations du débit horaire.....	20
Tableau II.9 : Calcul de déficit de consommation.....	22

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1 : Calcul de la HMT du tronçon point de piquage – SP1.....	34
Tableau III.2 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon point de piquage – SP1.....	34
Tableau III.3 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon point de piquage – SP1.....	35
Tableau III.4 : Bilan du tronçon point de piquage – SP1.....	35

Tableau III.5: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2).....	36
Tableau III.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2).....	37
Tableau III.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2).....	37
Tableau III.8: Bilan du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2).....	37
Tableau III.9: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3).....	38
Tableau III.10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3).....	39
Tableau III.11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3).....	39
Tableau III.12: Bilan du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3).....	39
Tableau III.13: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°3 (SP3)– station de pompage N°4 (SP4).....	40
Tableau III.14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°3 (SP3) – station de pompage N°4 (SP4).....	41
Tableau III.15: Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°3 (SP3) – station de pompage N°4 (SP4).....	41
Tableau III.16: Bilan du tronçon station de pompage N°3 (SP3)– station de pompage N°4(SP4).....	41
Tableau III.17: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon.....	42
Tableau III.18: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon.....	43

Tableau III.19: Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon.....	43
Tableau III.20: Bilan du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon.....	43
Tableau III.21: Coefficients K' , m et β pour différents types de tuyau.....	45
Tableau III.22 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction	46
Tableau III.23: Altitudes des différents points de l'adduction	46
Tableau III.24 : Les résultats de calcul des paramètres hydrauliques pour le tronçon 1 et 2..	49
Tableau III.25: Frais d'investissement des conduites gravitaire.....	50

Chapitre IV : Calcul des réservoirs

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des différentes bâches de reprise	61
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir tampon.....	64
Tableau IV.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage.....	65
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir projeté d'Arris.....	67

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	73
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	74
Tableau V.3 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	74
Tableau V.4 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	75
Tableau V.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SP2)	78
Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SP3)	79
Tableau V.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3-SP4)	80
Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp4 – réservoir tampon).....	81
Tableau V.9 : Résultats de calcul de la courbe de proportionnalité.....	85

Tableau V.10 : Résultats de calcul de la courbe de proportionnalité.....	87
Tableau V.11: Résultats de calcul de la courbe de proportionnalité.....	89
Tableau V.12 : Résultats de calcul de la courbe de proportionnalité.....	91
Tableau V.13: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	93
Tableau V.14: Les caractéristiques des différents types de bâtiment d'une station de pompage.....	106
Tableau V.15 : Avantages et inconvénients des différents types de bâtiment d'une station de pompage.....	107
Tableau V.16: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	112

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement..	122
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	122
Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	123

Liste des figures

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte de situation du projet.....	3
Figure I.2: Carte de zonage sismique du territoire algérien.....	5
Figure I.3 : Réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Arris.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Graphique de la consommation horaire journalière.....	21
Figure II.2 : Courbe de cumule de la consommation.....	21

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1 : Tracé de la variante retenue.....	27
Figure III.2 : Problème de charge exagérée.....	30
Figure III.3 : Problème d'écrêtement.....	30
Figure III.4: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (Point de piquage-SP1).....	36
Figure III.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SP1-SP2).....	38
Figure III.6 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP2-SP3)	40
Figure III.7 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP3-SP4).....	42
Figure III.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SP4-Réservoir tampon).....	44

Chapitre IV : Calcul des réservoirs

Figure IV.1 : Equipements d'un réservoir.....	68
------------------------------------------------------	----

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/3C.....	76
Figure V.2 : Point de fonctionnement de la pompe SP1.....	78
Figure V.3 : Point de fonctionnement de la pompe SP2.....	79
Figure V.4 : Point de fonctionnement de la pompe SP3.....	80

Figure V.5 : Point de fonctionnement de la pompe SP4.....	81
Figure V.6 : Mode de réglage de la SP1.....	86
Figure V.7 : Mode de réglage de la SP2.....	88
Figure V.8 : Mode de réglage de la SP3.....	90
Figure V.9 : Mode de réglage de la SP4.....	92
Figure V.10 : Schéma représentatif de la partie souterraine.....	108

Chapitre VI : protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....	117
----------------------------------------------------------------------	-----

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	126
Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé.....	127
Figure VII.3 : Pose de canalisation en galerie.....	128

Liste des planches

Planche N°1 : Schéma synoptique du tracé d'adduction.

Planche N°2 : Plan topographique du tronçon (point de piquage – SP1)

Planche N°3 : Plan topographique du tronçon (BC2 – réservoir de stockage)

Planche N°4 : profil en long du tronçon (point de piquage – SP1)

Planche N°5 : profil en long du tronçon (BC2 – réservoir de stockage)

Planche N°6 : Plan de la station de pompage SP1.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau, c'est pourquoi on disait que "L'eau, c'est la vie".

Les réserves en eau douce disponibles pour l'homme s'épuisent alors que les besoins en eau sont de plus en plus grands.

En plus de la qualité des eaux qui est loin des normes de consommation, la commune d'Arris accuse un déficit important en eau, parce que les ressources actuelles (forages + une source) ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région. Comme La conduite de transfert des eaux du barrage de Koudiat Medouar vers Batna est considérée comme étant la plus proche de notre zone d'étude, nous proposons d'assurer ces besoins à partir d'un piquage effectué sur la conduite de ce transfert.

Afin de pouvoir acheminer les eaux vers Arris dans de bonnes conditions, une étude économique de l'adduction doit être faite avec la projection d'un réservoir pour pouvoir stocker le débit de renforcement.

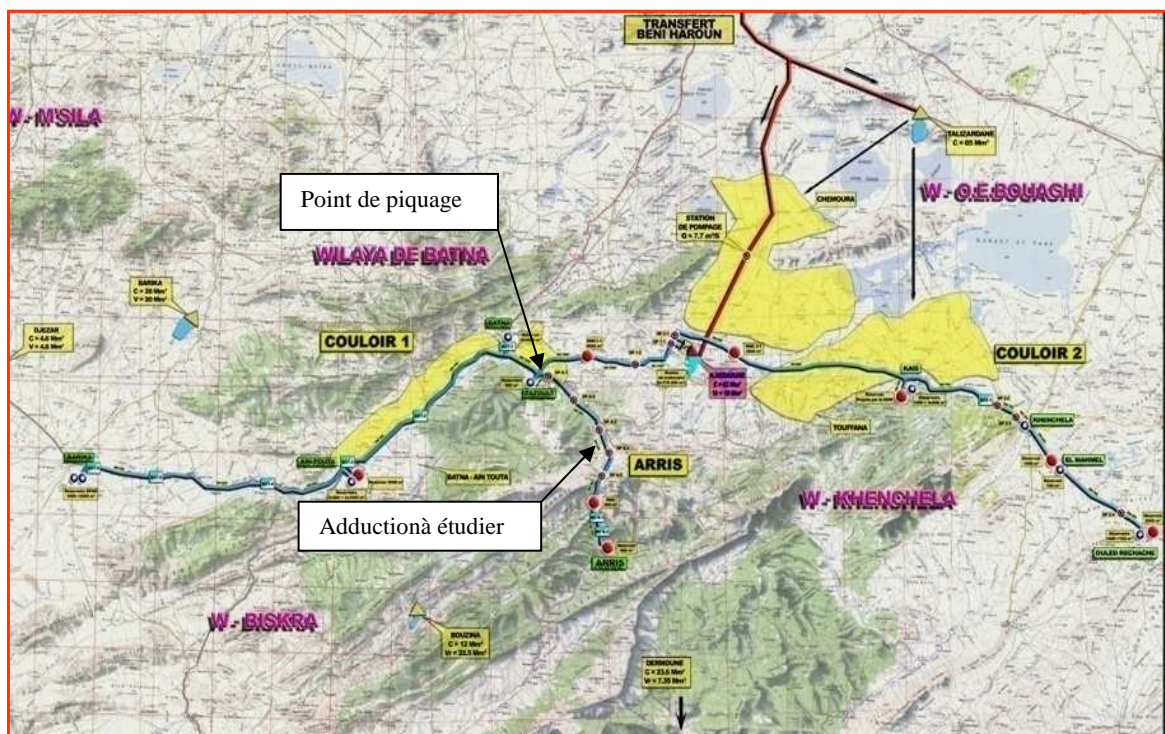
CHAPITRE I
DESCRIPTION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique, démographique et la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

I.1 Situation géographique de la zone d'étude :

La région du projet de transfert de Koudiat Medouar vers les couloirs Batna, Barika, Khenchela et Arris est localisée dans la partie orientale de l'Algérie, elle est limitée au nord par les wilayas de Sétif, Constantine et Oum El Bouaghi, à l'Est par la Wilaya de Tebessa, au sud par la wilaya de Biskra et à l'ouest par la wilaya de M'sila.



(Source : ANBT de Batna)

Figure I.1 : Carte de situation du projet

Dans notre présent travail on s'intéresse seulement à l'étude de l'adduction à partir d'un piquage au niveau du couloir 1 de Batna jusqu'à la commune d'Arris comme le montre la figure I.1

I.2 Situation géographique d'Arris :

La commune d'Arris est située au sud de l'axe Est-Ouest reliant l'ensemble des autres communes concernées par le projet du transfert de Koudiat Medouar , elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Oued Taga.
- Au Nord Est par la commune de Foum Toub.
- A l'Est par la commune de Ichmoul.
- Au Sud par la commune de Tighanimine.

- A l'Ouest par la commune de Teniet El Abedde.

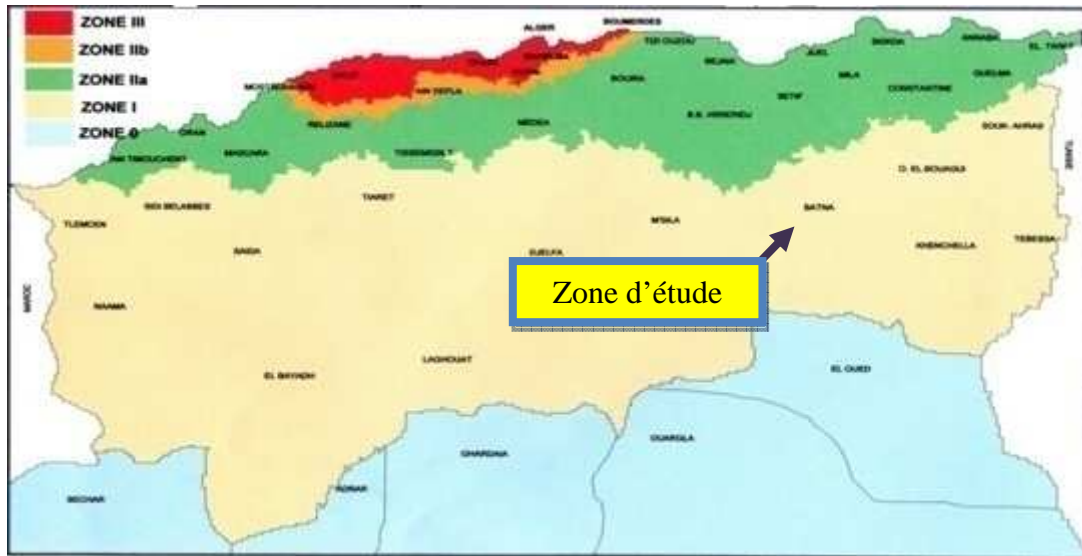
I.3 Situation topographique :

La zone d'étude s'intègre dans le grand ensemble morphologique des hauts plateaux Telliens, elle se caractérise par un relief montagneux, les altitudes moyennes varient entre 1100 et 2140 m NGA.

I.4 Situation géologique et sismicité :

La géologie du site nous permet de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchées et aussi pour le choix des engins de terrassement.

La plaine d'Arris est un immense dépôt d'alluvions quaternaires, quand à la zone montagneuse, c'est une région à dépôts de calcaires, marnes, dolomies, argiles et grés. L'étude sismique souligne que la zone d'étude est considérée comme peu sismique, la carte représentée dans la figure I.2 montre qu'elle est classée dans la zone I.



(Source ANBT. Echelle : 1/1000000)

Figure I.2: Carte de zonage sismique du territoire algérien

I.5 Situation climatique :

I.5.1 Climat

L'étude de la climatologie est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

De part son emplacement géographique, la zone d'étude possède un climat méditerranéen caractérisé par deux saisons distinctes :

- La saison hivernale se fait sentir de novembre à mars avec décembre, janvier et février particulièrement rigoureux
- La saison estivale est agréable avec des températures moyennes de moins de 30°C

I.5.2 Température

La température moyenne varie de 5°C en janvier à 25°C au mois d'août, cette variation apparaît dans le tableau I.1

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles (année 2010)

Mois	Se	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août
T°C(moy)	20.35	14.85	9.6	5.9	5	6.05	8.5	11.95	15.95	20.95	24.7	25

Source: [ONM] Office National de la Météorologie

I.5.3 Humidité

L'humidité relative de l'air est exprimée en pourcentage, elle est donnée dans le tableau I.2

Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles (année 2010)

Mois	Se	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août
Humidité (%)	44.67	58.33	66.33	71	70	67	57.67	46.33	44.67	40	33	34.33

Source: [ONM]

I.5.4 Les vents

Les vents qui soufflent dans la région sont faibles à modérés, avec comme vents dominants ceux du Nord-Est pendant la saison estivale et ceux du sud-ouest pendant le reste de l'année. Les Vitesses moyennes mensuelles des vents sont données dans le tableau I.3

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (année 2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août
V(m/s)	2.5	2.3	2.5	3.7	3	3.1	2.9	3.1	2.8	3	3.2	3.1

Source: [ONM]

I.5.5 Pluviométrie

La zone d'étude est située dans une région qui reçoit entre 500 et 700 mm de pluie par an et qui peut atteindre jusqu'à 1000 mm par an.

I.6 Situation démographique:

L'étude de la population reste une partie fondamentale dans notre étude. D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC d'Arris (2008), la population de la commune était de 30207 habitants avec un taux d'accroissement de 2,1 % (APC d'Arris).

Le tableau I.4 illustre l'évolution de la population aux différents horizons d'études

Tableau I.4 : Répartition de la population

Année	2008	2012	2020	2035	2040
Nombre d'habitant	30207	32826	38763	52943	58740

Source :(A.P.C d'Arris)

I.7 Situation hydraulique :

L'alimentation en eau de la commune d'ARRIS est assurée à partir de la ressource souterraine. On dénombre 07 forages avec un débit d'exploitation de 36.5 l/s et une source de 5 l/s, le système d'AEP de la ville est subdivisé en trois secteurs, vue la nature topo morphologique de la commune.

-Secteur 1 :

La ressource en eau dans ce secteur est mobilisée par trois forages F4, FZ et F7. Les eaux des forages F4 et F7 sont refoulées par deux conduites en amiante ciment de diamètre 100 mm chacune vers la station de pompage dite Dechrat El Hamra implanté à la cote 1160m qui est aussi alimentée par le forage FZ moyennant une conduite de diamètre de 200mm. L'eau est ensuite refoulée vers deux directions :

- Vers un premier réservoir de capacité 100 m³ implanté à la côte 1280 m et qui assure l'alimentation en eau du village Dechrat El Hamra.
- Vers un deuxième réservoir de 300 m³ de capacité implanté à la côte 1340 m et qui alimente trois autres villages : Bousedah, M'zata et Taghrout Ghassira.

-Secteur 2 :

La ressource en eau mobilisée pour ce secteur est assurée par deux forages (F5 et F6) et de la source de Tihamamine.

Le Forage F6 refoulent l'eau vers la bache de la station de pompage située au centre ville implantée à la côte 1217 m qui est aussi alimentée d'une part par la source Tihamamine et d'autre part par le forage F5 moyennant une conduite en acier de diamètre 100 mm, cette conduite alimente également le réservoir Taaricht de capacité 100 m³ implanté à la côte 1237 m. A partir de la station de pompage trois conduites partent :

- La première pour l'alimentation des réservoirs de Kef El Bahri de capacité 250 m³ implanté à la côte 1225 m et le réservoir Taaricht qui alimente à son tour la bache Hôpital de capacité 100 m³ implantée à la côte 1217 m.
- La seconde en acier de diamètres 150 mm pour l'alimentation du réservoir Dechret El Beida de capacité 2x300 m³ implanté à la côte 1340 m qui dessert en eau les villages de Inerkab, Beida et Radjou.
- La troisième en acier de diamètre 100 mm pour l'alimentation des réservoirs Dechrat Arris de capacité 150 m³ et 300 m³ implantés aux côtes respectives 1329 m et 1345 m.

-Secteur 3:

Ce secteur correspond à la Zone d'Habitation Urbaine Nouvelle (ZHUN), il est alimenté par deux forages (ZHUN1 et ZHUN2) qui refoulent l'eau directement dans deux réservoirs :

- Le premier de capacité 500 m³ implanté à la côte 1140 m dessert la partie haute de la ZHUN.
- Le second de capacité 1000 m³, situé à la côte 1090 m dessert la partie basse de la ZHUN.

Le schéma du réseau d'alimentation en eau potable existant de la commune d'Arris est représenté par la figure I.3

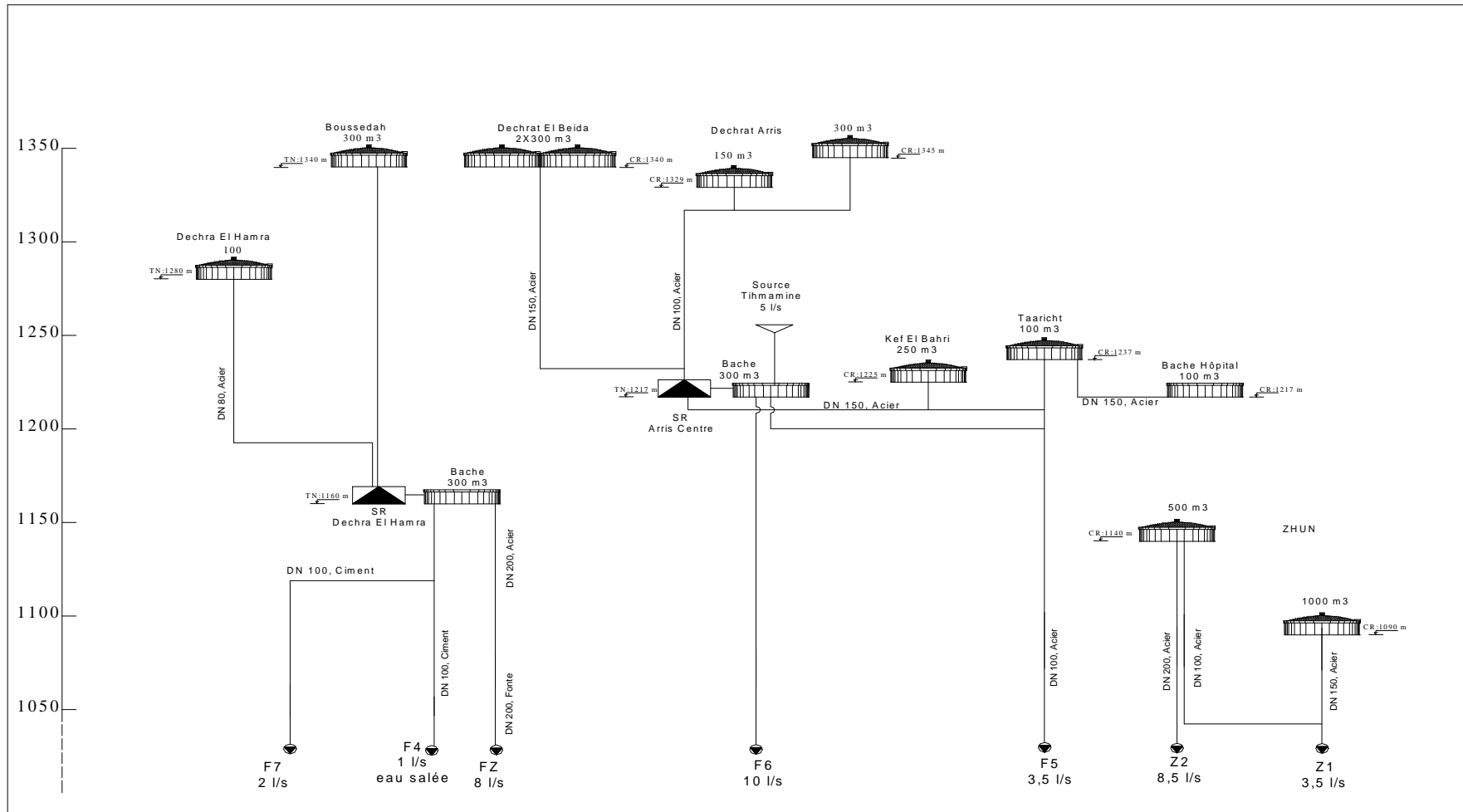


Figure I.3 : Réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Arris

Les caractéristiques des ressources de la commune d'Arris sont représentées dans le tableau I.5

Tableau I.5 : caractéristiques des ressources souterraines d'Arris

Ressource Souterraine	Type	Profondeur (m)	X (m)	Y (m)	Débit (l/s)
F7	Forage	250	829189	255863	2
F4	Forage	250	831223	223685	1
FZ	Forage	150	832788	222536	8
F8	Forage	250	831367	221173	10
F5	Forage	200	832044	224171	3.5
Z2	Forage	250	834311	224619	8.5
Z1	Forage	450	834176	224589	3.5
S	Source	-	-	-	5

D'après la DHW de Batna, Le débit actuel d'exploitation total pour la commune d'Arris est de 41.5 l/s.

Remarque : Deux autres forages qui refoulent l'eau directement vers la station de pompage dite Dechrat El Hamra ont été récemment mis en service, pour atteindre un débit d'exploitation total de 84 l/s.

Les caractéristiques des réservoirs de stockage pour chaque secteur sont données dans le tableau I.6

Tableau I.6 : caractéristiques des réservoirs de stockage

Secteur	Nom du reservoir de stockage	Capacité (m ³)	Côte de radier (m)
1	Dechrat El Hamra	100	1280
	Boussedah	300	1340
2	Kef El Bahri	250	1225
	Taaricht	100	1237
	Bâche hôpital	100	1217
	Dechrat El Beida	2 x 300	1340
	Dechrat Arris1	150	1329
	Dechrat Arris2	300	1345
3	R zone haute	500	1140
	R zone basse	1000	1090
		Totale : 3400 m³	

Remarque : Pour assurer le stockage de débit total d'exploitation (84 l/s), deux autres réservoirs ont été projeté, avec une capacité de 2 x 1000 m³ pour chaque un afin d'atteindre une capacité totale de stockage de 7400 m³.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

Une bonne conception du projet commence tout d’abord par une bonne estimation des besoins que peut exiger l’agglomération en question. Dans ce présent chapitre on essayera d’évaluer ces besoins à fin d’estimer le déficit à combler.

II.1 Evolution de la population :

La commune d’Arris a une population qui est en plein croissance. Pour avoir une idée sur la population future, nous utiliserons la relation des intérêts composés :

$$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

Tel que :

P_n : population à l’horizon de calcul (2040).

P_0 : population à l’année du dernier recensement (2008).

α :taux d’accroissement démographique, dans notre cas $\alpha = 2,1\%$, d’après la DHW de la wilaya de Batna.

n : nombre d’années séparant l’année du dernier recensement et l’horizon de calcul, dans notre cas $n = 32$ ans.

Le résultat de calcul est représenté dans le tableau II.1

Tableau II.1 : Evolution de la population

Année	population
2008	30207
2040	58740

II.2 Evolution des besoins en eau potable: [9]

La quantité d’eau potable à garantir est fonction des besoins suivants

- **Besoins domestiques:**

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. A cela s'ajoute la consommation des petits commerces (cafés, stations d'essence,...).

- **Besoins industriels :**

Elle correspond aux besoins en eau des établissements industriels. La quantité d'eau demandée par les industries dépend et du mode de fonctionnement de ces derniers et de la quantité du produit fabriqué ou transformé.

- **Besoins touristiques :**

La consommation spécifique touristique dans les hôtels est de 300 à 700 l/jour/lit, et peut atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe.

- **Besoins administratifs et communaux :**

C'est la consommation des bureaux, casernes, écoles, abattoirs...etc.

- **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, la quantité d'eau nécessaires pour lutter contre l'incendie. Cette quantité dépend de l'importance de l'agglomération et de sa vocation.

II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne est arrêtée à 200l/j/hab selon l'APC de la commune d'Arris.

II.3.1 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040:

Le calcul des besoins moyens journaliers, est donné par :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \dots\dots\dots (II.2)$$

Où :

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

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

N: nombre d’habitants.

Tableau II.2 besoins moyens journaliers à l’horizon 2040

Année	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy j} (m ³ /j)
2040	58740	200	11748

D’après le tableau II.2, le débit moyen journalier est égal à **11748m³/j** c’est-à-dire ;

Q_{moy j} =135.97 l/s

II.4 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Durant les jours de l’année, le débit consommé peut être plus grand ou plus petit que la valeur moyenne calculée, ceci est dû aux différents climats et coutumes. Il s’agit alors de calculer les débits de consommation journaliers maximums et minimums.

II.4.1 Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d’irrégularité journalière maximum (K_{maxj}), qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

Q_{max,j}: débit maximal journalier(m³/s)

Avec : K_{maxj} ∈ [1,1–1,3]

On prend K_{maxj}=1,3.

D’où : Q_{maxj}=1,3*Q_{moyj}

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation maximale journalière dépasse la consommation moyenne journalière.

II.4.2 Consommation minimale journalière :

Elle est définie par le coefficient d’irrégularité journalière minimum ($K_{\min j}$), qui représente le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy}j}} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

$Q_{\min,j}$: débit minimal journalier (m^3/s).

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

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

D’où : $Q_{\min,j}=0.9*Q_{\text{moy},j}$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats de calculs des consommations minimales et maximale journalières sont représentés dans le tableau II.3

Tableau II.3 : Consommations maximale et minimale journalière

commune	$Q_{\text{moy}j}$ (m3/j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m3/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m3/j)
Arris	11748	1.3	15272.4	0.9	10573.2

II.5 Variations de la consommation horaire :

II.5.1 Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le coefficient d’irrégularité maximale horaire ($K_{\max h}$) qui représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée de l’année. Il tient compte de l’accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l’industrie, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients: α_{\max} et β_{\max} , tel que :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \dots\dots\dots (II.5)$$

Tel que :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.4 : variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

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

Dans notre cas on prend : $\beta_{\max} = 1.1$, d'où $K_{\max h}$ sera : $K_{\max h} = 1.3 * 1.1 = 1.43$

II.5.2 Consommation minimale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min h}$), ce coefficient peut être décomposé à son tour en deux autres coefficients α_{\min} et β_{\min}

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \dots\dots\dots (II.6)$$

tel que :

α_{\min} : il tient compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0.4 à 0.6, dans notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.4$

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.5 : variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

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

Dans notre cas on prend : $\beta_{\min} = 0.7$, d'où $K_{\min h}$ sera : $K_{\min h} = 0.4 * 0.7 = 0.28$

II.5.3 Débit moyen horaire :

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

Le débit moyen horaire (horizon 2040) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \dots \dots \dots (\text{II.7})$$

Les résultats de calcul des consommations moyenne, minimale et maximale horaire sont représentés dans le tableau II.6

Tableau II.6 : Consommations moyenne, maximale et minimale horaire

commune	$Q_{\text{moy h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$
Arris	636.35	1.43	909.98	0.28	178.18

II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur les données du tableau II.7

La population de la commune d'Arris est comprise entre 50000 et 100000 habitants (horizon 2040), ce qui correspond à la troisième colonne du tableau II.7

Tableau II.7 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [1]

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.type rural
	< 10000	10001 à 50000	50001 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%

Source : Abramov (1982)

La variation du débit horaire pour la commune d'Arris est représentée dans le tableau II.8

Tableau II.8 : Variations du débit horaire

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
00-01	03	458,17	3	458,17
01-02	3.2	488,72	6,2	946,89
02-03	2.5	381,81	8,7	1328,70
03-04	2.6	397,08	11,3	1725,78
04-05	3.5	534,53	14,8	2260,34
05-06	4.1	626,17	18,9	2886,483
06-07	4.5	687,26	23,4	3573,74
07-08	4.9	748,35	28,3	4322,09
08-09	4.9	748,35	33,2	5070,44
09-10	4.6	702,53	37,8	5772,97
10-11	4.8	733,08	42,6	6506,04
11-12	4.7	717,80	47,3	7223,85
12-13	4.4	671,99	51,7	7895,83
13-14	4.1	626,17	55,8	8521,99
14-15	4.2	641,44	60	9163,44
15-16	4.4	671,99	64,4	9835,43
16-17	4.3	656,71	68,7	10492,14
17-18	4.1	626,17	72,8	11118,31
18-19	4.5	687,26	77,3	11805,57
19-20	4.5	687,26	81,8	12492,82
20-21	4.5	687,26	86,3	13180,08
21-22	4.8	733,08	91,1	13913,16
22-23	4.6	702,53	95,7	14615,69
23-24	3.3	503,99	100	15119,68

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la commune d'Arris est de **748,35 m³/h** et survient entre 07h et 09h. La variation de la consommation horaire journalière et le cumul de la consommation sont représentés par les figures II.1 et II.2

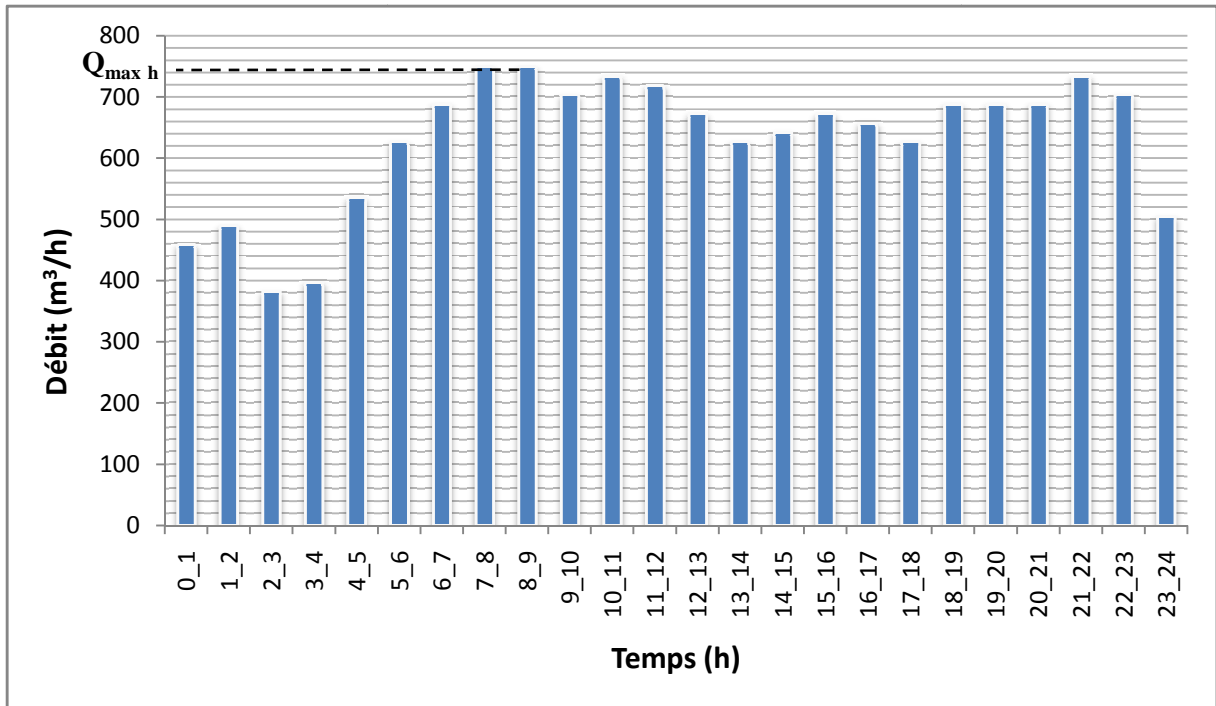


Figure II.1 : graphique de la consommation horaire journalière

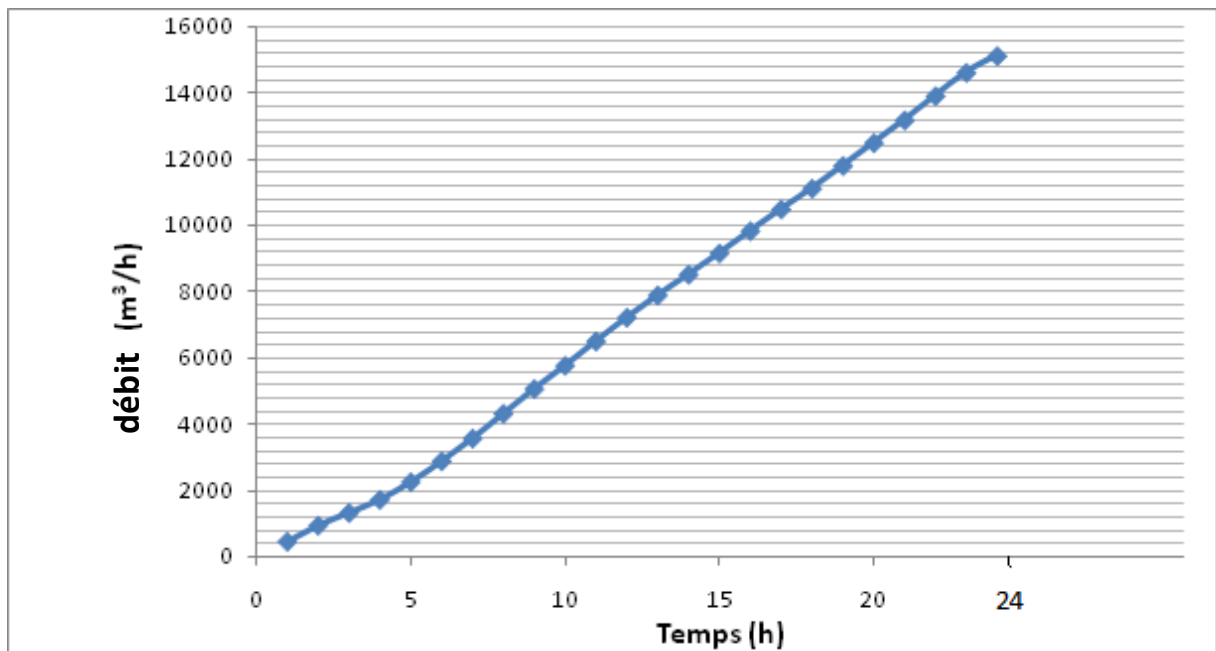


Figure II.2 : courbe de cumule de la consommation

II.7 Calcul de déficit de la consommation :

Le déficit de la consommation représente la différence entre les besoins calculés à l'horizon d'étude (2040) et le débit d'exploitation des ressources existante (dans notre cas, neuf forages et une source), le résultat de calcul est donné dans le tableau II.9

Tableau II.9 : calcul de déficit de consommation

Besoins en eau à l'an 2040 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
15272.4	7257.60	8014.8

Conclusion :

Dans ce chapitre on a essayé de calculer le déficit qui est estimé à 8014.8 m³/j c'est-à-dire 92.76 l/s. A fin de transférer cette quantité vers la commune d'Arris, il est indispensable de dimensionner les conduites d'adduction pouvant transmettre ce débit jusqu'au réservoir d'Arris, l'étude d'adduction fera l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III
ETUDE D'ADDUCTION

Introduction

Le transport de d'eau entre le point de captage et le point d'accumulation nécessite un investissement considérable, on doit alors examiner dans chaque cas particulier toutes les options possible, sur le plan technique et économique, pour pouvoir retenir le chois optimal.

III.1 Définition et types d'adductions : [3]

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau (source, forage ou retenue) au point d'utilisation ou au réservoir de stockage. Elle peut être de type : gravitaire, adduction par refoulement ou mixte.

III.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 côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.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 côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.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 notre cas, nous avons une adduction mixte, une chaîne par refoulement et une autre gravitaire.

III.2 Type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge.

III.2.1 Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre sur un tronçon d'adduction est un cas fréquent, la conduite fonctionne comme un canal ouvert, l'eau n'atteint pas la partie supérieure des tuyaux. Cet écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2 Ecoulement en charge :

Un écoulement en charge correspond au fonctionnement d'une adduction sous pression. Ce dernier peut se faire gravitairement ou par refoulement, selon la position de la source par rapport à l'agglomération à alimenter.

III.3 Critères de choix de tracé : [7]

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques et topographiques, elles se résument comme suit :

Le tracé doit être le plus court possible et avec un profil en long aussi régulier que possible ;

Pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériels lors de la réalisation, il est recommandé de suivre les chemins existants (route, piste...etc.) ;

Eviter les pentes trop fortes (difficulté d'ancrage des tuyaux);

Eviter les contre pentes susceptibles de créer des cantonnements qui sont plus ou moins difficiles à évacuer ;

Eviter les zones rocheuses, une tranchée devra être creusée ;

Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et de minimiser les pertes de charge.

III.4 Proposition des variantes :

La commune d'Arris sera alimentée à partir d'un piquage sur le réseau d'adduction du couloir 1. Cependant, le relief montagneux de la région impose la projection d'un système mixte : soit une partie par refoulement et une autre gravitaire.

Avant de lancer notre étude, on propose les deux variantes suivantes :

- **Variante N°1 :**

Le tracé débute à partir d'un raccordement sur la conduite principale du transfert de barrage de Coudiet Medouar vers la wilaya de Batna (couloir 1) au niveau du piquage de la commune de Tazoult. Le tracé suit la conduite de gaz existante, allant de Batna à Arris, en traversant un relief accidenté et montagneux.

Le raccordement s'effectuera au niveau du point kilométrique PK 29 ,183. Etant donné que la côte piézométrique au point de piquage est de 1168 m, l'eau sera véhiculée gravitairement jusqu'à la côte 1140 m où une première station de pompage sera implantée. A partir de cette station, l'eau est refoulée vers un réservoir tampon projeté à la côte 1904m par le biais de quatre stations de pompage supplémentaires de côtes respectivement : 1295 m, 1440 m, 1598 m et 1749 m. A partir du réservoir tampon, l'eau est véhiculé gravitairement vers le réservoir projeté à Arris à la côte 1280 m.

Sur la partie gravitaire et étant donné que la pression excessive dans le réseau est de 40 bars, deux brises charge sont implantés aux côtes 1680 m et 1480 m. La longueur totale de la conduite d'adduction dans ce cas est de 35 km. Cette variante comporte plusieurs traversées d'oueds.

- **Variante N°2 :**

Le tracé de la conduite d'adduction longera la route nationale 88 vers la commune d'Arris en passant par le groupement de Médina. Le réseau commence à partir d'un raccordement sur la Conduite principale du couloir 1 à la côte 1007.68 m, ensuite il bifurque à droite pour emprunter la route de commune Yabous et allant jusqu'à la commune d'Arris. Une première station de pompage sera implantée à la côte 1025.55 m. A partir de cette dernière, l'eau est refoulée vers un réservoir tampon projeté à la côte 1567.14 m par le biais de trois stations de pompage supplémentaires, implantées en série aux cotes 1148.46 m, 1261.75 m et 1420.41 m. A partir du réservoir tampon, l'eau est véhiculée gravitairement vers le réservoir projeté à Arris à la cote 1244.09 m. Etant donné que la pression excessive dans le réseau est de 40 bars, deux brise charges seront implantés aux cotes 1464.21 m et 1325.56 m. La longueur totale de la conduite d'adduction est de 58.74 Km. Cette variante comporte quelques traversées d'oueds.

III.5 Analyse et choix de la variante :

Pour la première variante, elle contient cinq stations de pompage et un nombre important de traversées d'oueds. L'avantage de cette variante est que la longueur totale de l'adduction qui est de 35 km est moins importante par rapport à la variante N°2.

Pour la deuxième variante elle ne contient que quatre stations de pompage et un nombre moins important de traversées d'oueds, l'inconvénient majeur de cette variante est la longueur totale importante de l'adduction qui est de 58.74 km.

Du point de vue technico-économique, on opte pour la variante N°02, dans le but d'éviter la construction d'une station de pompage supplémentaire et de traverser un nombre d'oueds plus important, et ce malgré la longueur totale de l'adduction qui paraît plus importante par rapport à la variante N°1.

Le tracé de la variante retenue est représenté par la figure III.1

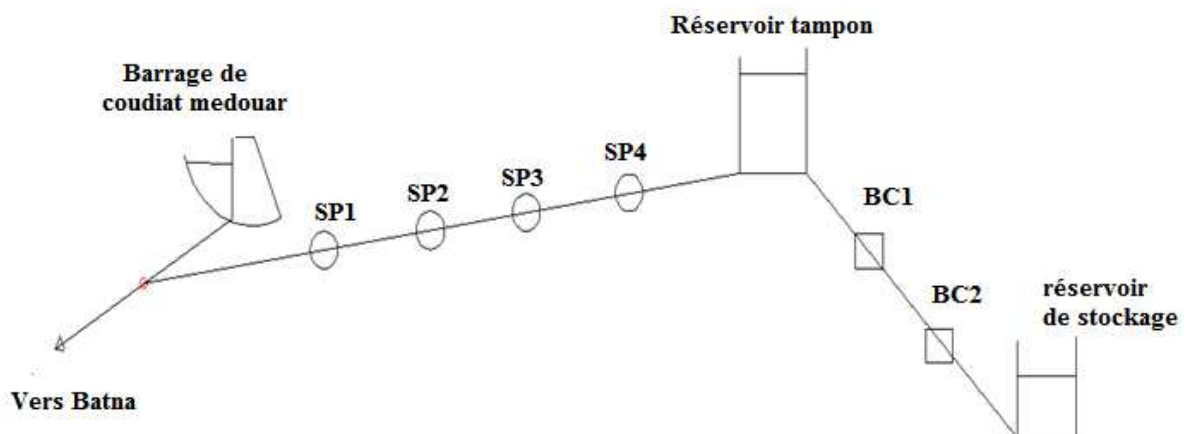


Figure III.1: tracé de la variante retenue

III.6 Choix du matériau des conduites : [3]

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite d'alimentation en eau potable. Ils sont classés en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués soit : métallique, à base de ciment ou en matière thermoplastique.

Le choix des matériaux utilisés doit répondre à certaines exigences, par exemple :

- disponibilité du produit sur le marché ;

- facilité d'entretien et d'exploitation ;
- facilité de la mise en œuvre ;
- pression de service supportée par la conduite ;
- durée de vie de la canalisation.

III.6.1 Conduites en acier :

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

III.6.2 Conduites en 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

III.6.3 Conduites en PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ mm sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.6.4 Conduites en amiante ciment :

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

Conclusion :

On optera pour l'utilisation des conduites en fonte ductile, parce qu'elles présentent les avantages suivants :

- Bonne résistance à la corrosion ;

-Durée de vie importante ;

-Résistance aux pressions élevées ;

-Bonne résistance aux forces internes ;

-Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains ;

Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Remarque : En général les conduites en fonte ductile résistent contre la corrosion interne et externe, notamment celle due au sol agressif. Néanmoins certains conduites avec ce même matériau peuvent présenter des impuretés (ou présence de boulons) et par conséquent sujettes à une corrosion.

Pour plus de sécurité, un badigeonnage au bitume (ou goudron de mer) s'avère nécessaire.

III.7 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.

III.7.1 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.

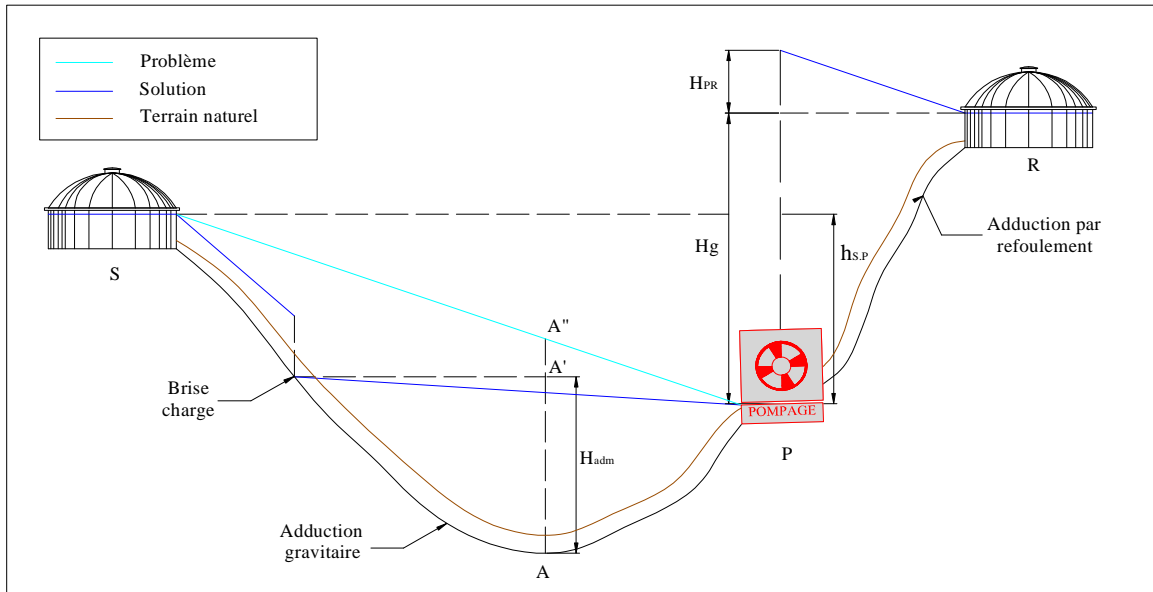


Figure III.2 : Problème de charge exagérée

III.7.2 Cas de dépression :

Pour remédier au problème d'écèlement 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

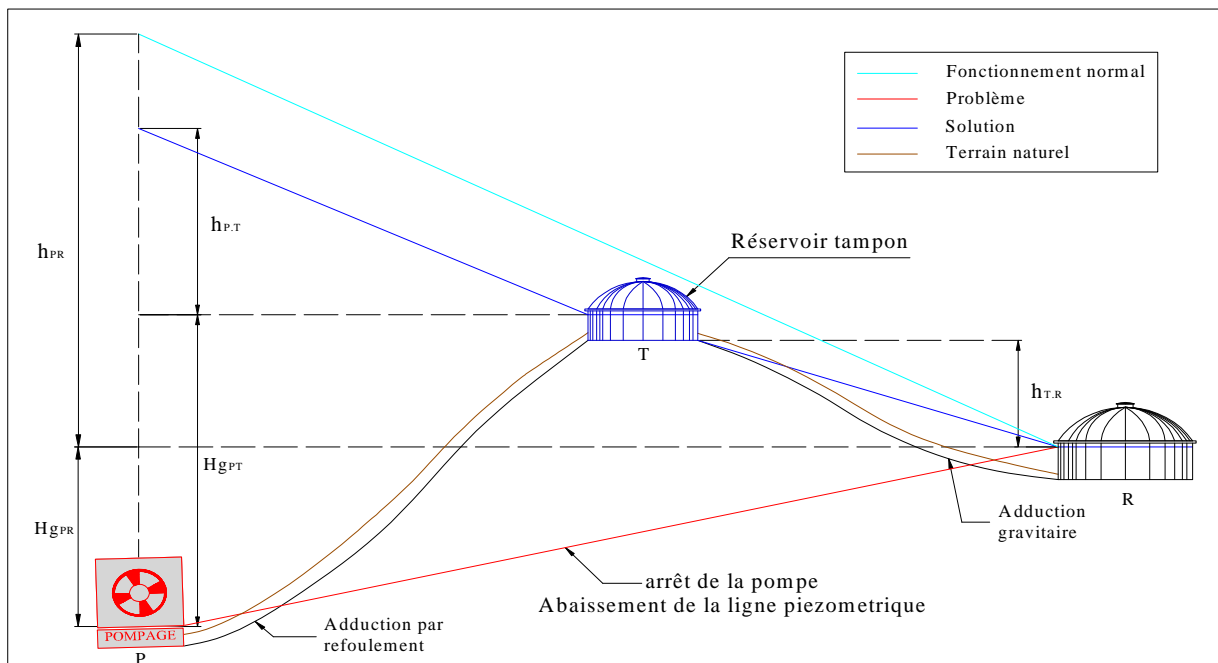


Figure III.3 : Problème d'écèlement

III.8 Calcul hydraulique : [6]

III.8.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les formules de Bresse ou Bonnin :

➤ **Formule de BRESSE :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.1)$$

➤ **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.2)$$

D : diamètre en mètre (m) ;

Q: débit à élever en m³/s.

Dans notre cas la formule de Bonnin a été retenue, parce qu'elle donne des vitesses acceptables, ne permettant pas les dépôts dans les conduites. Puisque le débit reste constant pour tous les tronçons (Q = 0.0927 m³/s), donc le diamètre donné par Bonnin est:

$$D = 300 \text{ mm.}$$

III.8.1.1 Calcul des pertes de charge :

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

III.8.1.1.1 pertes de charge linéaire :

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

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

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots(III.3)$$

Le coefficient de frottement λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \dots\dots\dots(III.4)$$

La rugosité absolue K_s est déterminée en mesurant l'épaisseur de la rugosité des parois du tuyau et en tenant compte du temps de mise en service du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \dots\dots\dots(III.5)$$

D'où :

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

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

$\alpha = 0,02$ mm/an

T: temps de service, T=30 ans. Alors, $K_s = 0,8 + 0,02 * 30 = 1,4$ mm.

III.8.1.1.2 pertes de charge singulières :

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par les accessoires placés sur la conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots(III.6)$$

III.8.1.1.3 pertes de charge totales :

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots(III.7) \end{aligned}$$

III.8.1.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = Hg + \Delta H_f \dots \dots \dots (III.8)$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

III.8.1.3 Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \dots \dots \dots (III.9)$$

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

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

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

III.8.1.4 Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \dots \dots \dots (III.10)$$

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

P: puissance de la pompe en (KW)

III.8.1.5 Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{ex} = E * e \dots \dots \dots (III.11)$$

E: énergie consommée par la pompe en (KW) ;

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

III.8.1.6 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \dots \dots \dots (III.12)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (III.13)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

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

1) Tronçon point de piquage – station de pompage N°1 (SP1):

- Q = 0,09276 m³/s
- L = 8450 m
- Hg = 1025.55-1007.7, Hg = 17.85m

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.1, III.2, III.3 et III.4

Tableau III.1: Calcul de la HMT du tronçon point de piquage – SP1

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔHt	Hg(m)	HMT (m)
200	0.09276	2.95	0.007	0.0342	8450	737,05	17.87	754.92
250	0.09276	1.89	0.0056	0.0319	8450	225,75	17.87	243.62
300	0.09276	1.31	0.0047	0.0302	8450	85,56	17.87	103.43
350	0.09276	0.96	0.004	0.0288	8450	37,56	17.87	55.43
400	0.09276	0.73	0.0035	0.0277	8450	18,28	17.87	36.15
450	0.09276	0.58	0.0031	0.0268	8450	9,92	17.87	27.79

Tableau III.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon point de piquage – SP1

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
200	2812,17	8450	2.78
250	3749,3	8450	3.70
300	4455,52	8450	4.4
350	5249,74	8450	5.18
400	6125,96	8450	6.05
450	7014,35	8450	6.92

Tableau III.3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon point de piquage – SP1

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{explo} (DA)*10⁶
200	837.75	6115608.65	28.56
250	270.35	1973566.18	9.22
300	114.78	837886.67	3.91
350	61.51	449038.56	2.09
400	40.12	292851.23	1.38
450	30.84	225126.85	1.05

Tableau III.4: Bilan du tronçon point de piquage – SP1

Diamètre	F_{amort} (DA)*10⁶	F_{explo} (DA)*10⁶	Bilan(DA)*10⁶
200	2.78	28.56	31.34
250	3.70	9.22	12.92
300	4.4	3.91	8.31
350	5.18	2.09	7.27
400	6.05	1.38	7.43
450	6.92	1.05	7.97

À partir de tableau III.4 on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

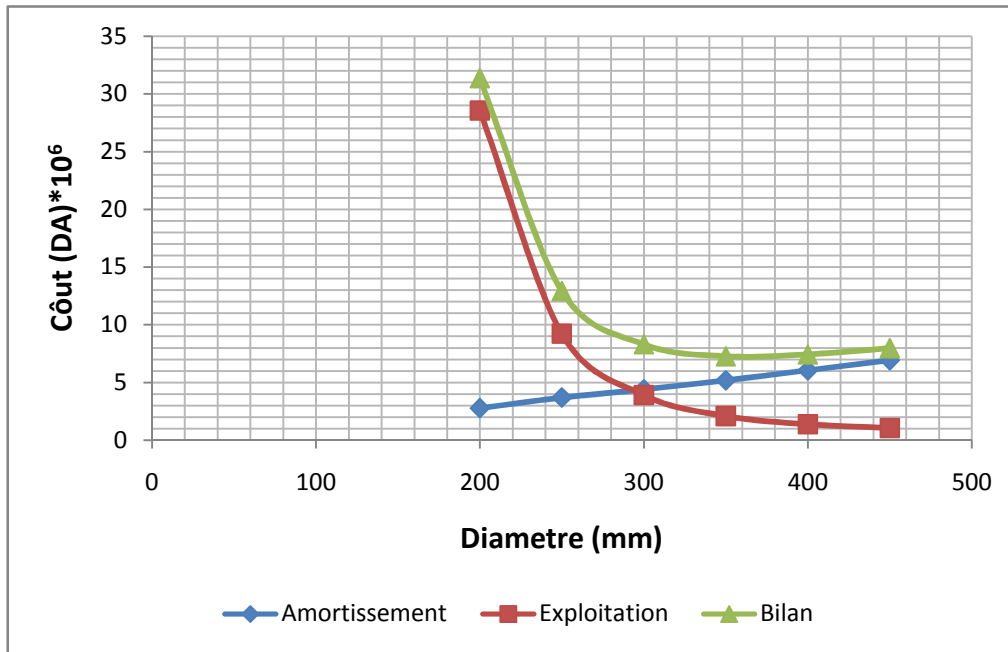


Figure III.4: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (Point de piquage-SP1)

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le 350 mm.

2) Tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2):

- $Q = 0,09276 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 8757.34 \text{ m}$
- $H_g = 122.91\text{m}$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.5, III.6, III.7 et III.8

Tableau III.5: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2)

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	HMT(m)
200	0.09276	2.95	0.007	0.0342	8757.34	763.86	122.91	886.77
250	0.09276	1.89	0.0056	0.0319	8757.34	233.96	122.91	356.87
300	0.09276	1.31	0.0047	0.0302	8757.34	88.67	122.91	211.58
350	0.09276	0.96	0.004	0.0288	8757.34	38.93	122.91	161.84
400	0.09276	0.73	0.0035	0.0277	8757.34	18.94	122.91	141.85
450	0.09276	0.58	0.0031	0.0268	8757.34	10.28	122.91	133.19

Tableau III.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2)

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
200	2812,17	8757.34	2.88
250	3749,3	8757.34	3.84
300	4455,52	8757.34	4.56
350	5249,74	8757.34	5.37
400	6125,96	8757.34	6.28
450	7014,35	8757.34	7.18

Tableau III.7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)*10 ⁶
200	984.07	7183725.8	33.55
250	396.03	2891004.69	13.50
300	234.80	1714010.07	8.00
350	179.60	1311066.21	6.12
400	157.41	1149127.18	5.37
450	147.80	1078972.5	5.04

Tableau III.8: Bilan du tronçon station de pompage N°1 (SP1) – station de pompage N°2 (SP2)

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan(DA)*10 ⁶
200	2.88	33.55	36.43
250	3.84	13.50	17.34
300	4.56	8.00	12.56
350	5.37	6.12	11.49
400	6.28	5.37	11.65
450	7.18	5.04	12.22

Les résultats du tableau III.8 sont représentés dans la figure III.5

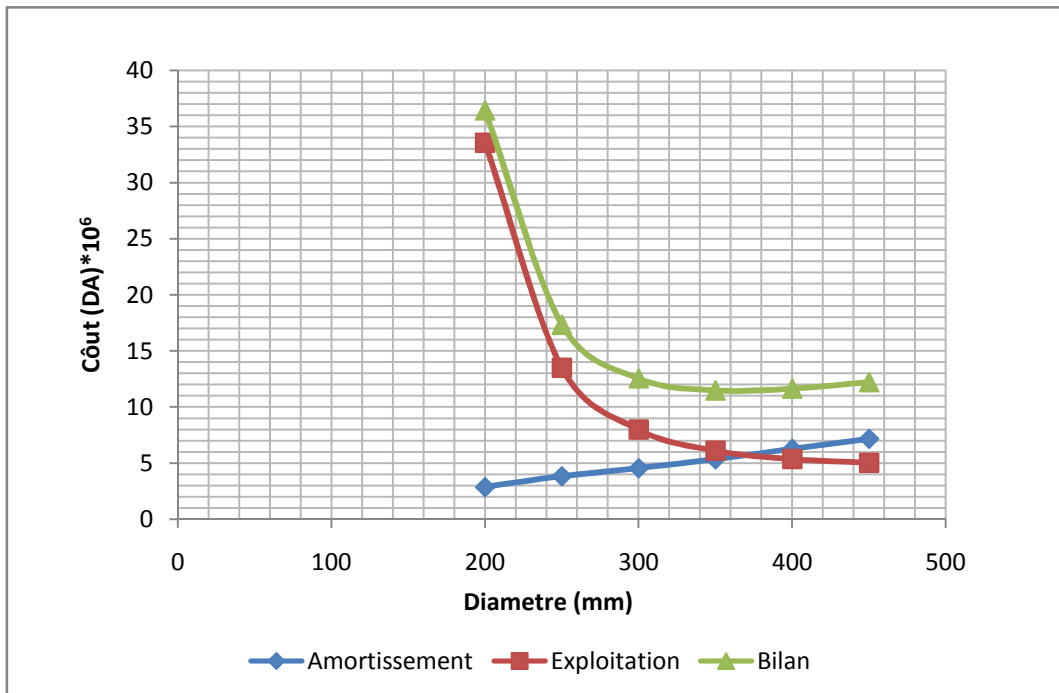


Figure III.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SP1-SP2)

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le DN 350mm.

3) Tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3):

- $Q = 0,09276 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 11042.28 \text{ m}$
- $H_g = 113.29 \text{ m}$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.9, III.10, III.11 et III.12

Tableau III.9: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3)

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	HM (m)
200	0.09276	2.95	0.007	0.0342	11042.28	963.16	113.29	1076.45
250	0.09276	1.89	0.0056	0.0319	11042.28	295.01	113.29	408.30
300	0.09276	1.31	0.0047	0.0302	11042.28	111.81	113.29	225.10
350	0.09276	0.96	0.004	0.0288	11042.28	49.08	113.29	162.37
400	0.09276	0.73	0.0035	0.0277	11042.28	23.88	113.29	137.17
450	0.09276	0.58	0.0031	0.0268	11042.28	12.97	113.29	126.26

Tableau III.10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3)

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
200	2812,17	11042.28	3.63
250	3749,3	11042.28	4.84
300	4455,52	11042.28	5.75
350	5249,74	11042.28	6.77
400	6125,96	11042.28	7.9
450	7014,35	11042.28	9.04

Tableau III.11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)*10 ⁶
200	1194.56	8720323.92	40.72
250	453.10	3307639.24	15.45
300	249.80	1823535.62	8.52
350	180.19	1315359.74	6.14
400	152.22	1111214.48	5.18
450	140.11	1022832.55	4.77

Tableau III.12: Bilan du tronçon station de pompage N°2 (SP2) – station de pompage N°3 (SP3)

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan(DA)*10 ⁶
200	3.63	40.72	44.35
250	4.84	15.45	20.29
300	5.75	8.52	14.27
350	6.77	6.14	12.91
400	7.9	5.18	13.08
450	9.04	4.77	13.81

Les résultats du tableau III.12 sont représentés par la figure III.6

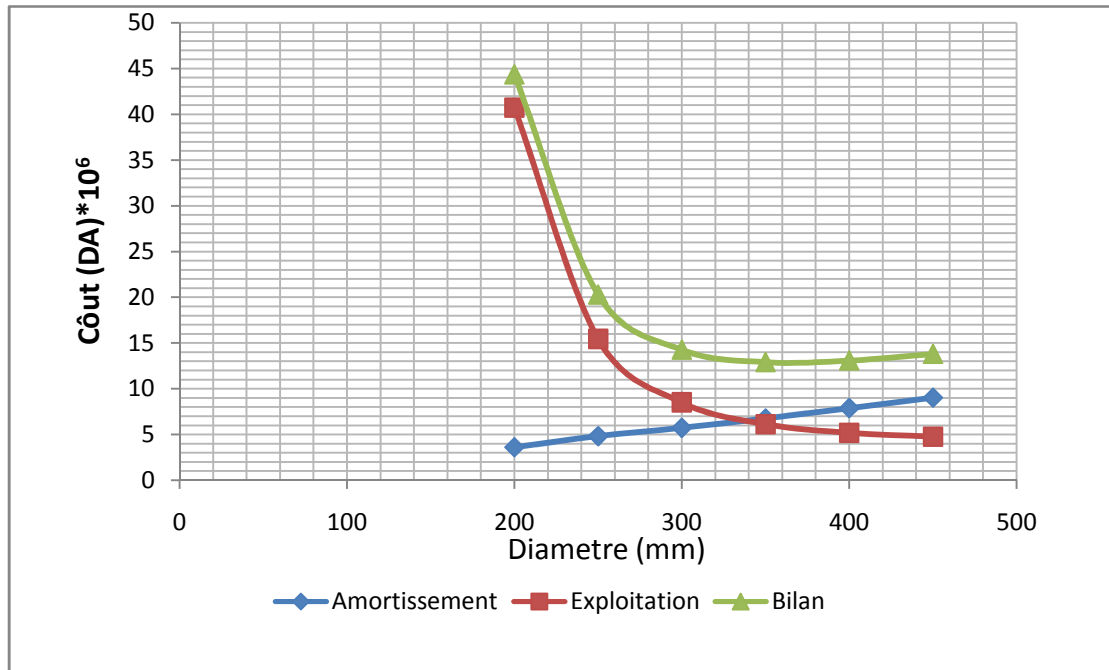


Figure III.6 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP2-SP3)

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le DN 350mm.

4) Tronçon station de pompage N°3 (SP3) – station de pompage N°4 (SP4):

- $Q = 0,09276 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 4550\text{m}$
- $H_g = 158.66\text{m}$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.13, III.14, III.15 et III.16

Tableau III.13: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°3 (SP3)– station de pompage N°4 (SP4)

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	$\Delta H_t(m)$	H _g (m)	HM (m)
200	0.09276	2.95	0.007	0.0342	4550	396.87	158.66	555.53
250	0.09276	1.89	0.0056	0.0319	4550	121.56	158.66	280.22
300	0.09276	1.31	0.0047	0.0302	4550	46.07	158.66	204.73
350	0.09276	0.96	0.004	0.0288	4550	20.22	158.66	178.88
400	0.09276	0.73	0.0035	0.0277	4550	9.84	158.66	168.5
450	0.09276	0.58	0.0031	0.0268	4550	5.34	158.66	164.00

Tableau III.14: calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°3 (SP3) – station de pompage N°4 (SP4)

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
200	2812,17	4550	1.49
250	3749,3	4550	1.99
300	4455,52	4550	2.37
350	5249,74	4550	2.79
400	6125,96	4550	3.25
450	7014,35	4550	3.73

Tableau III.15: calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°3 (SP3) – station de pompage N°4 (SP4)

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)*10 ⁶
200	616.49	4500349.8	21.02
250	310.97	2270062.86	10.60
300	227.19	1658518.2	7.74
350	198.51	1449107.29	6.77
400	186.99	1365018.89	6.37
450	182.00	1328564.38	6.2

Tableau III.16: Bilan du tronçon station de pompage N°3 (SP3)– station de pompage N°4 (SP4)

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan(DA)*10 ⁶
200	1.49	21.02	22.51
250	1.99	10.60	12.59
300	2.37	7.74	10.11
350	2.79	6.77	9.56
400	3.25	6.37	9.62
450	3.73	6.2	9.93

Les résultats du tableau III.16 sont représentés par la figure III.7

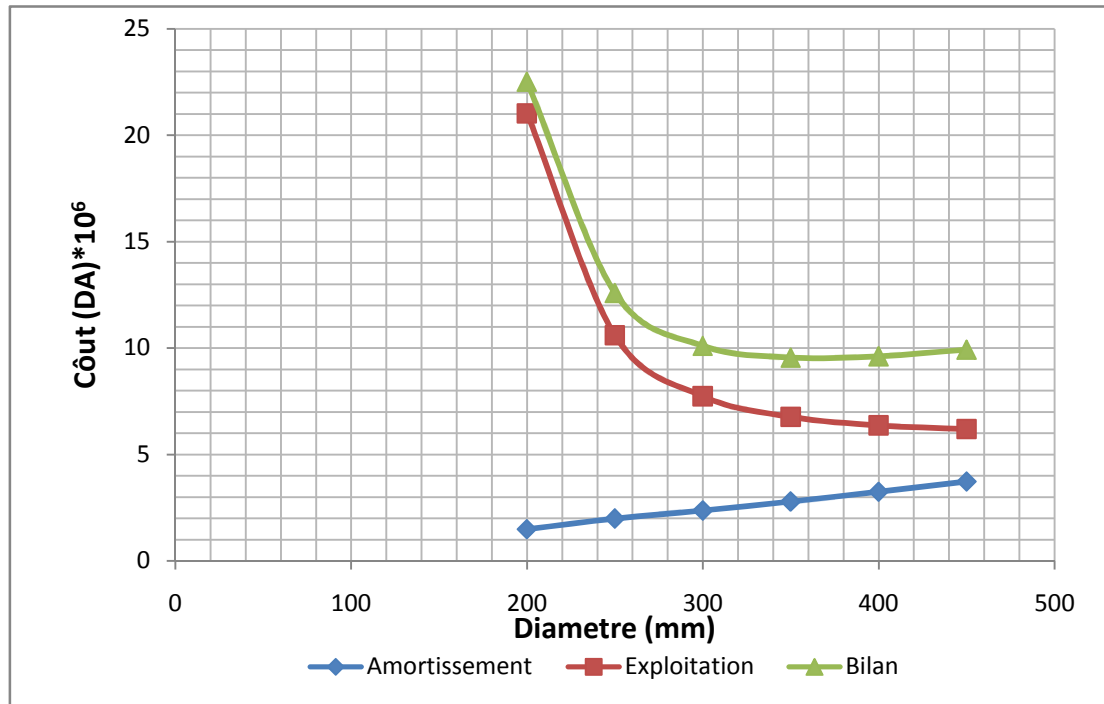


Figure III.7 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP3-SP4)

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le DN 350mm.

5) Tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon :

- $Q = 0,09276 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 4216.72 \text{ m}$
- $H_g = 146.73 \text{ m}$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.17, III.18, III.19 et III.20

Tableau III.17: Calcul de la HMT du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	HM (m)
200	0.09276	2.95	0.007	0.0342	4216.72	367.80	146.73	514.53
250	0.09276	1.89	0.0056	0.0319	4216.72	112.65	146.73	259.38
300	0.09276	1.31	0.0047	0.0302	4216.72	42.70	146.73	189.43
350	0.09276	0.96	0.004	0.0288	4216.72	18.74	146.73	165.47
400	0.09276	0.73	0.0035	0.0277	4216.72	9.12	146.73	155.85
450	0.09276	0.58	0.0031	0.0268	4216.72	4.95	146.73	151.68

Tableau III.18: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)*10 ⁶
200	2812,17	4216.72	1.39
250	3749,3	4216.72	1.85
300	4455,52	4216.72	2.19
350	5249,74	4216.72	2.59
400	6125,96	4216.72	3.02
450	7014,35	4216.72	3.46

Tableau III.19: Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)*10 ⁶
200	570.99	4168208.71	19.47
250	287.84	2101237.97	9.81
300	210.22	1534572.86	7.17
350	183.63	1340472.85	6.26
400	172.95	1262541.21	5.90
450	168.32	1228760.03	5.74

Tableau III.20: Bilan du tronçon station de pompage N°4 (SP4) – réservoir tampon

Diamètre	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{exploit} (DA)*10 ⁶	Bilan(DA)*10 ⁶
200	1.39	19.47	20.86
250	1.85	9.81	11.66
300	2.19	7.17	9.36
350	2.59	6.26	8.85
400	3.02	5.90	8.92
450	3.46	5.74	9.2

Les résultats du tableau III.20 sont représentés par la figure III.8

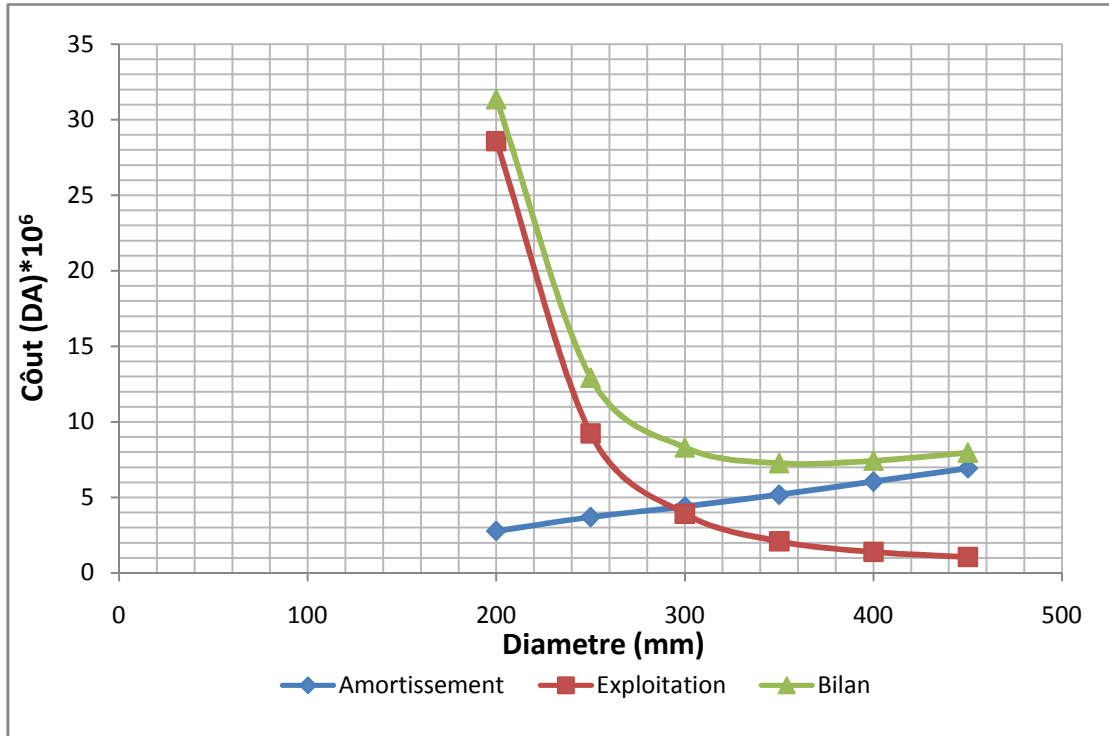


Figure III.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (SP4-réservoir tampon)

D'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le DN 350mm.

III.8.2 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires :

Le calcul des pertes de charge sera effectué par la formule de Darcy-Weisbakh dite formule universelle de la perte de charge :

$$\Delta H_t = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g}$$

Sachant que $Q = V * S \Rightarrow \Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5}$ (III.14)

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$
(III.15)

K' : Coefficient de perte de charge;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \dots \dots \dots (III.16)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots \dots \dots (III.17)$$

Avec :

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau III.21

Tableau III.21: Coefficients K' , m et β pour différents types de 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

Pour notre cas, on prend : **K' = 0,001735 ; β = 2 et m = 5, 3.**

III.8.2.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau III.22

Tableau III.22 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Brise charge N°1	6100	7015
2	Brise charge N°1	Brise charge N°2	5559.93	6393.92
3	Brise charge N°2	Réservoir d'Arris	10057.98	11566.68

III.8.2.2 Altitudes des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau III.23

Tableau III.23: Altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Points	Côte de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon	1567.14
2	Brise charge N°1	1464.21
3	Brise charge N°2	1325.56
4	Réservoir d'Arris	1244.09

III.8.2.3 Dimensionnement des différents tronçons :

1) Tronçon réservoir tampon (R_{tampon}) – brise charge N°1 (BC 1) :

Nous avons un débit $Q = 92.76$ l/s, ce qui donne un diamètre $D = 300$ mm et un gradient hydraulique moyen de $I_{moy} = 0.00835$ (voir annexe I).

- La perte de charge entre (R_{tampon}) et (BC 1) :

$$\Delta H_{1-2} = I_{moy} * L_{eq}$$

$$\Delta H_{1-2} = 0.00853 * 7015 = 59.99 \text{ m}$$

$$\Delta H_{1-2} = 59.99 \text{ m}$$

- La cote piézométrique de (BC 1) :

$$CP_2 = CT_1 - \Delta H_{1-2}$$

$$CP_2 = 1567.14 - 59.99 = 1507.15 \text{ m}$$

$$CP_2 = 1507.15 \text{ m}$$

- La pression brisée par (BC 1) :

$$P_{\text{brisée}} = CP_2 - CT_2$$

$$P_{\text{brisée}} = 1507.15 - 1464.21 = 42.94 \text{ m}$$

$$P_{\text{brisée}} = 42.94 \text{ m}$$

- La vitesse d'écoulement :

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant

l'équation de continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$ Ainsi: $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Si on prend un diamètre normalisé DN= 300 mm, la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.09276}{\pi * 0.3^2} = 1.31 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon **réservoir tampon (R tampon) – brise charge N°1 (BC 1)** aura un diamètre normalisé DN= 300 mm sur une longueur égale à 7015 m avec une vitesse de 1.31 m/s.

2) Tronçon brise charge N°1 (BC 1) – brise charge N°2 (BC 2) :

Nous avons un débit $Q = 92.76$ l/s, ce qui donne un diamètre $D = 300$ mm et un gradient hydraulique moyen de $I_{\text{moy}} = 0.00835$ (voir annexe I).

- La perte de charge entre (BC 1) et (BC 2) :

$$\Delta H_{2-3} = I_{\text{moy}} * L_{\text{eq}}$$

$$\Delta H_{2-3} = 0.00835 * 6393.92 = 54.54 \text{ m}$$

$$\Delta H_{2-3} = 54.54 \text{ m}$$

- La côte piézométrique de (BC 2) :

$$CP_3 = CT_2 - \Delta H_{2-3}$$

$$CP_3 = 1464.21 - 54.54 = 1409.67 \text{ m}$$

$$CP_3 = 1409.67 \text{ m}$$

- La pression brisée par (BC 2) :

$$P_{\text{brisée}} = CP_3 - CT_3$$

$$P_{\text{brisée}} = 1409.67 - 1325.56 = 84.11 \text{ m}$$

$$P_{\text{brisée}} = 84.11 \text{ m}$$

- Vitesse d'écoulement :

Si on prend un diamètre normalisé DN= 300 mm, la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0.09276}{\pi * 0.3^2} = 1.31 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon **brise charge N°1 (BC 1) – brise charge N°2 (BC 2)** aura un diamètre normalisé DN= 300 mm sur une longueur égale à 6393.92 m avec une vitesse de 1.31 m/s.

Le tableau III.24 regroupe les résultats de calcul des paramètres hydrauliques pour les deux premiers tronçons 1 et 2 de la partie gravitaire :

Tableau III.24 : les résultats de calcul des paramètres hydrauliques pour le tronçon 1 et 2

N° du tronç	Débit (m³/s)	L _g (m)	L _{éq} (m)	ΔH (m)	DN (mm)	V (m/s)	I _{moy} (m/m)	CP d'arrivée (m)	CT (m)	P _{brééis} (m)
1	0.09276	6100	7015	59.99	300	1.31	0.00853	1507.15	1464.21	42.94
2	0.09276	5559.93	6393.92	54.54	300	1.31	0.00853	1409.67	1325.56	84.11

3) Tronçon brise charge N°2 (BC 2) – réservoir d'Arris :

- La perte de charge disponible :

$$\Delta H_d = CT_3 - CT_4$$

$$\Delta H_d = 1325.56 - 1244.09 = 81.47 \text{ m}$$

- Le diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 11566.68 * (0.09276)^2}{81.47}} = 0.313 \text{ m} = 313 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} < D_{av} < 350 \text{ mm}$$

On suppose que: $\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^* L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^* L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$

Avec :

$$L_1 + L_2 = L_{eq} ; D_1 = 300 \text{ mm} \text{ et } D_2 = 350 \text{ mm}$$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0.09276)^2 \left(\frac{L_1}{0.35^{5.3}} + \frac{L_2}{0.3^{5.3}} \right) = 81.47 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 11566.68 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_1 = 4166.04 \text{ m}; L_2 = 7400.64 \text{ m}$$

D'autre part on a:
$$\begin{cases} L_{r1} = \frac{4166.04}{1,15} = 3622.64 \text{ m} \\ L_{r2} = \frac{7400.64}{1,15} = 6435.34 \text{ m} \end{cases}$$

Donc, on place la conduite DN 350 mm sur une longueur de 3622.64 m, ensuite la conduite DN 300 mm sur une longueur de 6435.34m.

• Vitesse d'écoulement :

Le tronçon **brise charge N°2 – réservoir d'Arris** aura deux vitesses différentes du fait qu'on a deux diamètres différents, tel que :

$$V_1 = \frac{4 * 0.09276}{\pi * 0.35^2} = 0.96 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0.09276}{\pi * 0,3^2} = 1,31 \text{ m/s}$$

III.8.2.4 Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau III.25

Tableau III.25: Frais d'investissement des conduites gravitaire

D (mm)	Prix MI (DA)	L (m)	PRIX (DA)	ANNUITE	Frais d'amortissement (DA)*10⁶
300	4455.52	18095.27	80623837.4	0.11683	9.42
350	5249.74	362264	19017918.1	0.11683	2.22
Total					11.64

Conclusion

L'étude techno-économique de notre projet d'adduction nous a permis de choisir un tracé composé de deux parties : une partie par refoulement de 37.02 Km de longueur et 300 mm de diamètre, elle est composé de quatre stations de pompage en série refoulant un débit de 92.76 l/s et une autre partie gravitaire, sur une longueur de 21.72 Km avec un diamètre variable entre 300 mm et 350 mm.

CHAPITRE IV
CALCUL DES RÉSERVOIRS

Introduction

Depuis l'antiquité, les réservoirs sont utilisés comme étant des lieux de stockage de l'eau de la saison humide pour la saison sèche. Graduellement la science de l'eau évalue et les systèmes d'alimentation en eau potable se diversifient avec, ce qui a donné une multitude de fonctions aux réservoirs, à titre d'exemple ils sont conçus pour le stockage, la régularisation des débits et des pressions.

IV.1 Fonctions des réservoirs :

-Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

-Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

-Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

-Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à événement, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

-Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de

niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

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

-Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

-Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais dans ce cas ils sont appelés réservoirs tampons.

IV.2 Classification des réservoirs : [8]

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

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

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre différentes formes :

- Rectangulaire ou carrée :

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

- Circulaire :

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

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

IV.3 Emplacement des réservoirs : [4]

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques. En effet, l'objectif recherché est de prévoir un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu couteux. Pour cela on est appelé à respecter les conditions suivantes :

Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire, le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.

En plaines, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la côte radier soit supérieur à la côte piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution, s'il ya pas lieu en le place hors de l'agglomération mais le plus proche possible, pour éviter l'augmentation des pertes de charges du fait de l'augmentation de la longueur.

En terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la côte excède toute autres cotes d'une valeur suffisante (10 à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.

L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère, mais le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétiques, des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompages.

IV.4 Équipement du réservoir :

IV.4.1 Conduite d'arrivée :

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement ou gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux au réservoir peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On préfère toujours l'arrivée de l'eau par le bas ou par le bas pour permettre le renouvellement d'eau par mélange on créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

Le débouché de la conduite d'arrivée dans le réservoir, doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'arrivée est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'arrivée s'effectue par refoulement.

IV.4.2 Conduite de distribution ou de départ :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 15 cm à 20 cm environ au-dessus du radier. Cela pour éviter la pénétration des grains du sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve du réservoir.

S'il y a une rupture de la conduite maîtresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement le réservoir. Elle pourra être envisagée en rendant la fermeture de robinet automatique en utilisant une vanne-papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifesterait dans la conduite.

IV.4.3 Conduite de Trop-plein :

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

IV.4.4 Conduite de vidange :

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts. 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.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

IV.4.5 Conduite By-pass :

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant le nettoyage (vidange) d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée (d'arrivée) à la conduite de départ (distribution).

IV.4.6 Les joints d'étanchéité :

Pour assurer une bonne étanchéité entre le réservoir et les conduites qui le traversent, on a intérêt à placer des joints d'étanchéité.

IV.4.7 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.

IV.5 Capacité des réservoirs:

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

IV.5.1 Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots (IV.2)$$

V_t : capacité totale du réservoir

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

IV.5.2 Méthode graphique :

Cette méthode est basée 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.

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \dots\dots\dots(IV.3)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{max,j} * R_{max}}{100} \dots\dots\dots(IV.4)$$

Dont le volume total sera :

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

IV.6 Dimensionnement des réservoirs:

IV.6.1 : Bâches de reprise pour différentes stations de pompage :

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. Le dimensionnement de cette dernière est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

Donc :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{T}$$

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier total, dans notre cas $Q_{max,j}$ est constant, il représente le débit totale véhiculé vers chaque bache de reprise, qui est égale à 8014.8 m³/j ;

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t = 0.25 h) ;

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas T = 24h.

➤ **Bâche de la station de pompage (SP1) :**

La station de pompage (SP1) se situe à 8450 m de point de piquage. Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise de la station de pompage (SP1). La station de pompage (SP1) alimente la station de pompage (SP2).

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{80148}{24} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 83.49$$

On prend un volume normalisé de 100 m³.

$$V_n = 100 \text{ m}^3$$

➤ **Bâche de la station de pompage (SP2) :**

La station de pompage (SP2) se situe à 8757.34 m de la station de pompage (SP1). Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise de la station de pompage (SP2). La station de pompage (SP2) alimente la station de pompage (SP3).

Alors le volume de la bâche de reprise (SP2) est calculé comme suit:

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{80148}{24} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 83.49$$

On prend un volume normalisé de 100 m³.

$$V_n = 100 \text{ m}^3$$

➤ **Bâche de la station de pompage (SP3) :**

La station de pompage (SP3) se situe à 11042.28 m de la station de pompage (SP2). Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise de la station de pompage (SP3). La station de pompage (SP3) refoule directement vers la station de pompage (SP4).

Alors le volume de la bâche de reprise (SP1) est calculé comme suit:

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{80148}{24} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 83.49$$

On prend un volume normalisé de 100 m^3 .

$$V_n = 100 \text{ m}^3$$

➤ **Bâche de la station de pompage (SP4) :**

La station de pompage (SP4) se situe à 4550 m de la station de pompage (SP3). Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise de la station de pompage (SP4). La station de pompage (SP4) refoule directement vers le réservoir tampon.

Alors le volume de la bâche de reprise (SP4) est calculé comme suit:

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{80148}{24} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 83.49$$

On prend un volume normalisé de 100 m^3 .

$$V_n = 100 \text{ m}^3$$

Remarque : Les bâches des stations de pompage (SP1), (PS2), (SP3) et (SP4) ont les mêmes dimensions, du fait que le débit reste constant et le temps de fonctionnement pour chaque station de pompage est de 24 h / 24.

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

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

On prend: h = 6 m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 100}{3,14 \times 6}} = 4.61 \qquad \Rightarrow \mathbf{D = 5 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

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

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 100}{3,14 \times (5)^2} = 5.10 \quad \Rightarrow \mathbf{h = 5.10 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{100}{5.1} = 19.61 \quad \Rightarrow \mathbf{S = 19.61 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend R = 0,5 m

$$\Rightarrow H = 5.1 + 0,5 = 5.6 \quad \Rightarrow \mathbf{H = 5.6 \text{ m}}$$

Les dimensions des bâches de repris des stations (SP1), (PS2), (SP3) et (SP4), sont représentés dans le tableau IV.1

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des différentes bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	100	5	19.61	5.1	0.5	5.6
SP 2	100	5	19.61	5.1	0.5	5.6
SP3	100	5	19.61	5.1	0.5	5.6
SP4	100	5	19.61	5.1	0.5	5.6

IV.6.2 Réservoir tampon :

La conduite de refoulement ne peut se transformer en une conduite gravitaire que par l'installation d'un réservoir intermédiaire ou réservoir tampon, appelé également réservoir de relais.

- Estimation de la capacité du réservoir tampon :

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir tampon sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (m3)

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et soit T le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne.

Dés l'arrêt de la pompe, le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne a un temps de fermeture d'une durée de 4 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0.09276 \times 4 \times 3600}{2} = 667.87 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m^3 comme réserve d'incendie, donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 667.87 + 120 = 787.87$$

$$V_t = 787.87 \text{ m}^3$$

Il y aurait intérêt à normaliser les capacités des réservoirs afin que les coffrages puissent être réutilisés, pour cela, on prend un volume normalisé de 1000 m^3 .

$$V_n = 1000 \text{ m}^3$$

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

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

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3,14 \times 6}} = 14.57$$

$$\Rightarrow D = 14.5 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

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

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 1000}{3,14 \times (14.5)^2} = 6.06$$

$$\Rightarrow h = 6,06 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

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

$$\Rightarrow S = \frac{1000}{6,06} = 165.02$$

$$\Rightarrow S = 165.02 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: R = 0,5 m

$$\Rightarrow H = 6,06 + 0,5 = 6,56 \quad \Rightarrow H = 6,56 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{165.02} = 0,73 \quad \Rightarrow h_{inc} = 0,73 \text{ m}$$

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir tampon

Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
1000	14.5	165.02	6.06	0.73	0.5	5.56

IV.6.3 Réservoirs de stockage :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude nous avons un seul réservoir de stockage, la capacité de ce dernier est déterminée par la méthode analytique.

- Calcul de la capacité de réservoir de stockage :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de stockage est donnée dans le tableau IV.3

Tableau IV.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	03	1.17	-	2.04
1-2	4.17	3.2	0.97	-	3.01
2-3	4.17	2.5	1.67	-	4.68
3-4	4.17	2.6	1.57	-	6.25
4-5	4.17	3.5	0.67	-	6.92
5-6	4.17	4.1	0.07	-	6.99
6-7	4.17	4.5	-	0.33	6.66
7-8	4.17	4.9	-	0.73	5.93
8-9	4.17	4.9	-	0.73	5.20
9-10	4.17	5.6	-	1.43	3.77
10-11	4.17	4.8	-	0.63	3.14
11-12	4.17	4.7	-	0.53	2.61
12-13	4.17	4.4	-	0.23	2.38
13-14	4.17	4.1	0.07	-	2.45
14-15	4.17	4.2	-	0.04	2.41
15-16	4.17	4.4	-	0.24	2.17
16-17	4.17	4.3	-	0.14	2.03
17-18	4.17	4.1	0.07	-	2.10
18-19	4.17	4.5	-	0.34	1.76
19-20	4.17	4.5	-	0.34	1.42
20-21	4.17	4.5	-	0.34	1.08
21-22	4.17	4.8	-	0.64	0.44
22-23	4.17	4.6	-	0.44	0,00
23-24	4.17	3.3	0.87	-	0.87
Total	100%	100%	7.13	7.13	-

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{8014 \cdot 8 \cdot 6.99}{100} \Rightarrow V_r = 560.23 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = + 120 \Rightarrow V_t = 680,23 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 700 \text{ m}^3$.

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On prend: h = 4 m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 700}{3,14 \times 4}} = 14.93 \qquad \Rightarrow \mathbf{D = 15 \text{ m}}$$

- Révaluation de la hauteur d'eau h :

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

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 700}{3,14 \times (15)^2} = 3.96 \qquad \Rightarrow \mathbf{h = 3.96 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{700}{3.96} = 176.77 \qquad \Rightarrow \mathbf{S = 176.77 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend R = 0,5 m

$$\Rightarrow H = 3.96 + 0,5 = 4.46 \qquad \Rightarrow \mathbf{H = 4.46 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

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

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{176.77} = 0.68$$

$$\Rightarrow h_{inc} = \mathbf{0.68 \text{ m}}$$

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir projeté
d'Arris

Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
700	15	176.77	3.96	0.68	0.5	4.46

La figure IV.1 illustre quelques équipements hydrauliques d'un réservoir.

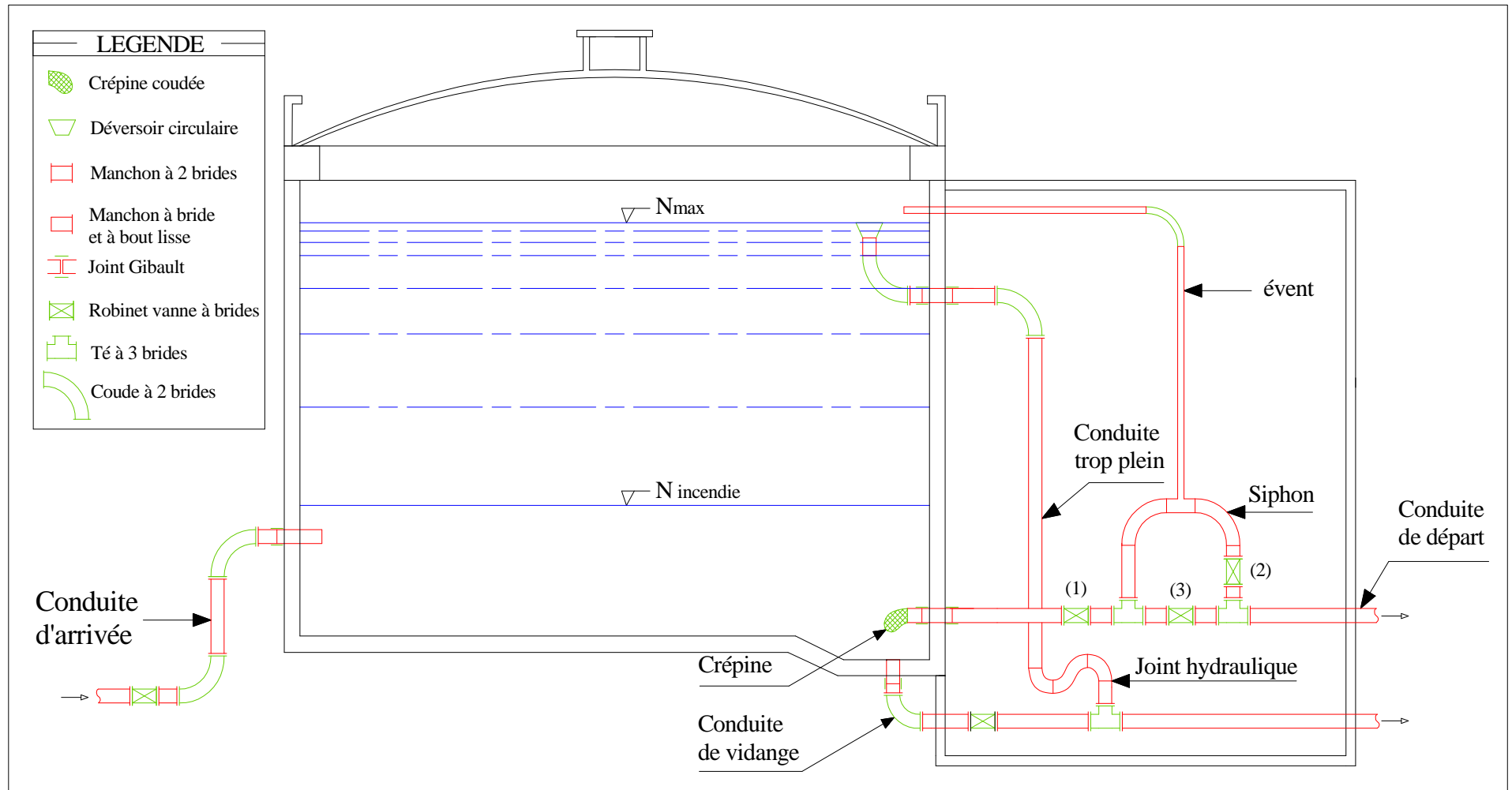


Figure IV.1 : Equipements d'un réservoir

Conclusion

Dans tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude des réservoirs reste très importante vue les rôles que peuvent jouer ces derniers. Dans notre cas, toutes les cuves ont été dimensionnées afin d'assurer la continuité du réseau d'adduction aussi bien gravitaire que par refoulement.

CHAPITRE V
ETUDE DU POMPAGE

Introduction :

Dans un projet d'adduction, il est préférable de véhiculer l'eau gravitairement de point de départ (source, barrage...) jusqu'au point d'arrivée (réservoir, château d'eau...), mais le relief reliant ces deux points ne permet pas toujours de réaliser ce cas, pour cela on est appelé à projeter des stations de pompage d'eau pour assurer la continuité d'écoulement.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté quatre stations de pompes, SP1, SP2, SP3 et SP4 et chaque station comporte les parties suivantes :

- La salle d'arrivée d'eau.
- La salle des commandes.
- La salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

V.1 Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, elle a pour rôle de transformer l'énergie mécanique en une énergie hydraulique, La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être à axe : horizontal, vertical ou oblique.

V.2 Choix de variantes pour les stations de pompage :

Les conditions de choix de variantes pour la station de pompage sont telles :

-Qu'il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.

- Qu'il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.

- Que le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.

- Que les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.

- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.

V.3 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le meilleur rendement;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

V.4 Couplage des pompes :

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

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

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

V.4.1 Couplage en parallèle:

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

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

V.4.2 Couplage en série :

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

V.5 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.5.1 Refoulement SP1 - SP2 :

Le tableau V.1 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1-SP2)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d’étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	333.91	161.84	PM150/6A	78.7	1450	6	177	3.77	310
2	166.96	161.84	PM125/7A	75.5	1450	7	94.5	2.26	250
3	111.30	161.84	PM100/3C	77.6	2900	3	72.7	3.64	220
4	83.48	161.84	PM100/4E	75.3	2900	4	64	3.31	220
5	66.78	161.84	PM100/9A	76	1450	9	37.5	1.91	220
6	55.65	161.84	PM100/9A	75.4	1450	9	35.8	1.91	220

D’après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 3 pompes, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, nombre d’étages et puissance absorbée. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces quatre pompes sont identiques et de type PM100/3C.

V.5.2 Refoulement SP2 - SP3 :

Le tableau V.2 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2-SP3)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	333.91	162.37	PM150/6A	78.7	1450	6	177	3.77	310
2	166.96	162.37	PM125/7A	75.5	1450	7	94.5	2.26	250
3	111.30	162.37	PM100/3C	77.5	2900	3	72.4	3.62	220
4	83.48	162.37	PM100/4E	75.3	2900	4	64	3.31	220
5	66.78	162.37	PM100/9A	76	1450	9	37.5	1.91	220
6	55.65	162.37	PM100/9A	75.4	1450	9	35.8	1.91	220

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 3 pompes, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, nombre d'étages et puissance absorbée. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces quatre pompes sont identiques et de type PM100/3C.

V.5.3 Refoulement SP3 - SP4 :

Le tableau V.3 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V.3 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(SP3-SP4)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	333.91	178.88	PM150/7A	77.8	1450	7	209	4.19	310
2	166.96	178.88	PM125/9B	75.3	1450	9	102	2.17	250
3	111.30	178.88	PM100/3C	76.7	2900	3	68.5	3.39	220
4	83.48	178.88	PM80/4A	75.6	2900	3	62.1	4.06	190
5	66.78	178.88	PM100/10A	76	1450	10	41.7	1.91	220
6	55.65	178.88	PM100/10A	75.7	1450	10	40.4	1.91	220

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 3 pompes, car elle présente un bon rendement et elle est meilleure de point de vue vitesse de rotation, nombre d'étages, (NPSH)_r. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces quatre pompes sont identiques et de type PM100/3C.

V.5.4 Refoulement SP4 - réservoir tampon :

Le tableau V.4 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V.4 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP4-réservoir tampon)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	333.91	165.47	PM150/6A	79.3	1450	6	174	3.45	310
2	166.96	165.47	PM125/7A	75.8	1450	7	92.8	2.13	250
3	111.30	165.47	PM100/3C	77.6	2900	3	72.6	3.64	220
4	83.48	165.47	PM100/4E	75.6	2900	4	64.9	3.35	220
5	66.78	165.47	PM100/9A	75.8	1450	9	36.8	1.91	220
6	55.65	165.47	PM100/11B	75.7	1450	11	39	1.91	220

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 3 pompes et une pompe de secours, car elle présente un bon rendement, une vitesse de rotation élevée, un nombre d'étages moins important, de même pour la puissance absorbée. Cependant une pompe de secours doit être prévue. Ces quatre pompes sont identiques et de type PM100/3C.

V.6 Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$* [H-Q] \quad * [P_{abs} - Q] \quad * [\eta_p - Q] \quad * [(NPSH)_r - Q]$$

Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage SP1, SP2, SP3 et SP4 seront établies à base des courbes individuelles. Ces courbes individuelles sont tirées du catalogue des pompes CAPRARI après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

Remarque : Puisque on a trouvé le même type de pompe pour chaque station de pompage, alors il suffit de représenter les courbes caractéristiques d'une seule station de pompage.

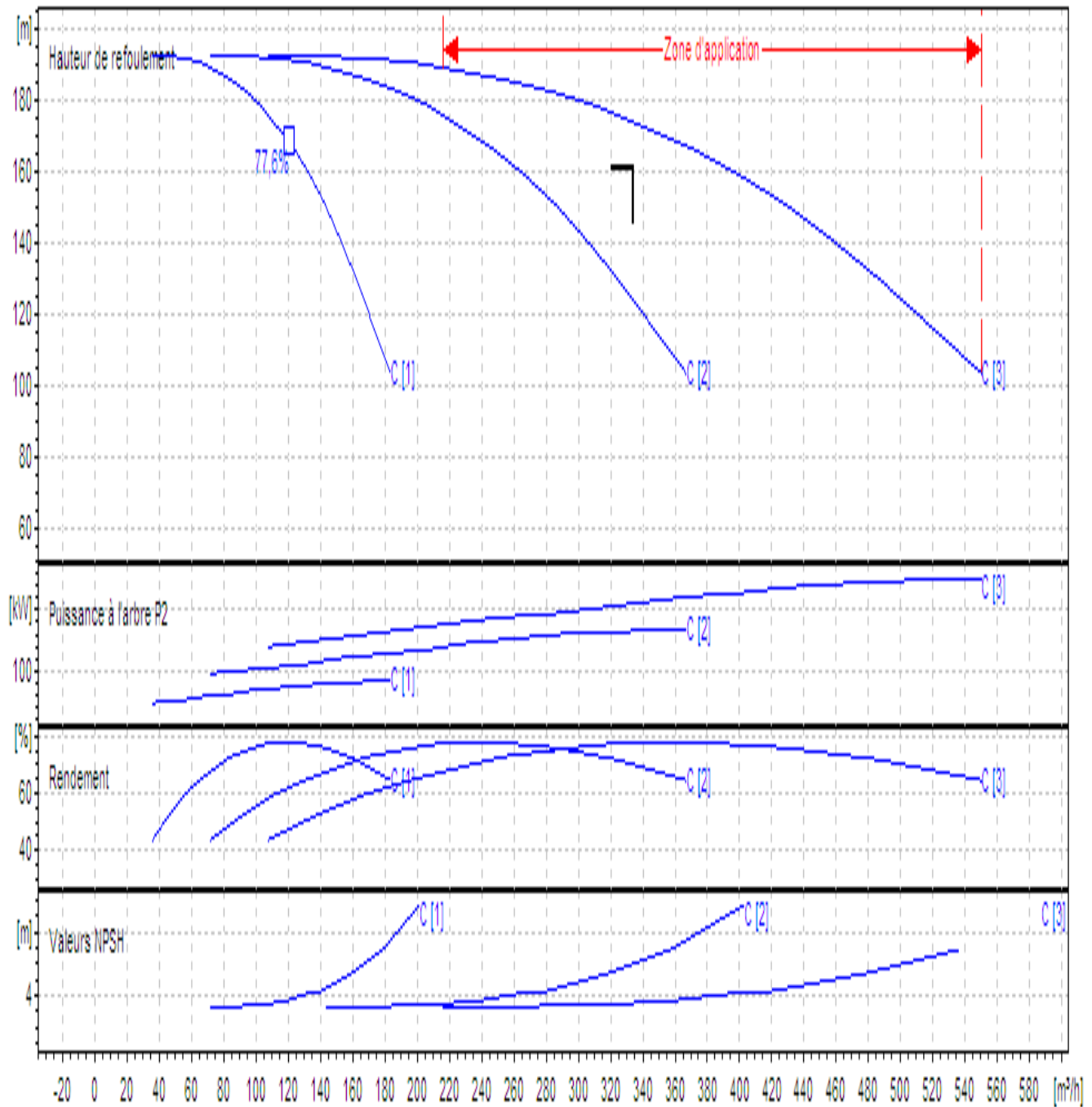


Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe type PM100/3C

V.7 Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée 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.

V.7.1 Courbes caractéristiques de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

V.7.2 Refoulement : SP 1 – SP2 :

Tableau V.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SP2)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (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	0	122.91	8757.34	350	0.0342	0	0	122,91
2	30	90	122.91	8757.34	350	0.0342	4,03905143	4,64490914	127,554909
3	60	180	122.91	8757.34	350	0.0342	16,1562057	18,5796366	141,489637
4	90	270	122.91	8757.34	350	0.0342	36,3514629	41,8041823	164,714182
5	120	360	122.91	8757.34	350	0.0342	64,6248229	74,3185463	197,228546
6	150	450	122.91	8757.34	350	0.0342	100,976286	116,122729	239,032729
7	180	540	122.91	8757.34	350	0.0342	145,405851	167,216729	290,126729
8	200	600	122.91	8757.34	350	0.0342	179,513397	206,440406	329,350406

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.2

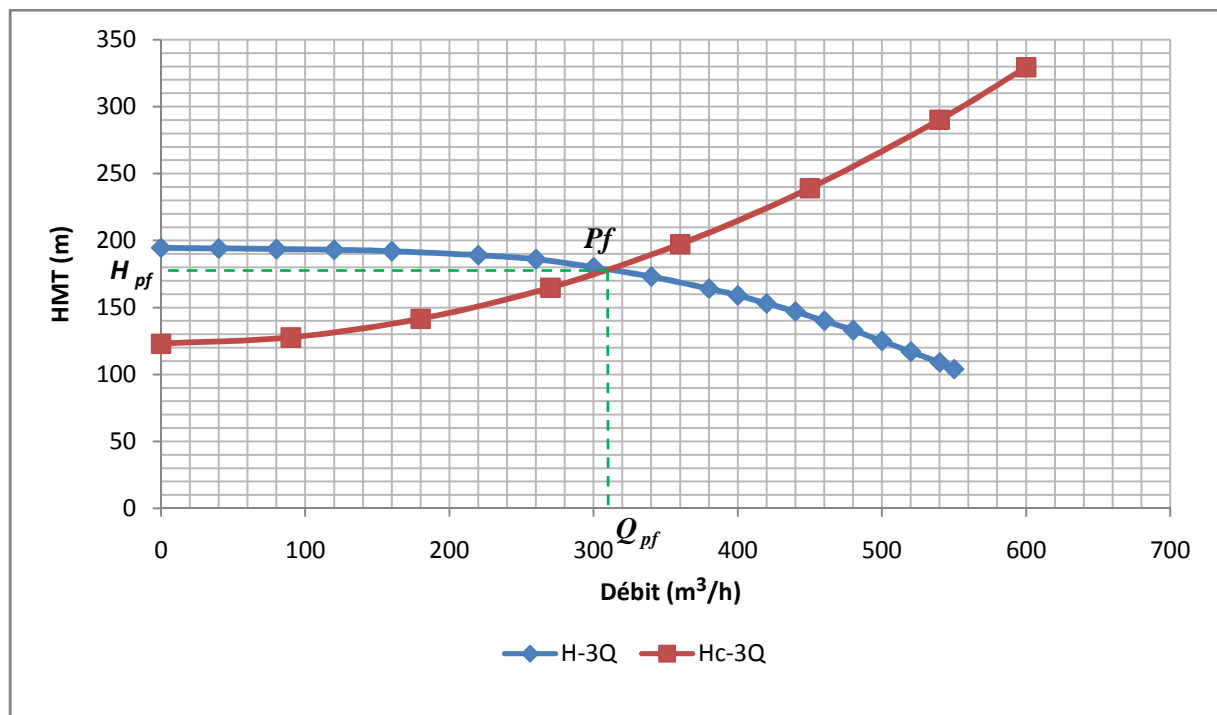


Figure V.2 : Point de fonctionnement de la pompe SP1

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

$$(Pf) \text{ sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 315 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 333.91 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 178 \text{ m} > H_{app} = 161.84 \text{ m} \end{cases}$$

V.7.3 Refoulement : SP2 – SP3

Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SP3)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (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	0	113.29	11042.288	350	0.0342	0	0	113,29
2	30	90	113.29	11042.288	350	0.0342	5,09290913	5,8568455	119,146845
3	60	180	113.29	11042.288	350	0.0342	20,3716365	23,427382	136,717382
4	90	270	113.29	11042.288	350	0.0342	45,8361822	52,7116095	166,001609
5	120	360	113.29	11042.288	350	0.0342	81,486546	93,709528	206,999528
6	150	450	113.29	11042.288	350	0.0342	127,322728	146,421137	259,711137
7	180	540	113.29	11042.288	350	0.0342	183,344729	210,846438	324,136438
8	200	600	113.29	11042.288	350	0.0342	226,351517	260,304244	373,594244

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.3

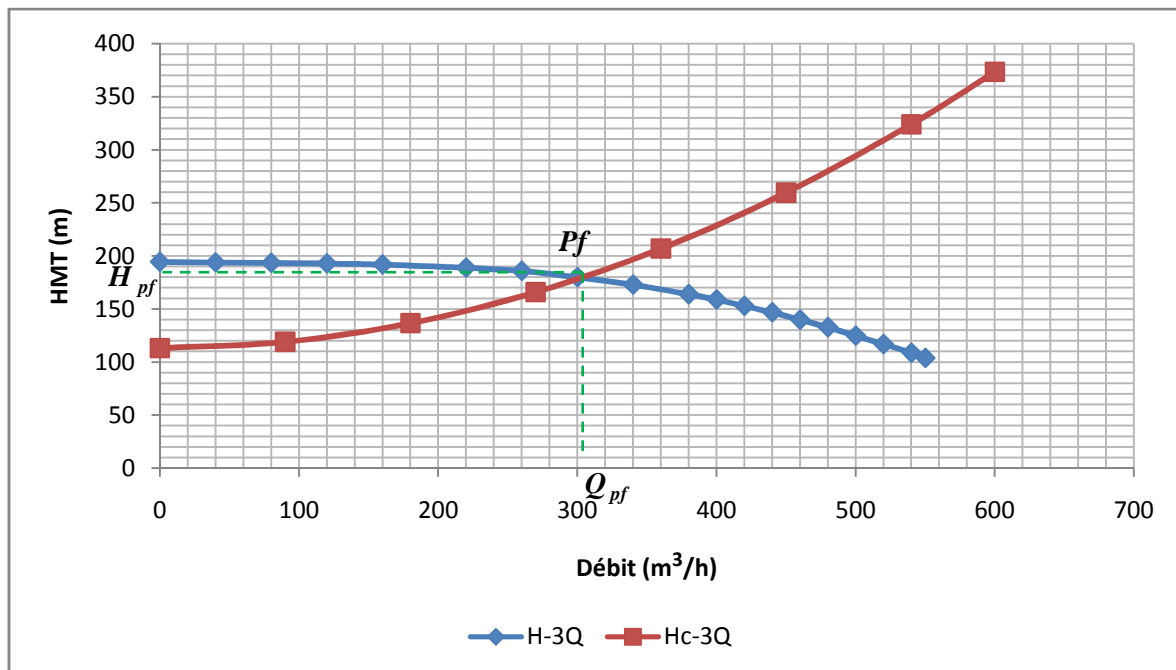


Figure V.3 : Point de fonctionnement de la pompe SP2

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

(Pf) sont :
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 300\text{m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 333.91\text{m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 180\text{m} > H_{app} = 162.37\text{m} \end{cases}$$

V.7.4 Refoulement : SP3 – SP4

Tableau V.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3-SP4)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δ <i>h</i> _p ^{lin} (m)	Δ <i>h</i> _t (m)	H _c (m)
1	0	0	158.66	4550	350	0.0342	0	0	158,66
2	30	90	158.66	4550	350	0.0342	2,0985464	2,4133283	161,07333
3	60	180	158.66	4550	350	0.0342	8,3941855	9,6533133	168,31331
4	90	270	158.66	4550	350	0.0342	18,886917	21,719955	180,37995
5	120	360	158.66	4550	350	0.0342	33,576742	38,613253	197,27325
6	150	450	158.66	4550	350	0.0342	52,463659	60,333208	218,99321
7	180	540	158.66	4550	350	0.0342	75,547669	86,879819	245,53982
8	200	600	158.66	4550	350	0.0342	93,268727	107,25904	265,91904

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

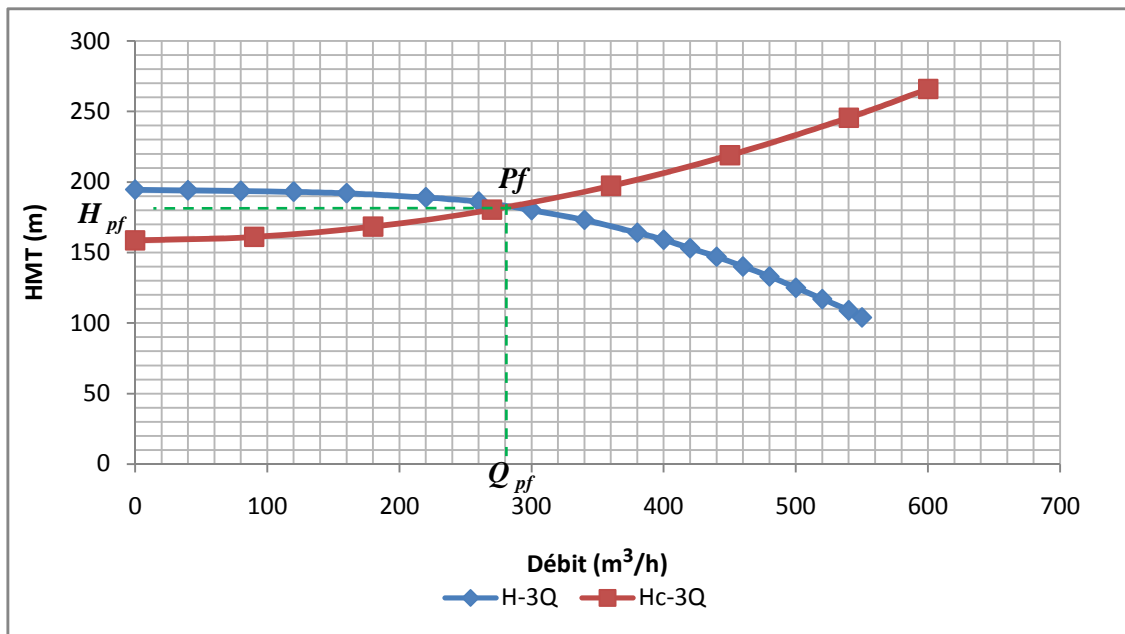


Figure V.4 : Point de fonctionnement de la pompe SP3

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

$$(Pf) \text{ sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 285 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 333.91 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 182 \text{ m} > H_{app} = 178.88 \text{ m} \end{cases}$$

V.7.5 Refoulement : SP4 – réservoir tampon:

Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp4 – réservoir tampon)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δ <i>h</i> _p ^{lin} (m)	Δ <i>h</i> _t (m)	H _c (m)
1	0	0	146.73	4216.72	350	0.0342	0	0	146,73
2	30	90	146.73	4216.72	350	0.0342	1,9448313	2,236556	148,96656
3	60	180	146.73	4216.72	350	0.0342	7,7793252	8,946224	155,67622
4	90	270	146.73	4216.72	350	0.0342	17,503482	20,129004	166,859
5	120	360	146.73	4216.72	350	0.0342	31,117301	35,784896	182,5149
6	150	450	146.73	4216.72	350	0.0342	48,620783	55,9139	202,6439
7	180	540	146.73	4216.72	350	0.0342	70,013927	80,516016	227,24602
8	200	600	146.73	4216.72	350	0.0342	86,436947	99,402489	246,13249

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.5

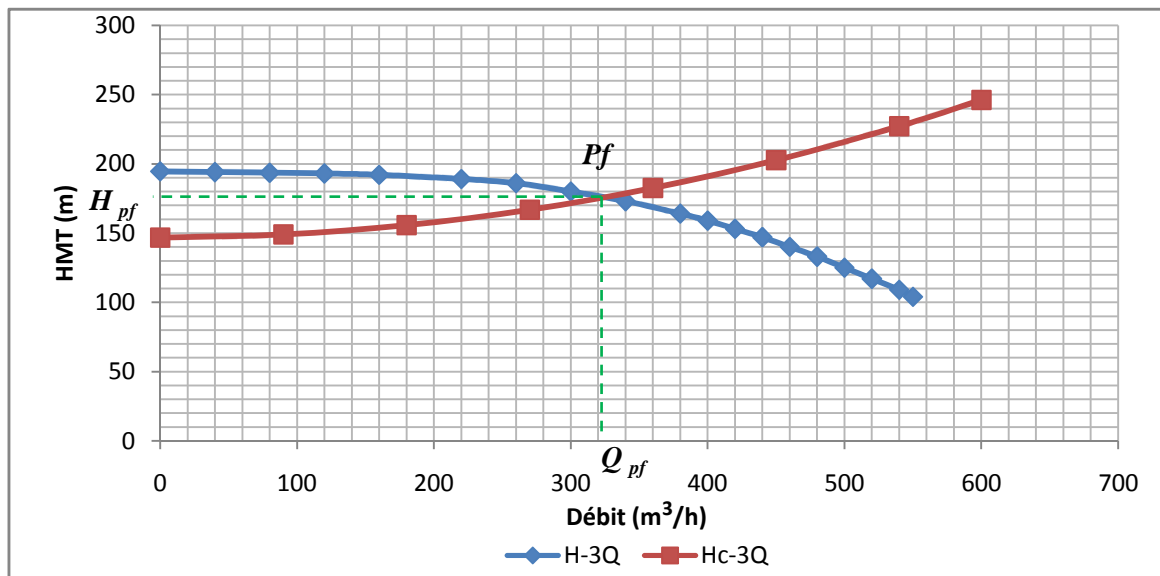


Figure V.5 : point de fonctionnement de la pompe SP4

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

(Pf) sont :
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 325m^3 / h < Q_{app} = 333.91m^3 / h \\ H_{Pf} = 176m > H_{app} = 165.47m \end{cases}$$

V.8 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 :

V.8.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 :

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

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue sera :

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

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

***Rendement du rognage**

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

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \dots \dots \dots (V.9)$$

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 :

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

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.**

V.8. 2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :

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

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

Remarque : Dans notre cas et pour les quatre stations de pompage, on a $Q_{app} > Q_{Pf}$, donc on ne peut utiliser qu'un seul mode de réglage, qui est le réglage par changement de la vitesse rotatif (qualitatif).

V.8.3 Refoulement : SP1 – SP2

On a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Dans ce cas, on procède à un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

L'équation de la courbe de proportionnalité est : $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{161.84}{333.91^2} = 0,00145$$

Pour construire la courbe de proportionnalité, on calcule les valeurs de H en fonction de Q, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau V.9

Tableau V.9 : résultats de calcul de la courbe de proportionnalité

Q (m ³ /h)	0	90	180	270	360	450	540	600
H=a*Q ² (m)	0	11.75	47.03	105.82	188.12	293.94	423.27	522.55

D'après la loi de similitude, la nouvelle vitesse de la pompe sera :

$$\frac{Q_E}{Q_D} = \frac{N}{n} \Rightarrow n = N \frac{Q_D}{Q_E}$$

Telle que :

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

Q_E : c'est le débit qui correspond au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la courbe de proportionnalité, qui est égale à 345 m³/h (voir figure V.6)

Q_D : c'est le débit qui correspond au point d'intersection entre la courbe de la conduite et la courbe de proportionnalité, qui est égale à 375 m³/h (voir figure V.6)

Donc :

$$n = 2900 \times \frac{375}{345} n = 3152.17 \text{ tr/min.}$$

La nouvelle vitesse rotative est $n = 3152.17$ tr/min.

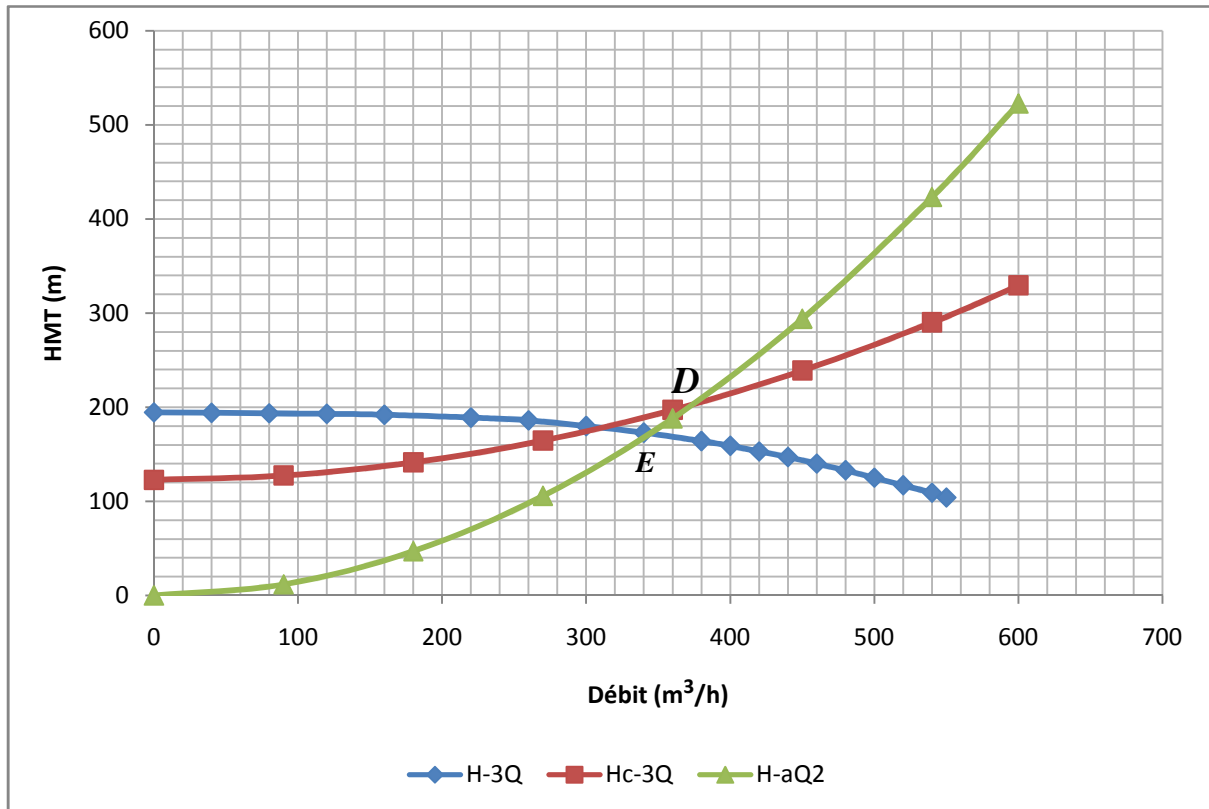


Figure V.6 : Mode de réglage de la SP1

Le point D devient le point de fonctionnement de la pompe tournant avec la nouvelle vitesse $n = 3152.17$ tr/min.

Le nouveau rendement du nouveau point de fonctionnement est déterminé par la projection du débit de point D sur la courbe $[\eta_p - 3Q]$.

Le rendement après projection est de : 77.1 %.

V.8.4 Refoulement : SP2 – SP3

On a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

L'équation de la courbe de proportionnalité est : $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{162.37}{333.91^2} = 0,00146$$

Pour construire la courbe de proportionnalité, on calcul les valeurs de H en fonction de Q, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau V.10

Tableau V.10 : résultats de calcul de la courbe de proportionnalité

Q (m ³ /h)	0	90	180	270	360	450	540	600
H=a*Q ² (m)	0	11.83	47.30	106.43	189.23	295.65	425.74	525.6

D'après la loi de similitude, la nouvelle vitesse de la pompe sera :

$$\frac{Q_E}{Q_D} = \frac{N}{n} \Rightarrow n = N \frac{Q_D}{Q_E}$$

D'après la figure V.9 : Q_E = 343 m³/h et Q_D = 373 m³/h

Donc :

$$n = 2900 \times \frac{373}{343} n = 3153.64 \text{ tr/min.}$$

La nouvelle vitesse rotative est n = 3153.64 tr/min.

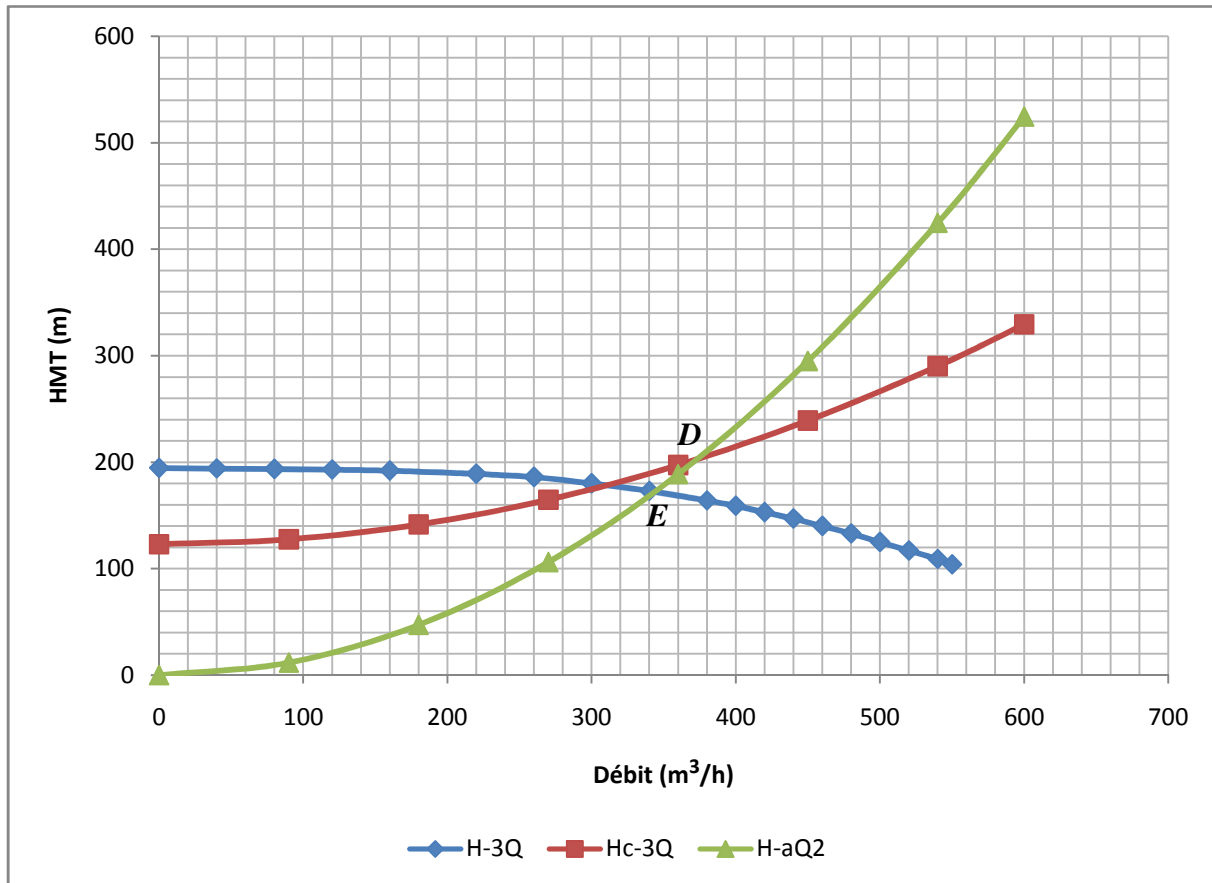


Figure V.7 : Mode de réglage de la SP2

Le point D devient le point de fonctionnement de la pompe tournant avec la nouvelle vitesse $n = 315.64$ tr/min.

Le nouveau rendement du nouveau point de fonctionnement est déterminé par la projection du débit de point D sur la courbe $[\eta_p - 3Q]$.

Le rendement après projection est de : 77 %

V.8.5 Refoulement : SP3 – SP4

On a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

L'équation de la courbe de proportionnalité est : $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{178.88}{333.91^2} = 0,00160$$

Pour construire la courbe de proportionnalité, on calcul les valeurs de H en fonction de Q, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau V.11

Tableau V.11: résultats de calcul de la courbe de proportionnalité

Q (m ³ /h)	0	90	180	270	360	450	540	600
H=a*Q ² (m)	0	12.96	51.84	116.64	207.36	324	466.56	576

D'après la loi de similitude, la nouvelle vitesse de la pompe sera :

$$\frac{Q_E}{Q_D} = \frac{N}{n} \Rightarrow n = N \frac{Q_D}{Q_E}$$

D'après la figure V.10: Q_E = 330 m³/h et Q_D = 348 m³/h

Donc :

$$n = 2900 \times \frac{348}{330} = 3058.18 \text{ tr/min.}$$

La nouvelle vitesse rotative est n =3058.18 tr/min.

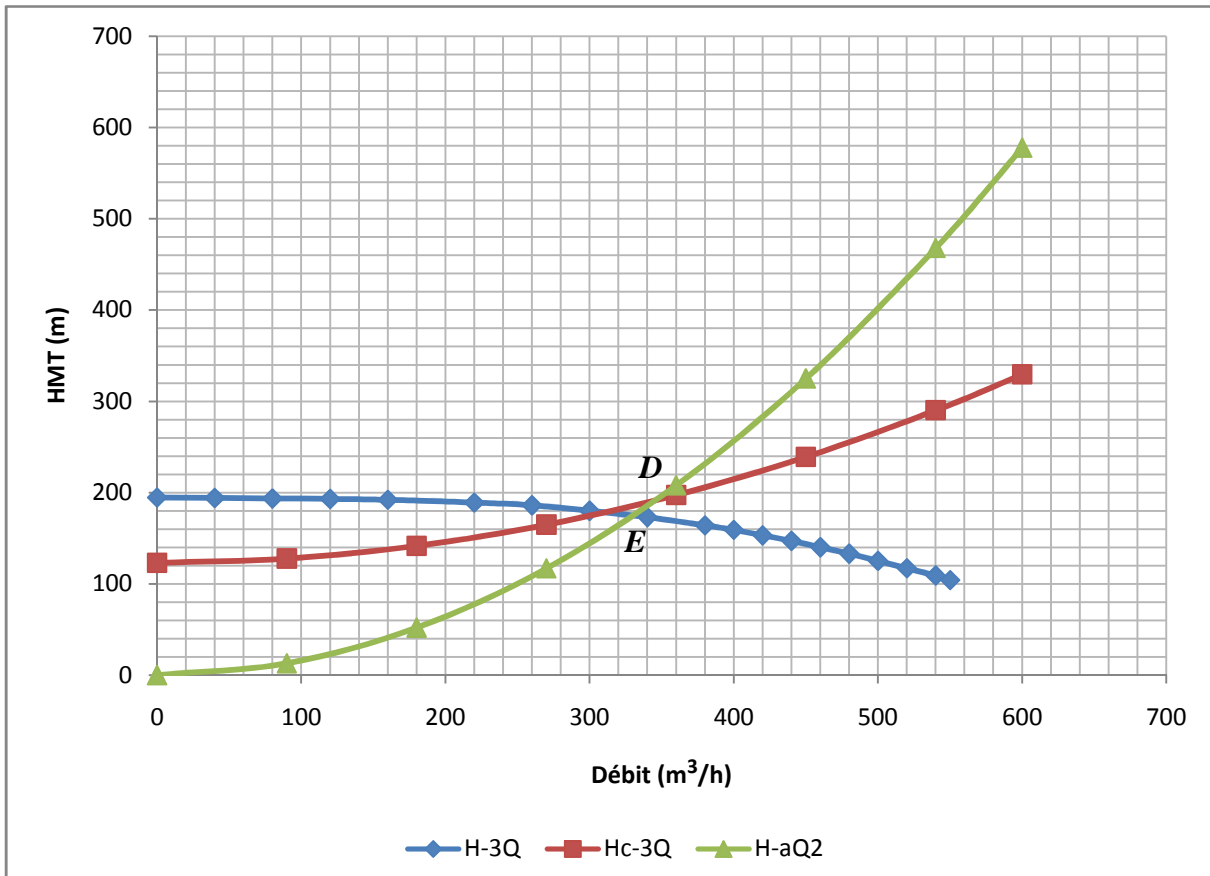


Figure V.8 Mode de réglage de la SP3

Le point D devient le point de fonctionnement de la pompe tournant avec la nouvelle vitesse $n = 3058.18$ tr/min.

Le nouveau rendement du nouveau point de fonctionnement est déterminé par la projection du débit de point D sur la courbe $[\eta_p - 3Q]$.

Le rendement après projection est de : 76 %

V.8.6 Refoulement : SP4 – réservoir tampon

On a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

L'équation de la courbe de proportionnalité est : $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{165.47}{333.91^2} = 0,00148$$

Pour construire la courbe de proportionnalité, on calcule les valeurs de H en fonction de Q, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau V.12

Tableau V.12 : résultats de calcul de la courbe de proportionnalité

Q (m ³ /h)	0	90	180	270	360	450	540	600
H=a*Q ² (m)	0	11.99	47.95	107.89	191.81	299.7	431.57	532.8

D'après la loi de similitude, la nouvelle vitesse de la pompe sera :

$$\frac{Q_E}{Q_D} = \frac{N}{n} \Rightarrow n = N \frac{Q_D}{Q_E}$$

D'après la figure V.12: Q_E = 340 m³/h et Q_D = 370 m³/h

Donc :

$$n = 2900 \times \frac{370}{340} = 3155.88 \text{ tr/min.}$$

La nouvelle vitesse rotative est n = 3155.88 tr/min.

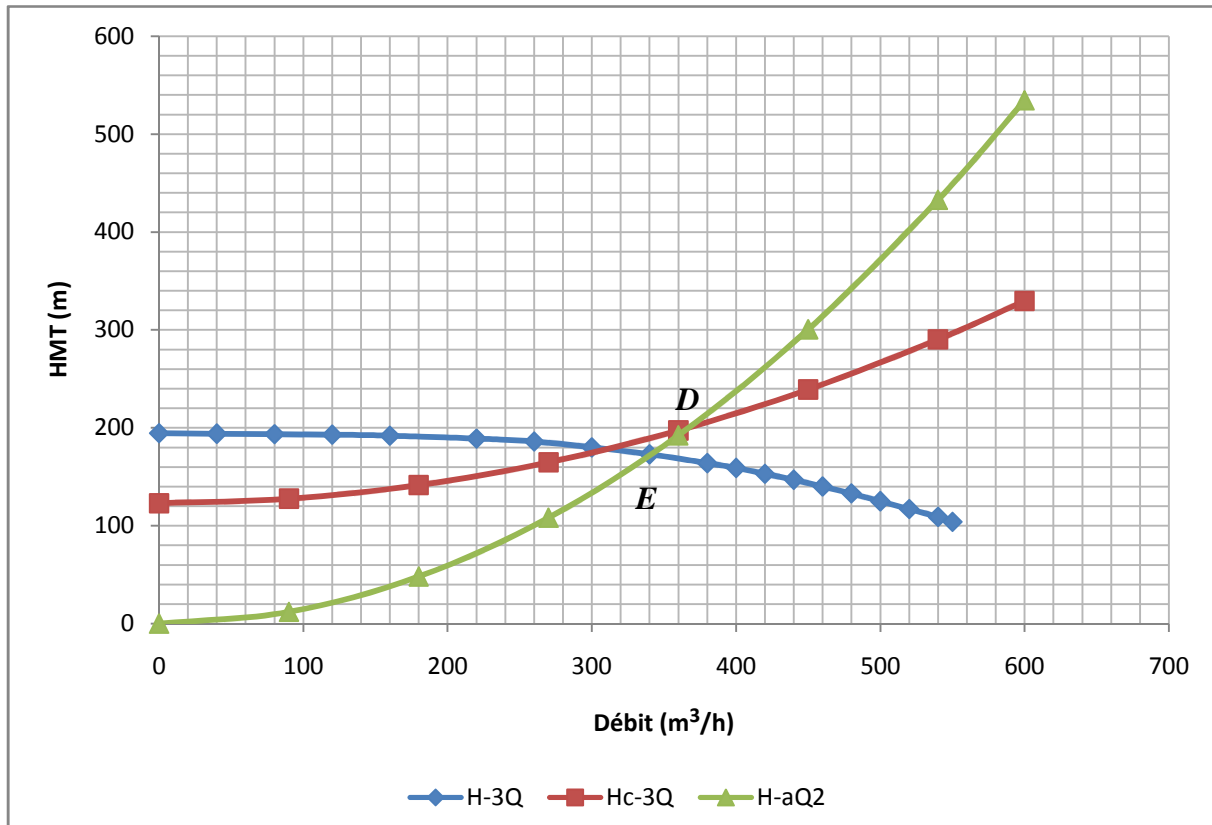


Figure V.9 : Mode de réglage de la SP4

Le point D devient le point de fonctionnement de la pompe tournant avec la nouvelle vitesse $n = 3155.88$ tr/min.

Le nouveau rendement du nouveau point de fonctionnement est déterminé par la projection du débit de point D sur la courbe $[\eta_p - 3Q]$.

Le rendement après projection est de : 77.2 %

V.9 Etude du phénomène de cavitation : [2]

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22$ mm, à $T = 20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur crée et des rendements.

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

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(V.11)$$

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

On prend : r = 0,3m.

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

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

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

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

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

H : altitude de la station.

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

Tableau V.13: Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température

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

Source : O.N.M

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

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

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

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_{asp} * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots \dots \dots (V.15)$$

L_{asp} : longueur du collecteur d'aspiration, $L_{asp} = 6$ m ;

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

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

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

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

Avec :

DN_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm), donné par KAPRARI

V.9.1 Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (V.16)$$

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

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

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

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

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

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

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

Refoulement SP1 – SP2 :

- La charge nette d'aspiration requise :

$$(NPSH)_r = 3.64 \text{ m (figure V.1)}$$

- La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1025.55 \Rightarrow P_{at} = 8.90 \text{ mce.}$$

- 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 :

$$DN_a = 125 \text{ mm (figure V.4)}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175 \text{ mm}$$

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 111.3}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.29 \text{ m / s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{6 * \left(\frac{111.3}{3600} \right)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,10 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.64 + 0,4 - 8.9 + 0,24 + \frac{1.29^2}{2 * 9,81} + 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 4.42 \text{ m}$$

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

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

$$h_{asp}^{adm} = 8.9 - 3.64 - 0.4 - 0.24 - \frac{1.29^2}{2 * 9,81} - 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.22 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 1025.55 - 5.1 + 0.7 \Rightarrow \nabla_{\min} = 1021.15 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 1021.15 + 4.22 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 1025.07 \text{ mNGA}$$

Refoulement SP2 – SP3 :

- La charge nette d'aspiration requise :

$$(NPSH)_r = 3.62 \text{ m (figure V.1)}$$

- La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1148.46 \Rightarrow P_{at} = 8.73 \text{ mce.}$$

- 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 :

DNa = 125 mm (Annexe II)

Donc : $D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 111.3}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.29 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{6 * \left(\frac{111.3}{3600} \right)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,10 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.62 + 0,4 - 8.73 + 0,24 + \frac{1.29^2}{2 * 9,81} + 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 4.27 \text{ m}$$

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

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

$$h_{asp}^{adm} = 8.73 - 3.62 - 0.4 - 0.24 - \frac{1.29^2}{2 * 9,81} - 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.27 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 1148.46 - 5.1 + 0.7 \Rightarrow \nabla_{min} = 1144.06 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 1144.06 + 4.27 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 1148.03 \text{ mNGA}$$

Refoulement SP3 – SP4 :

- La charge nette d'aspiration requise :

$$(\text{NPSH})_r = 3.39 \text{ m (figure V.1)}$$

- La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1261.75 \Rightarrow P_{at} = 8.58 \text{ mce.}$$

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 :

$$\text{DN}_a = 125 \text{ mm (annexe V).}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175 \text{ mm}$$

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 111.3}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.29 \text{ m / s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{6 * \left(\frac{111.3}{3600} \right)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,10 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.39 + 0,4 - 8.58 + 0,24 + \frac{1.29^2}{2 * 9,81} + 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 4.35 \text{ m}$$

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

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

$$h_{asp}^{adm} = 8.58 - 3.39 - 0.4 - 0.24 - \frac{1.29^2}{2 * 9,81} - 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.35 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 1261.75 - 5.1 + 0.7 \Rightarrow \nabla_{\min} = 1257.35 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 1257.35 + 4.35 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 1261.4 \text{ mNGA}$$

Refoulement SP4 – Réservoir tampon :

La charge nette d'aspiration requise :

$$(NPSH)_r = 3.64 \text{ m (figure V.1)}$$

- La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1420.41 \Rightarrow P_{at} = 8.36 \text{ mce.}$$

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 :

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

Donc : $D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 111.3}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.29 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{6 * \left(\frac{111.3}{3600} \right)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,10 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.64 + 0,4 - 8.36 + 0,24 + \frac{1.29^2}{2 * 9,81} + 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3.88 \text{ m}$$

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

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

$$h_{asp}^{adm} = 8.36 - 3.64 - 0.4 - 0.24 - \frac{1.29^2}{2 * 9,81} - 0,536 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3.88 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 1420.41 - 5.1 + 0.7 \Rightarrow \nabla_{min} = 1416.01 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 1416.01 + 3.88 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 1419.59 \text{ mNGA}$$

V.10 Choix du moteur électrique :

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

V.10.1 Refoulement SP1 – SP2:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 90 Kw
- Type de moteur 3~

V.10.2 Refoulement SP2 – SP3:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 90 Kw
- Type de moteur 3~

V.10.3 Refoulement SP3 – SR4 :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 75 Kw
- Type de moteur 3~

V.10.4 Refoulement SR4 – Réservoir tampon:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2

- Puissance nominale P2 90 Kw
- Type de moteur 3~

V.11 Equipements en amont et en aval d'une station de pompage :

V.11.1 Équipements en amont d'une pompe :

Selon le type d'aspiration, en bêche ou sur conduite, les équipements en amont d'une pompe changent.

Définition d'une aspiration en bêche :

L'aspiration dans ce casse fait directement dans la bêche, soit par une courte conduite plongeante dans la bêche amenant l'eau à la bride d'aspiration de la pompe, soit que la pompe elle-même immergée dans la bêche.

Définition d'une aspiration sur conduite :

Dans ce cas, l'eau arrive à la station par une conduite qui est relié directement à un collecteur d'où partent les conduites d'aspiration des pompes, donc il n'existe aucune bêche.

Dans notre projet, chaque station de pompage est équipée d'une bêche d'eau, donc l'aspiration se fait en bêche, les équipements en amont d'une pompe dans ce cas sont :

- Une grille ;
- Tulipe d'aspiration :

Elle est prévue lorsque la vitesse d'entrée d'eau dans la conduite d'aspiration atteigne 0.5 m/s, on l'utilise aussi pour diminuer les pertes de charge ;

- Crépine :

Sorte de cylindre perforé, utilisé pour empêcher le passage des corps dont la grille n'a pas pu les bloquer ;

- Clapet :

Il a pour rôle d'éviter le retour d'eau en cas d'arrêt de la pompe, il est recommandé de combiner le clapet et la crépine.

- conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air.

- Coude ;
- Vanne ;
- Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

V.11.2 Équipements en aval d'une pompe :

- divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible ;

- clapet anti retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher le retour d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- Joints :

Il faut utiliser des joints auto butant pour éviter la transmission de toute effort de la conduite de refoulement sur la pompe ;

- Vannes de refoulement ;
- Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

V.12 Équipements auxiliaires d'une pompe :

- Système de drainage;

- Système d'amorçage ;
- Conduite by passe :

Elle a trois rôles principaux : réglage du débit, amorçage de la pompe et protection contre les effets néfastes du régime transitoire (coup de bélier) ;

- Réservoir d'air ;
- Prise d'échantillon :

Sorte de robinet muni d'un tube en cuivre qui est placé au dessus de la conduite de refoulement, pour prendre des échantillons d'eau de refoulement, en vue de contrôler sa qualité ;

- Appareillage de mesure de débit et de pression ;
- Système de levage : (pont roulant)

Il est dimensionné en fonction du poids le plus lourd dans la station de pompage, majoré de 20 %.

Si le poids est inférieur à 1 tonne, le système de levage peut être à commande manuelle ou électrique ;

Si le poids est supérieur à 1 tonne, le système de levage est à commande électrique ;

- Système de ventilation ;
- Eclairage ;
- Appareillage de commande ;
- Système de protection contre l'incendie.

V.13 Bâtiment d'une station de pompage :

V.13.1 Rôle du bâtiment d'une station de pompage :

Le bâtiment d'une station de pompage est destiné à abriter :

- Les équipements hydrauliques ;
- Les équipements hydromécaniques et énergétiques ;
- Les équipements auxiliaires
- Les locaux du personnel

V.13.2 Critères du choix de type de bâtiment :

- Mode d'assemblage : prise d'eau – Station de pompage – ouvrage d'arrivé ;
- 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.

V.13.3 Les différents types de bâtiment d'une station de pompage :

On distingue :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type Bloc approfondie ;
- Bâtiments type bâche sèche ;
- Bâtiments type bâche sèche approfondie ;
- Bâtiments type bâche mouillée (avec pompe de surface) ;
- Bâtiments type bâche mouillée (avec pompe noyée) ;
- Bâtiments type surface ;
- Station de pompage flottante.

V.13.4 Caractéristiques des bâtiments selon leur type :

Les caractéristiques de chaque type de bâtiment d'une station de pompage peuvent être résumées dans le tableau V.14

Tableau V.14: les caractéristiques des différents types de bâtiment d'une station de pompage

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale centrifuge à axe verticale	Pompe centrifuge	Axiale centrifuge à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m) h_{asp}^{adm}	En charge <0	En charge <0 En aspiration >0	En charge <0	En aspiration >0
Variation du plan d'eau d'aspiration (m)	1-2	N'importe	N'importe	$< h_{asp}^{adm}$

V.13.5 Avantages et inconvénients :

Le tableau V.15 regroupe les avantages et les inconvénients pour les différents types de bâtiment d'une station de pompage

Tableau V.15 : avantages et inconvénients des différents types de bâtiment d'une station de pompage

type	avantages	Inconvénients
Type bloc	type est prévu pour des débits importants ; Les pompes sont installées en charge (pas de problème d'amorçage).	Le prix du génie civil est très important ; Présence des infiltrations ; Prévoir obligatoirement un système de drainage.
Bâche sèche	on peut éviter l'amorçage des pompes en les installant en charge.	Prix de génie civil élevé.
Bâche mouillée	Les pompes sont installées en charge (pas de problème d'amorçage).	Prix de construction très élevé.
Type surface	Prix de génie civil relativement faible par rapport aux autres types.	Prévoir obligatoirement un système d'amorçage des pompes parce qu'ils sont installés en aspiration.

V.13.6 Choix de type de bâtiment :

Dans notre cas, on va construire un bâtiment de type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de $0,09276 \text{ m}^3/\text{s}$, donc $Q < 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- Les pompes choisies sont des pompes axiales à axe horizontal.

V.13.7 Partie souterraine du bâtiment :

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

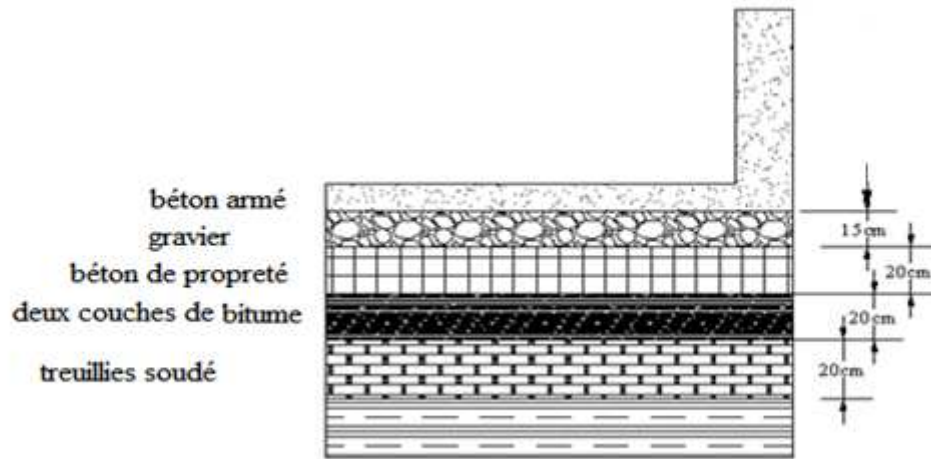


Figure V.10 Schéma représentatif de la partie souterraine.

V.13.8 Partie supérieure du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre :

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

V.14 Dimensionnement du bâtiment de la première station de pompage:

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement. L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, les pièces spéciales, ainsi que le nombre des pompes et la pompe de secours qui doit être installée.

Remarque : Les dimensions des quatre stations de pompage sont les mêmes, donc on va dimensionner uniquement la première station SP1.

V.14.1 La hauteur du bâtiment :

$$\mathbf{H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9}$$

h_5 : Distance vertical

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

$$h_{\text{reserve}} = 0,4 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (0.3 \div 0.5) \text{ m, on prend } h_{\text{socle}} = 0.4 \text{ m}$$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $h_p = 0.6 \text{ m}$

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

h_7 : Hauteur de chariot, on prend $h_7 = 0.3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur profilée, on prend $h_8 = 0.8 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité, on prend $h_9 = 0.5 \text{ m}$

Donc :

$$h_5 = 0.6 + 0.4 + 0.4 = 1.4 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_b = 1.4 + 2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5 \text{ m}}$$

$$\mathbf{H_b = 5 \text{ m}}$$

V.14.2 La largeur du bâtiment :

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

Avec :

S : Epaisseur de mur ($s = 0.25$ m) ;

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe, $l_1 = (0.2-0.3)$ m, on prend $l_1 = 0.3$ m ;

l_2 : Distance entre les tubulures, $l_2 > (0.2-0.3)$ m, on prend $l_2 = 0.2$ m ;

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{t\text{ref}} + l_{t\text{asp}} + l_c + l_j$$

Avec:

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1$ m . (Annexe II)

l_c : longueur du convergent; il est donné par : $l_c = (3.5 - 4) (D_a - DN_a)$, on prend:

$$l_c = 0.2\text{m};$$

l_j : longueur des joints, ($l_j = 1$ m) ;

$l_{t\text{ref}}$: longueur du tronçon de refoulement, il est donné par : $l_{t\text{ref}} > 2*D_r$, $l_{t\text{ref}} > 2*0.35$, on prend $l_{t\text{ref}} = 1.2$ m

D_r : diamètre de refoulement, déterminé par l'étude technique et économique, ($D_r = 350$ mm) ;

$l_{t\text{asp}}$: longueur du tronçon d'aspiration, il est donné par : $l_{t\text{asp}} > 2*D_a$, ($D_a = 300$ mm), $l_{t\text{asp}} > 2*0.3$, on prend $l_{t\text{asp}} = 0.9$ m

donc :

$$l_3 + l_4 = 1 + 1.2 + 0.9 + 0.2 + 1$$

$$l_3 + l_4 = 4.3$$
 m

la largeur du bâtiment sera :

$$L_b = 0.3 + 0.2 + 4.3 + 2*0.25$$

$$L_b = 5.3$$
 m. On prend : **$L_b = 5.4$ m.**

V.14.3 La longueur du bâtiment :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p$$

n: nombre de pompes, n = 4 (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$; $L = 2$ m ; (Annexe II)

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2)$ m,

On prend : $L_{int} = 1.2$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3.5$ m.

L_r : Longueur de l'armoire, $L_r = 3$ m,

L_p : Surface du bureau du personnel, $L_p = 3.5$ m,

$$L_b = 4 \cdot 2 + 1.2 + 3.5 + 3 + 3.5$$

$$L_b = 19.2 \text{ m}$$

On prend une longueur normalisée de **$L_b = 21$ m.**

V.14.4 Dimensions des portes :

Porte principale : $3,2 \times 3,2 \text{ m}^2$;

Porte secondaire : $2,2 \times 2.2 \text{ m}^2$;

V.14.5 Dimensionnement des fenêtres :

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

$$S (\text{fenêtres}) = 0,10 \times 21 \times 5 \Rightarrow S (\text{fenêtres}) = 10,5 \text{ m}^2;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N (\text{fenêtres}) = \Sigma S (\text{fenêtres}) / (2 \times 1,4) = 5.36 \Rightarrow 06 \text{ fenêtres.}$$

V.14.6 Dimensionnement des marches d'escaliers :

Hauteur : 17 cm.

Largeur : 30 cm.

Pente : 1/1,75.

Tableau V.16: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage SP1 en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
21	5.4	5	0,25	1.4×1,4	2,2×2.2	3.2×3,2

Conclusion :

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type CAPRARI pour les quatre stations de pompage. Le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

CHAPITRE VI
PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE
COUP DE BÉLIER

Introduction:

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

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

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier : [7]**VI.1.1 Définition :**

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

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

VI.1.2 Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes placées sur les conduites en charge à écoulement gravitaire
- L'arrêt brutal ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.1.3 Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.1.3.1 Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées en plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

VI.1.3.2 Pression négative :

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 devienne inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI.1.3.3 Fatigues des conduites :

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

VI.1.4 Description des phénomènes physiques :

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque où instantané du groupe électropompe

Phase 1 :

Au temps $t = 0$, la vanne située à l'amont du système est fermée, immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile.

Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la

conduite soit mise en compression, ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L' sur la célérité de l'onde de déformation 'C'.

Phase 2 :

Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. À ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée, entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

Phase 3 :

Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle. Par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

Phase 4 :

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse U_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial.

À la fin de cette étape, toute la conduite retrouvera les conditions initiales et l'étape 1 pourra recommencer.

Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système.

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse V_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure.VI.1, peut être décrit en quatre phases.

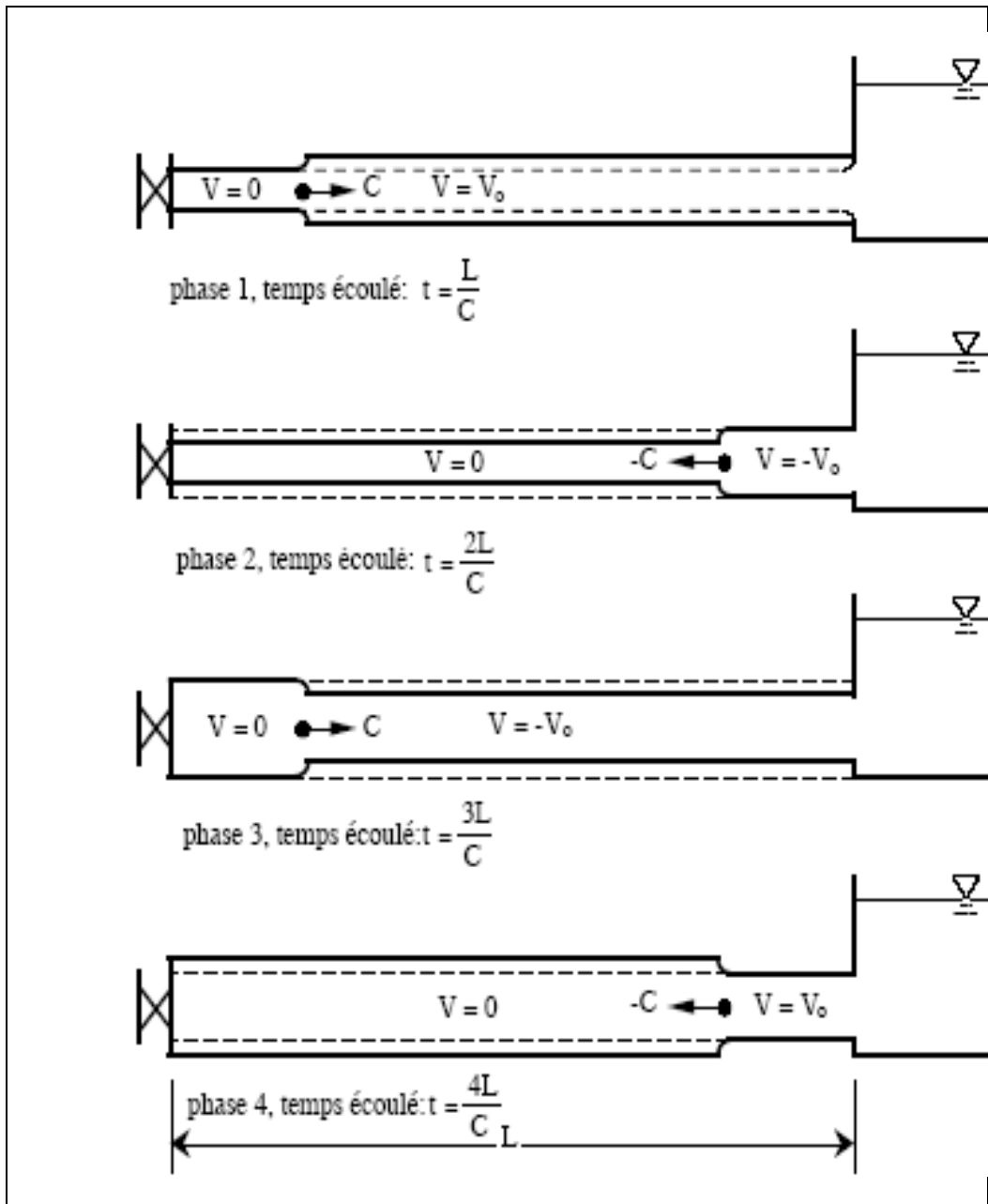


Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression

VI.1.5 Protection des conduites 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 :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(VI.1)$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour la fonte : K = 1.

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \dots\dots\dots(VI.2)$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

La partie gravitaire se compose de quatre tronçons : tr1, tr2, tr3 et tr4 avec deux diamètres différents : DN300 mm et DN350mm.

On calcul la célérité d'onde pour chaque diamètre. Pour plus de sécurité on retient celle donnant un temps de fermeture plus important.

A.N :

- Pour D = 300 mm:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{300}{6,2}}} \Rightarrow a = 1006.82 \text{ m/s}$$

- Pour D = 350 mm:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{350}{6,3}}} \Rightarrow a = 971.45 \text{ m/s}$$

On prend : $a = 971.45$ m/s, sachant que la longueur totale de l'adduction gravitaire est de 21717.91 m, on trouve :

$$t_r = \frac{2 * 21717.91}{971.45} \Rightarrow t_r = 44.71 \text{ s}$$

$t_r = 44.71$ s, temps d'aller retour de l'onde de déformation.

VI.1.6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

Le réservoir d'air, cheminée d'équilibre, soupape de décharge et le volant d'inertie.

Dans notre cas, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.1.7 Calcul des réservoirs d'air :

Comme méthode de calcul, on distingue :

VI.1.7.1 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.

VI.1.7.2 Méthode de BERGERON :

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats quelque soit la taille des installations.

VI.1.8 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (**SALAH. B**) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)}}} \dots\dots\dots(VI.3)$$

C: célérité d'onde en (m/s)

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 \cdot 10^{11}$ Pascal pour l'acier.

$E_m = 3 \cdot 10^9$ Pascal pour le PVC.

$E_m = 1 \cdot 10^{11}$ Pascal pour la fonte.

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m=0,3$ (acier), $\nu_m=0,46$ (PVC), $\nu_m=0,3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s=0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

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:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe III})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application:

✓ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau

VI.1

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° SP	matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Fonte	350	0.096	0.96	8757.34	122.91
SP 2	Fonte	350	0.096	0.96	1042.28	113.29
SP 3	Fonte	350	0.096	0.96	4550	158.66

SP 4	Fonte	350	0.096	0.96	4216.72	146.73
-------------	-------	-----	-------	------	---------	--------

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI.2

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° SP	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (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	0.1687	0.3	0.33	2	2	0.0063	1179.97
SP 2	2.07	1000	0.1687	0.3	0.33	2	2	0.0063	1179.97
SP 3	2.07	1000	0.1687	0.3	0.33	2	2	0.0063	1179.97
SP 4	2.07	1000	0.1687	0.3	0.33	2	2	0.0063	1179.97

✓ **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 VI.3

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° SP	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V _{normalisé} (Litre)
-------	--------------------	----------------------	----------------------	-----------------------	--------------------	-------------------	---------------------	-----------------------	----------------------------------	------------------------------------	--------------------------------

SP 1	132.91	248.38	0.96	9,81	0,04697	0,00035	0.00225	0.59	1.89	3.2	3200
SP 2	123.29	238.76	0.96	9,81	0,04697	0,00038	0.0022	0.58	2.33	4.02	4100
SP 3	168.66	284.13	0.96	9,81	0,04697	0,00028	0.0026	0.65	1.12	1.72	1800
SP 4	156.73	272.20	0.96	9,81	0,04697	0,00030	0.0024	0.63	0.97	1.54	1600

Conclusion :

Pour éviter et limiter les risques dus aux coups de bélier sur les conduites 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 CANALISATIONS ET
ACCESSOIRES

Introduction :

La longévité d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retour,...etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

VII.1 Pose de canalisation :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre, ceci dans le fait de diminuer l'effet des déferentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'entrée des ouvriers pour le travail. La tranchée devra présenter un élargissement plus poussé au niveau des joints (niches). L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général elle est de un mètre. Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente à fin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors de remplissage de la conduite, soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m. les canalisations doivent être éloignés lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz. Une fois le tracé du réseau déterminé il faut positionner la robinetterie et les accessoires.

VII.1.1 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.

VII.1.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

- **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.

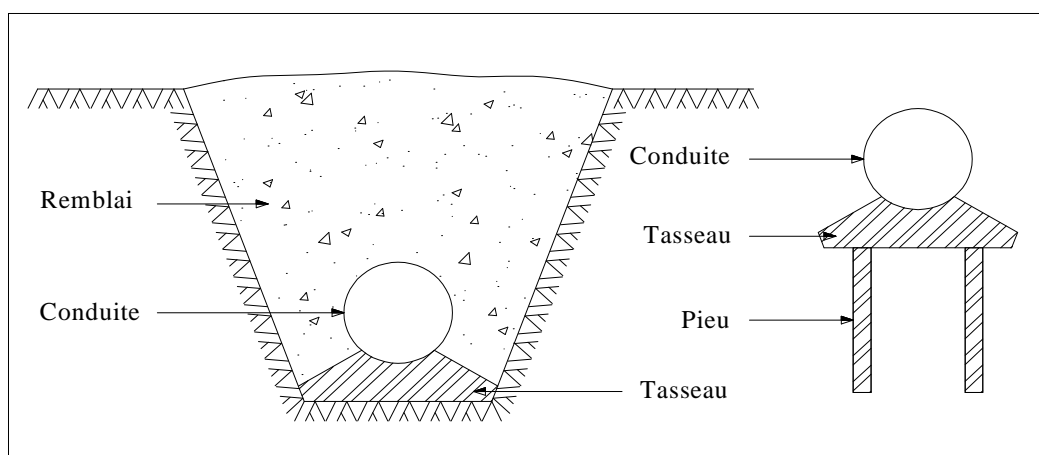


Figure VII.1 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

- **Cas d'un terrain mouillé :**

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite) couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.

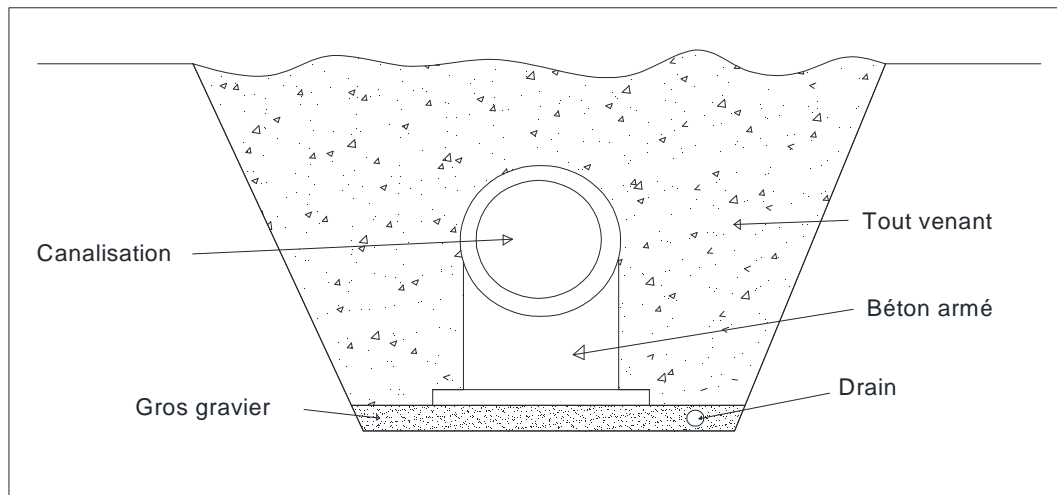


Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII .1.3 Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles où celle-ci pourra être placée en galerie.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux cotés de la route.

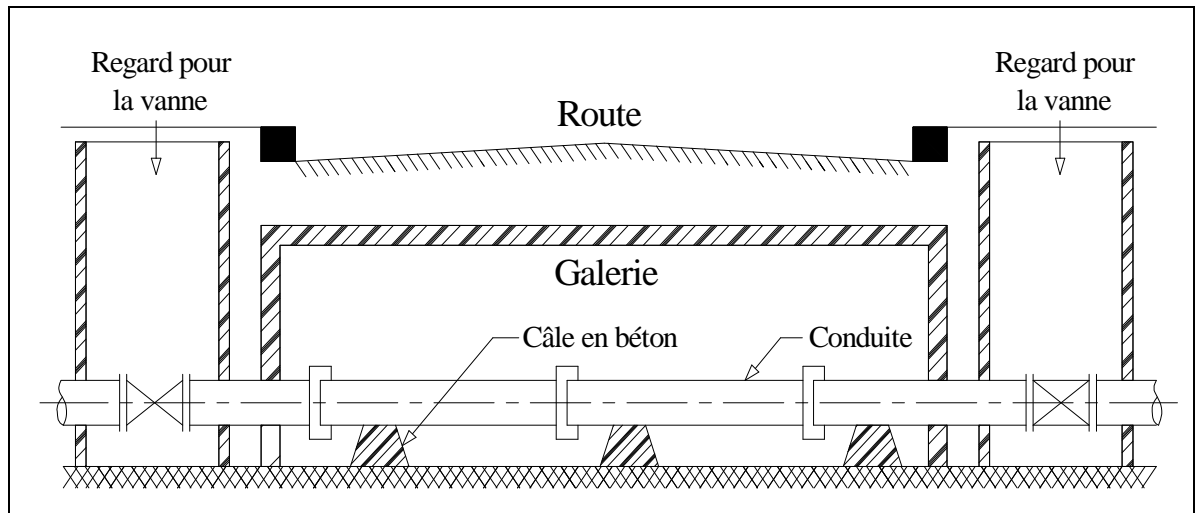


Figure VII.3: Pose de canalisation en galerie

Remarque :

Dans le cadre de ce mémoire, la pose de canalisation se fait sur un lit de sable d'une épaisseur de 15cm.

VII .1.4 Traversée d'une rivière :

Les traversées des cours d'eau et dépressions se font sous deux formes selon la profondeur et la largeur à savoir en aérien ou en sous fluviale.

- **Traversée aérienne :**

Les traversées aériennes des cours d'eau et dépressions s'effectuent généralement sur support en béton armé comportant des tasseaux de hauteur variables, encrés dans un massif de béton

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 et supportant des berceaux en béton, sur lequel repose la conduite de chaque coté de son joint.

- **Traversée en sous fluviale :**

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous fluviale d'un court d'eau est son découverture, à la suite duquel elle se trouverait soumise aux contraintes dues à

l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs engendrés par les transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées, il s'agit de l'approfondissement du lit par érosion régressive et le déplacement latéral du lit mineur (méandrement). Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous le point le plus bas du lit mineur de l'oued (sauf si le substratum rocheux est rencontré à une profondeur inférieure). Le remblaiement de la fouille au dessus de la conduite, sera réalisé avec le matériau en place afin de restituer un état aussi voisin que possible de l'état original. La couverture de deux mètres au dessus de la conduite permettra de s'affranchir des affouillements locaux possibles et d'une évolution naturelle de profil en long de l'oued.

Dans notre cas, toutes les traversées sont aériennes.

VII .1.5 Cas d'amarrage et de butée d'un coude :

Il arrive souvent sur les conduites en acier ou sur les conduites en béton armé avec âme en tôle soudée aux joints tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement du joint dans les parties soudées, parties coniques et branchements. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent à ce déboîtement, ces massifs parfois armés sont nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides, si l'intensité des efforts en jeu l'exige pour raison de sécurité, il n'est pas tenu compte de la butée des terres (à moins que l'on se trouve dans la roche compacte).

VII.2 Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont placés, à savoir:

- Robinets vannes :
 - a) Robinet vanne à coin (à opercule) ;
 - b) Vannes papillons.
- Clapets anti retour ;
- Ventouses ;
- Vannes de décharge ;

- Organes de mesure :

a) Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- ✓ Le diaphragme ;
- ✓ Le venturi ;
- ✓ La tuyère.

b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- ✓ Les manomètres à aiguilles ;
- ✓ manomètres à soufflet.

- 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.

Parmi ces organes de raccordement, on trouve :

- ✓ Les coudes ;
- ✓ Les cônes ;
- ✓ Les tés
- ✓ Les joints de démontage.

Conclusion :

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de 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 ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour pour assurer un écoulement dans un seul sens ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers la région concernée.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 58740 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $8014.8 \text{ m}^3/\text{j}$ des eaux du barrage Koudiat Medouar.

L'adduction a une longueur totale de 58.74 Km et des diamètres variables, à savoir 300 et 350 mm.

L'emplacement du réservoir tampon est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la partie aval de notre adduction.

La grande différence d'altitude qui est de 559.44m entre le point de piquage et le réservoir tampon a exigé l'implantation de quatre stations de pompage en série pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projeté deux brises charge, le premier est placé sur une distance de 6100 m de réservoir tampon avec une pression brisée de 4 bars environ, le deuxième est placé sur une distance de 5559.93m de premier brise charge, avec une pression brisée d'environ 8 bars.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons choisi les réservoirs d'air comme moyenne de protection.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points
bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] **ABRAMOV** EXTRAIT DE L'OUVRAGE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE 1982, p192

[2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », Eyrolles, Paris 1983, p349.

[3] **ANDRE DUPONT** « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II, Eyrolles, Paris 1981, p153.

[4] **ESIER** « ALIMENTATIONS EN EAU POTABLE» par M^f MOUNIR BOUSLIM , Paris 1972, p10.

[5] **H. GODART** « TECHNIQUE DE L'INGENIEUR (TECHNOLOGIE DE L'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.

[6] **M.CARLIER** « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE».1972 Eyrolles (Paris)

[7] **M. MEUNIER** « LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION » Edition Dunod, Paris, 1950

[8] **TECHNIQUE DE L'INGENIEUR** « ADDUCTION ET DESTRICTION D'EAU », p, C5 195-26,C5 195-27

Cours :

[9] **SALAH BOUALEM** « COURS D'ALIMENTATIONS EN EAU POTABLE». E.N.S.H 1993

Logiciel :

Caprari.

Sources :

ANBT d'Alger.

ONM d'Alger

ANBT de Batna.

APC d'Arris.

DHW de Batna.

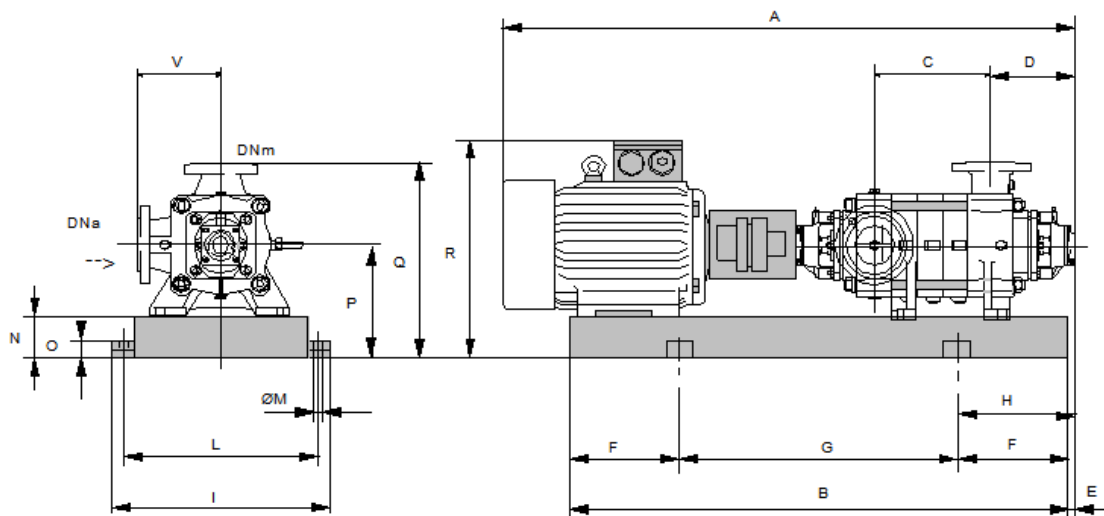
LES ANNEXES

Annexe I : : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge.

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	5.0	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.0	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	12.1	13.2	14.3	15.5	15.8

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \text{gradient de perte de charge}$$

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed : 1982



Dimension	Valeur (mm)
A	2000
B	1900
C	245
D	293
DNa	125
DNm	100
E	241
F	250
G	1641
H	491
I	1112
L	620
M	20
N	400
O	45
P	420
Q	1000
R	1100
V	270

Annexe II : Encombrement de la pompe Caprari PM100/3C.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

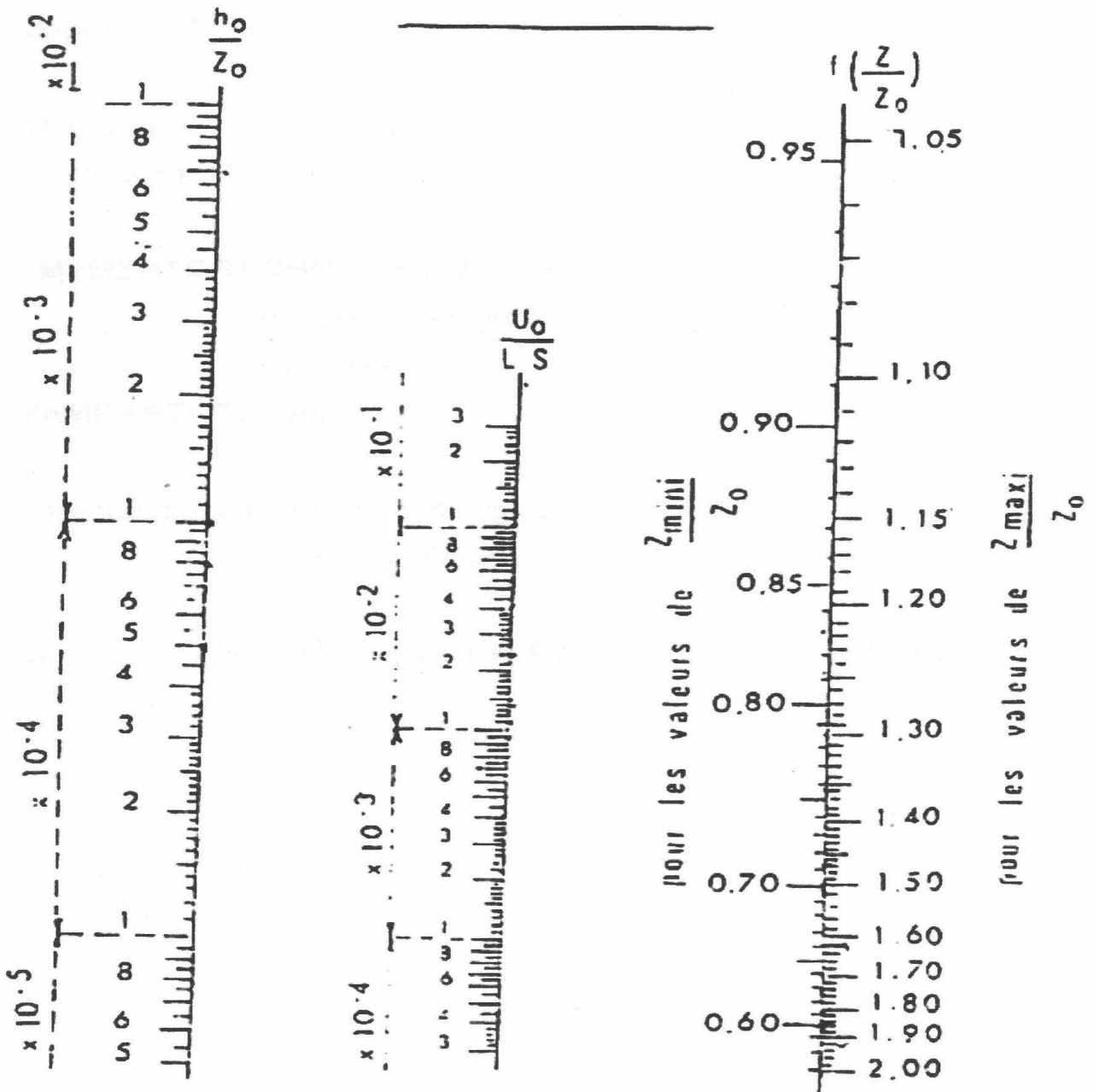


PLANCHE XXVII

Annexe III : calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VIBERT)