

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'alimentation en eau potable pour 2956 Logts Larbaa (w. Blida) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0027-12

APA Citation (APA توثيق):

Ouali, Mohamed (2012). Etude d'alimentation en eau potable pour 2956 Logts Larbaa (w. Blida)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE POUR
2956 LOGTS LARBAA (W.BLIDA)**

Présenté par :

M^r : OUALI Mohamed

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

M^r : O.KHODJET-KESBA

M^r : Y.DERNOUNI

M^{me} : L.TAFAT

M^r : R.KERID

M^r : M.BELALI

M^r : A.ZEROUAL

M.C.A

M.A.A

M.A.A

M.A.B

M.A.B

M.A.B

Président

Examineur

Examinatrice

Examineur

Examineur

Promoteur

Septembre 2012

REMERCIEMENTS

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

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

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

Je remercie le personnel de la DHW de Blida pour leurs conseils et orientations et spécialement D'HINA et RAOUF.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2012, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

Grands mercis à vous tous.

dédicaces

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.

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

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

A mes frères MAHMOUD, AKLI et l'artiste MOMOH.

A ma chère sœur et son époux.

A mon frère NOURDINE et son épouse et leur petit ange

A mes oncles BELAID, KAMEL

*A mes tentes MALIKA, DJAMILA, MEBARKA, TAZEHORET ET
BIEN SUR LES DEUX NAFATIMA*

A mes cousins et cousines

À tous mes collègues

A mon copain de chambre : MENSOURI WALID

A notre Algérie

k.OUALI

الملخص

عملنا هذا يقتصر على دراسة معمقة لشبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب من أجل تغطية حاجيات السكان المائية لحي 2956 مسكن لدائرة الأربعاء (البليدة)، التي تحتوي على أنبوب توزيع من خلال 4 أبار إلى محطة الضخ التي يمكن أن تضخ بتدفق 8082 م³ في اليوم نحو خزان سعته 2000 م³ على طول قدره 8380 م، هذا الأخير يزود جاذبيا إلى الموقع.

Résumé :

Notre travail consiste d'une étude approfondie sur le système d'alimentation en eau potable pour subvenir les besoins en eau pour 2956 logts larbaa (w.Blida). Elle est composé d'une conduite d'amené à partir des quatre forages vers la station de pompage qui doit pomper un débit de 8082m³/j vers le réservoir de 2000 m³ sur une longueur de 8380 m, ce dernier alimente gravitairement jusqu'à le site sur une longueur de 2500 m.

Obstruct:

Our work aims at studying in details the network supply of drinking water to cover the hydraulic need for the inhabitants of city 2956 in Larbaa(Blida) whitch contains a distribution pipes from four tanks to the pumping station that most pump 8082 m³ towards a tank of 2000 m³. The latter supplies to the location

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la ville	
Introduction	2
I. Présentation de la zone d'étude.....	2
I.1 Situation géographique.....	2
I.1.1 Situation sur le plan régional.....	2
I.2 Situation topographique.....	2
I.3 Situation géologique et hydrogéologique.....	4
I.3.1 Situation géologique	4
I.3.2 Situation hydrogéologique	4
I.4 Situation climatologique	4
I.4.1 Climat	4
I.4.2 Température	4
I.4.3 Pluviométrie	4
I.5 Population.....	5
I.6 Présentation hydraulique	5
I.6.1 Ressources en eau	5
I.6.2 Captage existant.....	5
I.6.3 Captage projeté	6
I.6.4 Ouvrages de stockage	6
I.6.5 Réseau existant.....	6
I.6.6 Réseau d'adduction existant.....	7
Conclusion.....	8
Chapitre II: Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	9
II.1 Evaluation de la population future.....	9
II.2 Estimation des besoins journaliers.....	10
II.3 Besoins en eau par catégorie	10
II.3.1 Besoins domestiques	10
II.3.2 Besoins scolaires	11
II.3.3 Besoins sanitaires.....	11
II.3.4 Besoins socioculturels	12
II.4 Récapitulation des besoins en eaux de la ville	12
II.5 Variation des débits de consommation dans le temps	12
II.6 Coefficient d'irrégularité	13
II.6.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max, j}$)	13
II.6.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min, j}$)	13
II.6.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$)	13
II.6.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$)	14

II.7 Détermination des débits journaliers	14
II.7.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$)	14
II.7.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)	15
II.8 Détermination des débits horaires	15
II.8.1 Débit moyen horaire	15
II.8.2 Détermination du débit maximum horaire	15
II.9 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	15
Conclusion.....	18

Chapitre III: Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction	19
III.1 Les type de réseaux	19
III.1.1 Les réseaux maillés	19
III.1.2 Réseaux ramifié	19
III.1.3 Réseaux étagés	19
III.2 Conception d'un réseau	19
III.3 Principe de tracé d'un réseau maillé	20
III.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2042.....	20
III.4.1. Détermination des débits	20
III.4.1.1 Cas de pointe	20
III.4.1.2 Cas de pointe plus incendie	23
III.5 Dimensionnement du réseau.....	23
III.5.1 Détermination des diamètres avantageux.....	23
III.5.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	24
III.5.2.1 Méthode de calcul	24
III.5.2.2 Formule de perte de charge utilisée.....	25
III.6 Résultat de la simulation.....	26
III.7 Calcul des pressions de service du réseau (au sol)	28
III.8 Profil en long.....	30
Conclusion.....	30

Chapitre IV: Les réservoirs de stockage

Introduction.....	31
IV.1 Définition.....	31
IV.2 Fonction générales des réservoirs.....	31
IV.3 Avantages des réservoirs	32
IV.4 Emplacement des réservoirs	33
IV.5 Capacité des réservoirs.....	33
IV.5.1 Méthode analytique	33
IV.5.2 Méthode graphique	34
IV.5.3 Dimensionnement de réservoir d'alimentation	34
IV.5.4 Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage.....	36

IV.6 Equipement de réservoir	37
IV.6.1 Conduite d'arrivée	37
IV.6.2 Conduite de distribution	37
IV.6.3 Conduite de décharge ou de vidange	37
IV.6.4 Conduite de trop-plein	38
IV.6.5 By-pass	38
IV.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie	38
IV.7 Hygiène et sécurité	38
IV.8 Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	39
Conclusion.....	40

Chapitre V: Etude détaillé de l'adduction et pompage

Introduction	41
V.A) Adduction.....	41
V.1 Définition	41
V.2 Classification	41
V.2.1. Adduction gravitaire	41
V.2.2 Adduction par refoulement	41
V.2.3 Adduction mixte	41
V.3 Etude des variantes	41
V.4 Proposition des variantes	42
V.4.1 Variante N°01 :.....	42
V.4.1 Variante N°02 :.....	42
V.4.2 Analyse et choix de la variante	45
V.5 Choix du tracé.....	45
V.6 Choix des types de conduites	45
V.6.1 Présentation des caractéristiques de PEHD	46
V.6. 2 Désignation de PE	46
V.7 Schéma générale de l'adduction	48
V.8 Dimensionnement de l'adduction.....	49
V. 8.1 Méthode de calcul	49
V.8.1.1 Calcul des pertes de charge	50
V.8.2.1.1 Pertes de charges linéaires	50
V.8.1.2 Pertes de charge singulières	51
V.8.1.3 Calcul de la hauteur manométrique totale	51
V.8.1.4 Puissance absorbée par la pompe	51
V.8.1.5 Energie consommée par la pompe	51
V.8.1.6 Frais d'exploitation.....	51
V.8.1.7 Frais d'amortissement	51
Introduction.....	56
V.B) Pompage.....	56
V.9 Définition.....	56

V.10 Principe de fonctionnement des pompes	56
V.11 Différents types de pompes et leurs caractéristiques	57
V.11.1 Pompes volumétriques.....	57
V.11.2 Les turbopompes	57
V.11.3 Les pompes immergées	58
V.12 Choix du type de pompe	58
V.13 Couplage des pompes	59
V.13.1 Couplage en parallèle.....	59
V.13.2. Couplage en série.....	59
V.14 Choix du type de pompe.....	60
V.15 Choix du nombre de pompes	60
V.15.1 Calcul de la hauteur manométrique total.....	60
V.15.2 Calcul des pertes de charge	61
V.15.3 Calcul de la cote piézométrique pour 04 forages.....	63
V.15.4 Choix des pompes	63
V.15.5 Courbes caractéristiques des pompes.....	65
V.16 Description et dimension des pompes	66
V.17 Points de fonctionnement des pompes	66
V.18 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	69
V.18.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé	70
V.18.2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé	71
V.18.3 Application de type de réglage	72
V.19 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	73
V.19.1 Équipements en amont de la pompe.....	74
V.19.2 Équipements en aval de la pompe.....	74
V.19.3 Dimensionnement des équipements des pompes	75
V.20 Etude de la cavitation.....	76
V.21 Choix du moteur électrique	79
V.21.1 Critères de choix du moteur électrique.....	79
V.21.2 Vitesse de rotation du moteur.....	79
V.21.3 Choix puissance fournie par le moteur	
V.22 Bâtiment de la station de pompage	
V.22.1 choix du bâtiment	81
V.22.2 Partie souterraine	82
V.22.3 Partie supérieure du bâtiment	82
V.22.4 Dimensionnement du bâtiment	83
Conclusion	84

Chapitre IV: Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction.....	85
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier	85
VI.1.1 Définition	85
VI.1.2 Causes du coup de bélier	85

VI.1.3 Les risques dus aux coups de bélier	85
VI.1.3.1 Risque de forte pression	85
VI.1.3.2 Pression négative	86
VI.1.3.3 Fatigues des conduites	86
VI.1.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	86
VI.1.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	88
VI.1.6 Calcul des réservoirs d'air.....	91
VI.1.7 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de SALAH.B	91
VI.7.1.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement SP vers réservoir de tête.....	93
VI.8.1 Installation du réservoir d'air.....	94
Conclusion	94

Chapitre VII : Pose de canalisations et accessoires

Introduction	95
VII.1 Pose de canalisation.....	95
VII.1.1 Principe de pose de canalisation	95
VII.1.1.1 Exécution des travaux de pose des canalisations	95
VII.1.1.2 Pose de canalisations dans un mauvais terrain.....	98
VII.1.1.3 Pose de canalisation en galerie	99
VII.1.1.4 Pose de canalisation en pente	100
VII.1.1.5 Cas d'amarrage et de butée d'un coude	100
VII.1.2 Constructions des regards	100
VII.1.3 Traversée d'une rivière	100
VII.2 Accessoires	102
VII.2.1 Robinets vannes	102
VII.2.1.1 Robinets vanne papillon	102
VII.2.1.2 Robinets vannes à coin (à opercule)	103
VII.2.2. Clapet anti retour	103
VII.2.3 Ventouses	103
VII.2.4 Vannes de décharge	104
VII.2.5 Conduite by-pass :.....	104
VII.2.6 Poteaux ou bouches d'incendie	104
VII.2.7 Crépines	105
VII.2.8 Réducteur de pression.....	105
VII.2.9 Organes de raccordement	106
VII.2.9.1 Coudes	106
VII.2.9.2 Cônes	106
VII.2.9.3 Tés	106
VII.2.9.4 Manchon	107
VII.2.10 Principe du soudage bout about.....	107
VII.2.10.1 Machine de soudage.....	108
VII.2.10.2 Source d'énergie.....	108
VII.2.10.3 Qualification des opérateurs.....	109

VII.2.11 Mode opératoire.....	110
VII.2.12 Les défauts les plus fréquents en bout à bout.....	113
Conclusion.....	113
Conclusion Générale.....	113

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle.....	4
Tableau I.2 : Caractéristique des forages existant.....	5
Tableau I.3 : Caractéristique des forages existant (suite).....	6
Tableau I.4: Caractéristiques des forages projeté (source DHW).....	6
Tableau I.5: Caractéristiques des Réservoirs.....	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Evaluation de la population.....	9
Tableau II.2: Besoins domestiques.....	11
Tableau II.3: Evaluation des besoins scolaires.....	11
Tableau II.4: Evaluation des besoins sanitaires.....	11
Tableau II.5: Evaluation des besoins socioculturels.....	12
Tableau II.6: Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	12
Tableau II .7: β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau II .8: β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau II.9: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau. II.10: variation des débits horaires de 2956 logts de la ville de l'Arbaa.....	17

Chapitre III: Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III.1: Calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	21
Tableau III.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe) (suite).....	22
Tableau III.3: Diamètres avantageux en fonction des débits limites.....	23
Tableau III.4: Les diamètres avantageux déterminés.....	24
Tableau III.5: Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites.....	26
Tableau III.6 : les caractéristiques des tronçons (cas de pointe).....	27
Tableau III.7: les caractéristiques des tronçons (cas de pointe+incendie).....	28
Tableau III.7: Calcul des pressions de service « cas de pointe ».....	29
Tableau III.8 : Calcul des pressions de service « cas de pointe+incendie ».....	30

Chapitre IV: Les réservoirs de stockage

Tableau IV.1 : Fonctions d'un réservoir.....	32
Tableau IV.2: Détermination de la capacité du réservoir.....	35

Chapitre V: Etude détaillé de l'adduction et pompage

Tableau V .1: Calcul des Diamètres économique et des vitesses.....	49
Tableau V.2 : Calcul de la HMT du tronçon point B –BR.....	52
Tableau V.3 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon point B –BR.....	52
Tableau V.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon point B-BR.....	53
Tableau V.5 : Bilan.....	53
Tableau V.6: Calcul de la HMT du tronçon SP – RT.....	54
Tableau V.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP –RT.....	54
Tableau V.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-RT.....	54
Tableau V.9 : Bilan.....	55
Tableau V.10: Caractéristiques des forages projeté (source DHW).....	60
Tableau V.11: Récapitulatif des calculs de perte de charge total.....	61
Tableau V.12: Récapitulatif des calculs de cote piézométrique.....	63
Tableau V.13: Caractéristique de la pompe immergée.....	63
Tableau V.14: Caractéristique de la pompe immergée.....	63
Tableau V.15: Caractéristique de la pompe immergée.....	64
Tableau V.16: Caractéristique de la pompe immergée.....	64
Tableau V.17 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	65
Tableau V.18: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température...	77
Tableau V.19: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	80
Tableau V.20 : Choix du type de bâtiment.....	81

Chapitre IV: Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI.1 : Notations.....	86
Tableau VI.2 : Variation des paramètres U, r, Q, S et P.....	87
Tableau VI.3 : Avantages et inconvénients des différents appareils.....	90

Chapitre VII : Pose de canalisations et accessoires

Tableau VII.1: Choix du coefficient du talus.....	96
Tableau VII.2 : Gamme des machines.....	108
Tableau VII.3 : La puissance du groupe électrogène recommandée par type de machine	109

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la ville

Figure I.1 : Carte Administrative de la Wilaya de Blida	2
Figure I.2 : Carte topographique de larbaa.....	3
Figure I.3 : Vue satellitaire de site 2956 logements.....	3
Figure I.4 : Schéma d'AEP du chef lieu LARBAA	8

Chapitre II : Estimation des besoin en eau

Figure II.1 : Accroissement de la population (2012-2042).....	10
Figure II.2 : Variation de la consommation pour les habitants.....	18
Figure II.3 : Courbe cumul de la consommation journalière.....	18

Chapitre IV : Les réservoirs de stockage

Figure IV.1 : Equipement de réservoir.....	38
Figure IV.2 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	38
Figure IV.3 : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	39

Chapitre V : Etude détaillé de l'adduction et pompage

Figure V.1 : Tracé de la première variante.....	43
Figure V.2 : Tracé de la deuxième variante.....	44
Figure V.3 : Schéma verticale de l'adduction.....	48
Figure V.4 : trace de l'adduction sur la carte topographique.....	48
Figure V.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	53
Figure V.6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	55
Figure V.7 : groupe de pompage de surface monocellulaire à axe horizontal.....	57
Figure V.8 : Constitution d'une pompe centrifuge.....	58
Figure V.9 : pompe multicellulaire immergée à axe vertical.....	58
Figure V.10 : couplage en parallèle.....	59
Figure V.11 : couplage en série.....	59
Figure V.12 : les courbes caractéristiques deux pompes en // de type PM125/4F.....	65
Figure V.13 : Détermination de point de fonctionnement.....	66
Figure V.14 : Point de fonctionnement de la pompe.....	67
Figure V.15 : Point de fonctionnement de la pompe.....	67
Figure V.16 : Point de fonctionnement de la pompe.....	68
Figure V.17 : Point de fonctionnement de la pompe.....	68
Figure V.18 : Point de fonctionnement de la pompe.....	69
Figure V.19 : Mode de réglage de la SP	72
Figure V.20 : Équipements en amont et en aval de la pompe.....	73
Figure V.21 : Roue soumise à la cavitation.....	76

Figure V.22 : Schéma représentatif de la partie souterraine.....	82
--	----

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VI.1 : Réservoir d'air anti bélier.....	88
Figure VI.2 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir	88
Figure VI.3 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	89
Figure VI.4 : Schéma explicatif de l'adduction.....	93
Figure VI.5 : Schéma d'installation du réservoir d'air	94

Chapitre VII : Pose de canalisations et accessoires

Figure VII.1 : Pose de canalisation.....	98
Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	98
Figure VII.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé.....	99
Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie.....	99
Figure VII.5 : Pose de canalisation en pente.....	100
Figure VII.6 : Butées et Amarrages.....	101
Figure VII.7: Construction d'un regard.....	101
Figure VII.8 : Traversée d'un Oued.....	102
Figure VII.9 : Robinet vanne papillon.....	102
Figure VII.10 : Robinet vanne à opercule.....	103
Figure VII.11 : Clapet anti retour.....	103
Figure VII.12 : Ventouse triple (Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)	104
Figure VII.13 : Poteau.....	104
Figure VII.14 : Crépine.....	105
Figure VII.15 : Réducteur de pression.....	105
Figure VII.16 : Les différents coudes.....	105
Figure VII.17: Cône de réduction.....	106
Figure VII.18 : Les différents TE.....	106
Figure VII.19 : Manchon.....	106
Figure VII.20 : Principe de soudage.....	107
Figure VII.21 : Machine de soudage.....	108
Figure VII.22 : Source d'énergie.....	109
Figure VII.23 : Soudage bout à bout.....	109
Figure VII.24 : Scie électrique.....	110
Figure VII.25 : Coupe tube.....	110
Figure VII.26 : La façon de positionnement de la canalisation.....	110
Figure VII.27 : La façon de rabotage.....	111
Figure VII.28 : La façon de centrage et alignement.....	111
Figure VII.29 : la façon de nettoyage.....	112
Figure VII.30 : La soudure correcte.....	113
Figure VII.31 : Les défauts les plus fréquents en bout à bout	113

Listes de planches

PLANCHE N°1 : PLAN DE MASSE AVEC LE RESEAU D'AEP PROJETE

PLANCHE N°2 : SCHEMA DE RESEAU ET ACCESSOIRES

PLANCHE N°3 : PROFIL EN LONG DE RESEAU POUR LE TRONCON PRINCIPALE ET LA CONDUITE D'AMENE

PLANCHE N°4 : LEVE TOPOGRAPHIQUE DE LARBAA.

PLANCHE N°5 : LE PROFILE EN LONG ET EN TRAVER DE L'ADDITION

PLANCHE N°6 : PLAN D'IMPLANTATION DE LA STATION DE POMPAGE.

Introduction générale

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

Afin de faire face aux accroissements de la consommation en eau potable ; engendrés par la croissance de la population et l'amélioration du mode de vie pour les 2956 logts dans la daïra de Larbaa (wilaya de Blida), notre étude portera sur l'approvisionnement en eau de ces localités à partir des champs captant situés au environ de 1 km Nord-Ouest du Chef lieu de LARBAA.

Notre étude d'approvisionnement débutera à partir des quatre forages vers la station de pompage, puis l'eau est refoulée vers le réservoir de 2000 m³ sur une longueur de 8380 m même endroit et acheminer gravitairement vers 2956 logts.

L'étude comporte quatre parties définies comme suit :

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

Chapitre I : PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permettra de mener à bien notre étude.

I. Présentation de la zone d'étude

I.1 Situation géographique

La ville de Larbaa est située à l'Est de la ville de Blida. Sa superficie totale est de 85.25 Km² dont 73% de plaine et 25,3% de piémonts, le reste du territoire comprend des versants sur 1.3% de superficie totale communale.

Ces limites administratives

- Au Nord par les communes de Sidi Moussa et El Harrach (wilaya d'Alger).
- A l'Est par la commune de Meftah.
- Au Sud par celle de Tablat (wilaya de Médéa).
- A l'Ouest par l'oued Djemàa constituant sa limite avec la commune de bougara.

Le site des 2956 logements, est situé à environ de 1500 m au sud du chef lieu de la commune Larbaa.

Les limites géographiques de site sont :

- Au Nord par Hai Beni Zermane.
- A l'est par la cité Zarouk.
- A l'ouest Oued Djemaa.
- Au sud Oued Djemaa.

I.1.1 Situation sur le plan régional

Elle est située à 30Km environ à l'Est de la ville de Blida et à 30 Km au Sud d'Alger, Au carrefour de deux axes routiers d'importance nationale.

Le premier de l'orientation Est -Ouest est la route nationale N° 29, le second de l'orientation Nord – Sud est la route nationale N°8. Qui assurent ainsi la liaison avec Larbaa. Elle est à la fois chef lieu de la Daïra et centre de commune dans la wilaya de Blida.

I.2 Situation topographique

Cette commune possède un double territoire, l'un dans la plaine de la Mitidja et l'autre dans l'Atlas Blidéen. (Figure I.1, II.2)

L'altitude moyenne de LARBAA 100 m, vers le sens Nord-Ou est.



Figure I.1 : Carte Administrative de la Wilaya de Blida

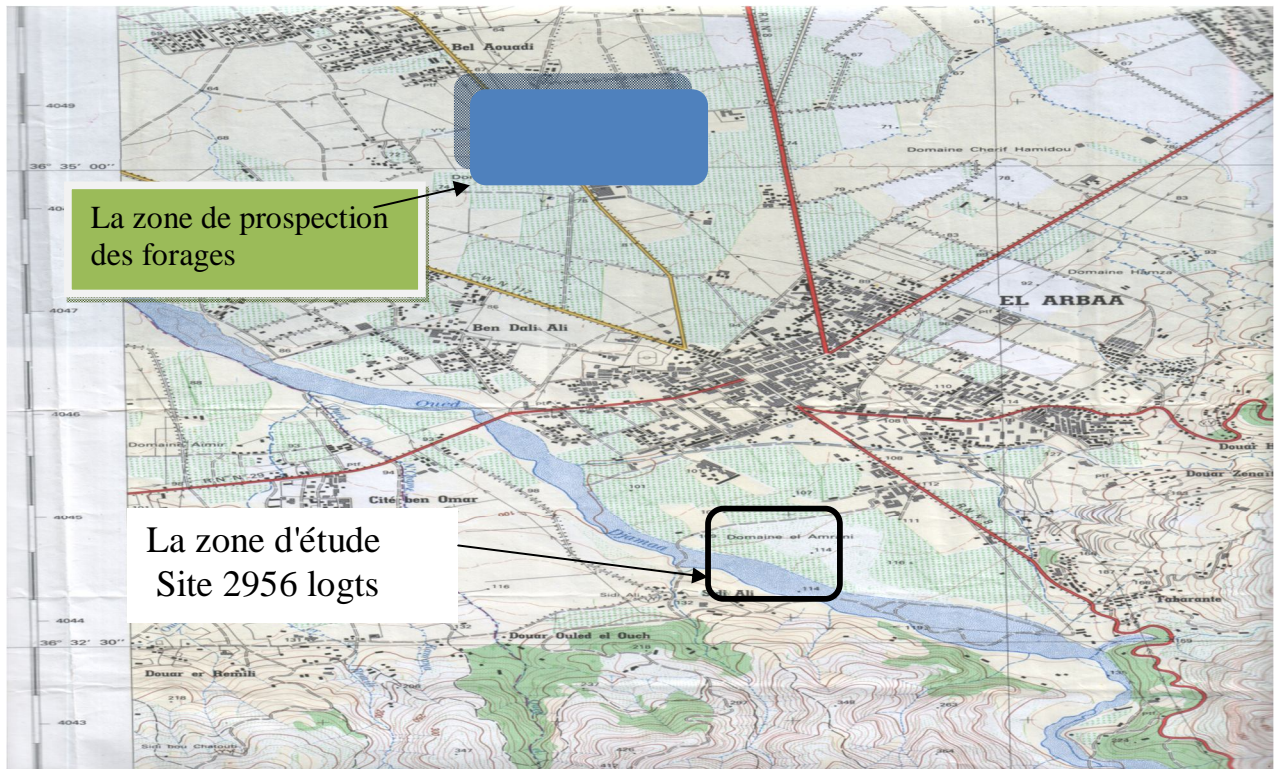
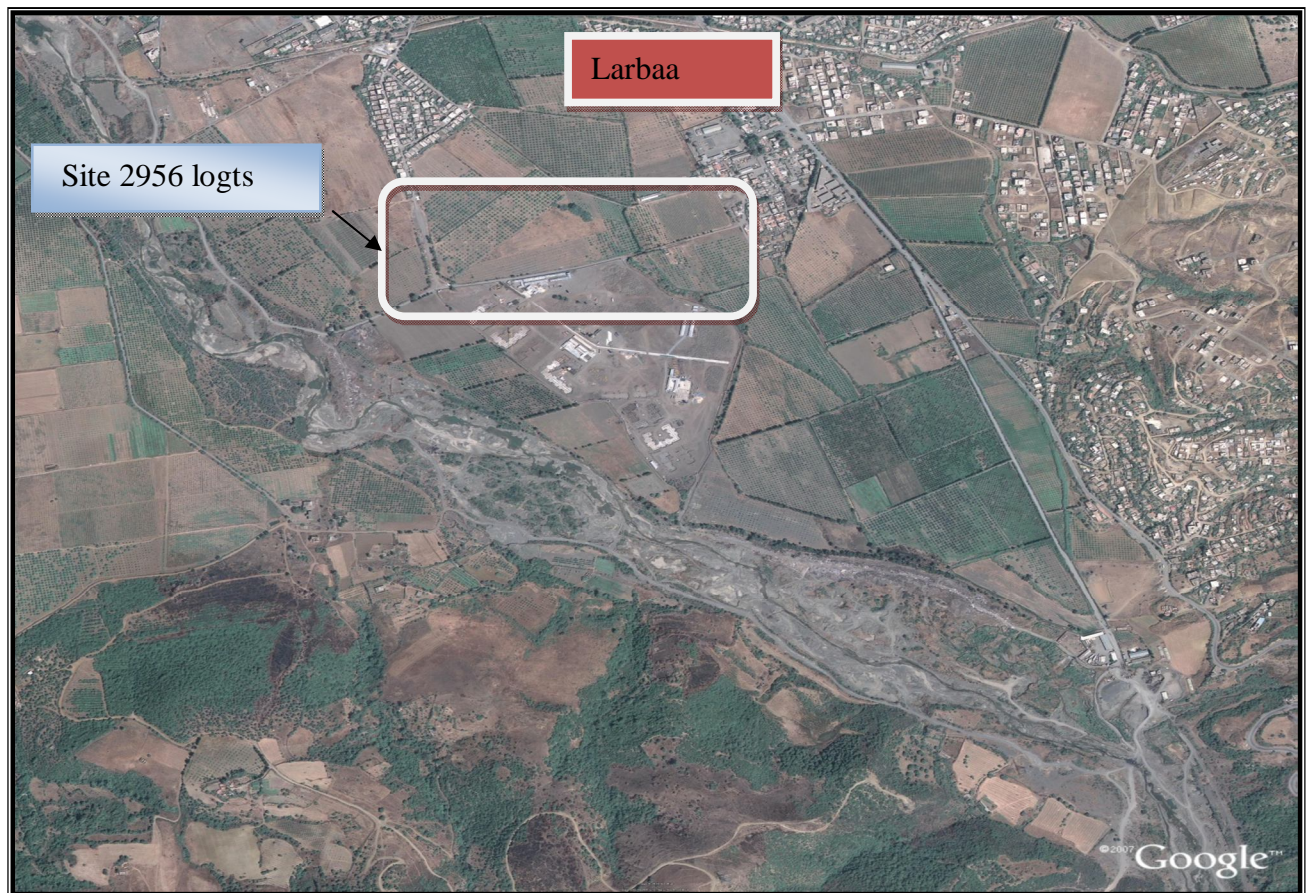


Figure I.2 : Carte topographique de larbaa



Source : google earth année 2012

Figure I.3 : Vue satiltaire de site 2956 logements

I.3 Situation géologique et hydrogéologique

I.3.1 Situation géologique

La commune de Larbaa appartient à deux ensembles physiques très différenciés :

- Au Nord d'une vaste plaine (Mitidja) formée essentiellement de dépôts quaternaires et comprenant l'essentiel du potentiel hydro-agricole de la commune.
- Au sud et au sud –Ouest : Un ensemble montagneux composé de formation variée du crétacé.

Dans la zone de contact pleine- zone montagneuse, les terrains se rapportent aux anciennes terrasses alluviales surmontées de cônes de déjection.

I.3.2 Situation hydrogéologique

La nappe se trouve dans la région à un niveau statique de 50m au minimum. Le contexte hydrogéologique détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne variant de 10 à 20 m, et elle est alimentée par :

- l'infiltration des eaux de pluie.
- l'infiltration des eaux des Oueds.

I.4 Situation climatologique

I.4.1. Climat

La commune de Larbaa, par sa situation géographique jouit d'un climat méditerranéen avec quelques nuances continentales. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivie d'une saison froide et humide d'octobre en mars.

I.4.2. Température

Le climat de Larbaa est assez frais, quoi qu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale. La moyenne des températures du mois d'Août, le plus chaud est de 37C°, tandis que le mois de janvier est le plus froid 11C°.

I.4.3. Pluviométrie

Les moyennes mensuelles des précipitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P (mm)	29	35	32	40	34	10	3	14	13	35	30	43

Source: (ANRH BLIDA)

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de 318 mm qui se répartie sur deux (02) périodes distinctes.

Une période de caractéristique de la saison estivale (Juin, Juillet et Aout) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 9 mm.

Une deuxième période concernant les autres saisons de l'année, marquée par une abondance des pluies.

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26mm et s'accroissent en hiver (décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 36mm.

I.5 Population

La région d'étude est habitée par une population, maîtrisable par son volume et de type urbain. Elle dispersée sur l'ensemble de site.

D'après les informations que nous avons recueillies auprès de la DUC de Blida le nombre de logement de ce site: 2956 logements et le nombre d'habitant est de 20692 Hab .

I.6 Présentation hydraulique

I.6.1 Ressources en eau

a- Eaux superficielles

Le territoire de la commune de l'Arbaa se situe dans le bassin versant de l'Oued Djemaa. Ce bassin versant s'étend de Souhane à l'Est jusqu'à Bougara à l'Ouest, il est limité au Nord par la plaine de la Mitidja et au Sud par les piémonts de l'Atlas blidéen.

L'Oued Djemaa est formé par la jonction de deux Oueds (Fountas et Hamidou) , il coule dans une vallée étroite et profond de direction Sud Est – Nord Ouest ; et près de Sidi Moussa , il se jette dans l'oued El Harrach.

Près de 80% de la superficie de la commune de Larbaa est formée par la nappe alluviale, ce qui dénote que les terrains à perméabilité élevées sur l'ensemble de la commune sont prédominants.

I.6.2 Captage existant

Les 1053 puits individuels sont utilisés par la population pour l'alimentation en eau potable ainsi que pour l'irrigation des petites parcelles agricoles.

Le chef lieu de la commune de Larbaa est alimenté actuellement à partir de 08 forages situés au Nord et au Nord Ouest de la ville présente dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristique des forages existant

Noms des forages	Lieu des forages	Année de mise en service	Débit mobilisé	Débit actuel	Débit actuel
			En l/s	01/04/2010	01/09/2010
				En l/s	En l/s
F1	Bendali	1973	22	12	8
F2	Bendali	1985	30	25	8.57
F3	Route Beraki	1991	22	15	5

Tableau I.3 : Caractéristique des forages existant (suite et fin)

Noms des forages	Lieu des forages	Année de mise en service	Débit mobilisé	Débit actuel	Débit actuel
			En l/s	01/04/2010	01/09/2010
				En l/s	En l/s
F6	Assamia	1985	33	15	8
F7	Assamia	1985	35	22	4,16
F8	Assamia	1991	18,8	18	11

Source : DHW de Blida

I.6.3 Captage projeté

L'objectif principal de cette étude est l'implantation judicieuse des quatres (04) forages qui assurent l'alimentation en eau potable de 2965 logements.

L'ensemble des forages produit actuellement un débit de 100 l/s. Les caractéristiques de ces derniers sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Caractéristiques des forages projeté (source DHW)

Forage	Débit	Année de mise en service	Profondeur	Terrain	Niveau statique	Niveau dynamique
	(l/s)			naturel		
			(m)	(m)	(m)	(m)
F1	25	2010	20	183.26	163	114
F2	25	2010	20	186.45	166	114
F3	25	2010	20	194.23	174	114
F4	25	2010	20	189.35	169	114
Total	100					

I.6.4 Ouvrages de stockage

Le stockage de l'eau potable à Larbaa est assuré par deux (02) châteaux d'eau et trois (03) réservoirs semi-enterrés et deux citernes métalliques.

La capacité et les zones d'alimentations des réservoirs et les châteaux d'eau sont donnés dans le tableau I.3 ci dessous .

I.6.5 Réseau existant

les eaux des forages F3 , F4 et F5 sont collectées dans une seule conduite en acier de diamètre 300 mm et acheminées a partir de la station de pompage 3 situé a Baouni par refoulement vers le réservoir de 2000 m³ situés au centre ville.

Les eaux des forages F1 , F5, F6, F7 et F8 sont collectées dans une seule conduite en fonte de diamètre 200 mm et sont acheminées a partir de la station de reprise 2 situé a Ben Daliali avec une bache d'eau de 30 m³ vers la station de pompage 1 situé a Frere Khaldi avec un réservoir

rectangulaire de 2000 m³. A partir de ce dernier refoule vers le château d'eau de 1000 m³ et la station de pompage 4 situé a Nkhla avec un réservoir de 1500 m³. (voir schéma synoptique)

Tableau I.5 : Caractéristiques des Réservoirs

Type d'ouvrage de stockage	Capacité	Emplacement	Zones alimentées
Château d'eau	1000	Rue des 5 frères Khalid (centre ville)	-centre ville -chaala omar jusqu'au FAHS -chaala omar jusqu'à la route de Bougara, Bendali ali
Château d'eau	500	Rachdi	- Rue des frères Dzanouni
Réservoir	1500	Bohane	- Cité kadem - Cité bohane - 80lots - tamzali - 422 logts - giboulou - 742 1ere et 2ème tranche branchement sur centrale Medjadji - Cité si zarouk
Réservoir	2000	Bohane	- Centre ville
Réservoir et station de reprise	2000	Rue des 5 frères Khaldi	- Alimente le réservoir semi enterré de 1500 m ³ de Bohane.
Réservoir (citerne)	30	Bendali (F10)	- Bendali Ali
Réservoir (citerne)	60	Tanoute	- Tanoute

Source : DHW de BLIDA

I.6.6 Réseau d'adduction existant

Les eaux des forages F3 , F4 et F5 sont collectées dans une seule conduite en acier de diamètre 300 mm et acheminées a partir de la station de pompage 3 situé a Baouni par refoulement vers le réservoir de 2000 m³ situés au centre ville.

Les eaux des forages F1 , F5, F6, F7 et F8 sont collectées dans une seule conduite en fonte de diamètre 200 mm et sont acheminées a partir de la station de reprise 2 situé a Ben Daliali avec une bache d'eau de 30 m³ vers la station de pompage 1 situé a Frere Khaldi avec un réservoir

rectangulaire de 2000 m³. A partir de cette dernière refoule vers le château d'eau de 1000 m³ et la station de pompage 4 situé a Nkhla avec un réservoir de 1500 m³.

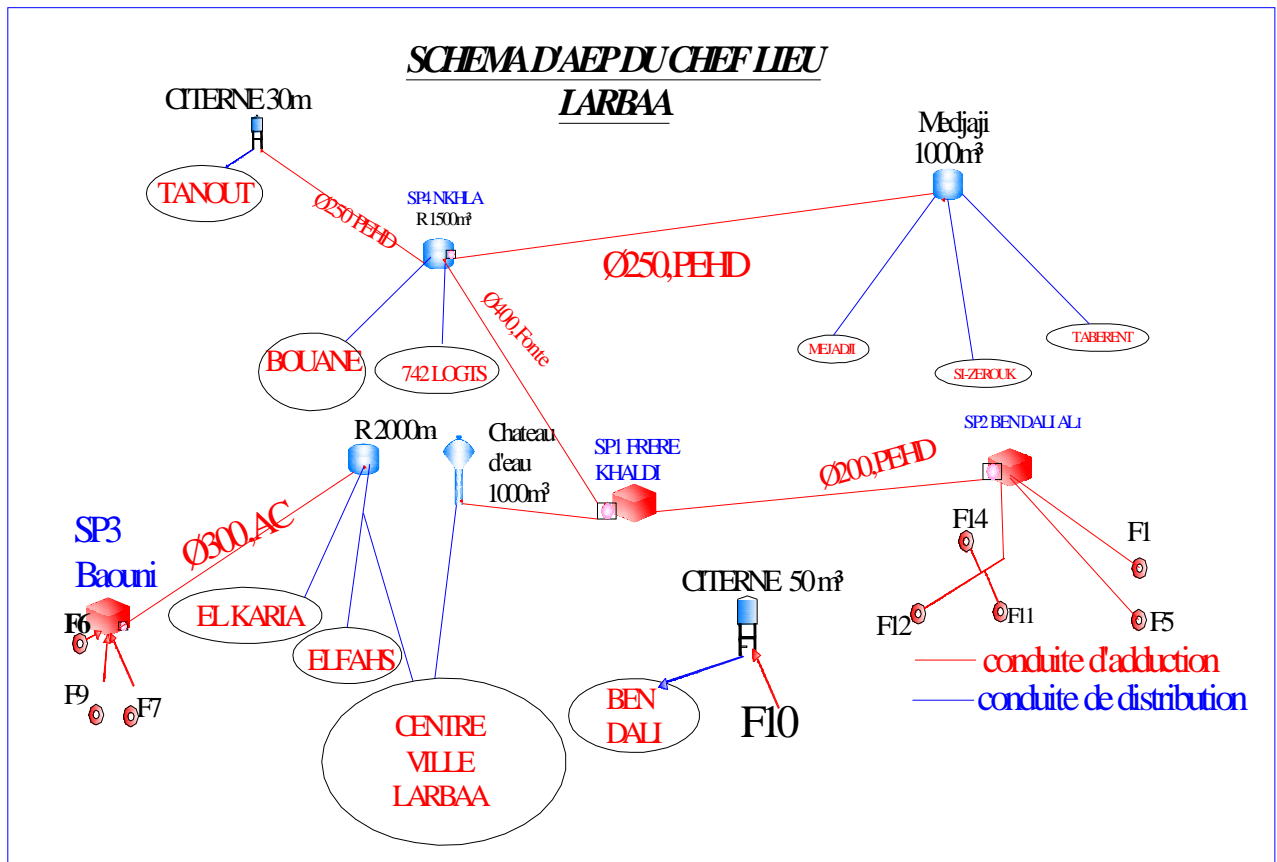


Figure I.4 : Schéma d'AEP du chef lieu LARBAA

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de cerner les données nécessaires des différents points de vue concernant la zone d'étude. La connaissance de la situation hydraulique existante, nous servira de base pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable.

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource. Cette estimation en eau dépend aussi d'autres facteurs (l'évolution de la population, équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une agglomération à l'autre.

II.1 Evaluation de la population future

La région d'étude est habitée par une population, maîtrisable par son volume et de type urbain. Elle dispersée sur l'ensemble de site. D'après les informations que nous avons recueillies auprès de la l'A.P.C de larbaa le nombre de logement de ce site est 2956 logements.

Pour calculer le nombre total d'usager on a: $P_0 = N \times T$

N: Nombre de logements. (2956 logts)

T: Taux d'occupation par logement: 7 usagers par logement

P0 : Population de base ou actuelle.

$P_0 = 2956 \times 7 = 20\ 692$ habitants

L'estimation de la population à l'horizon de calcul est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

Pn : Population située à l'horizon prévu ;

P0 =20 692hab. Population de base

n : Nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence

T : Taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 2.3 % (d'après l'A.P.C de larbaa)

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II.1 : Evaluation de la population

Années	Evaluation de la population [hab]
2012	20692
2022	25976
2032	32608
2042	40933

L'accroissement de la population de 2956 logts de la ville de Larbaa est représenté dans la figure II -1.

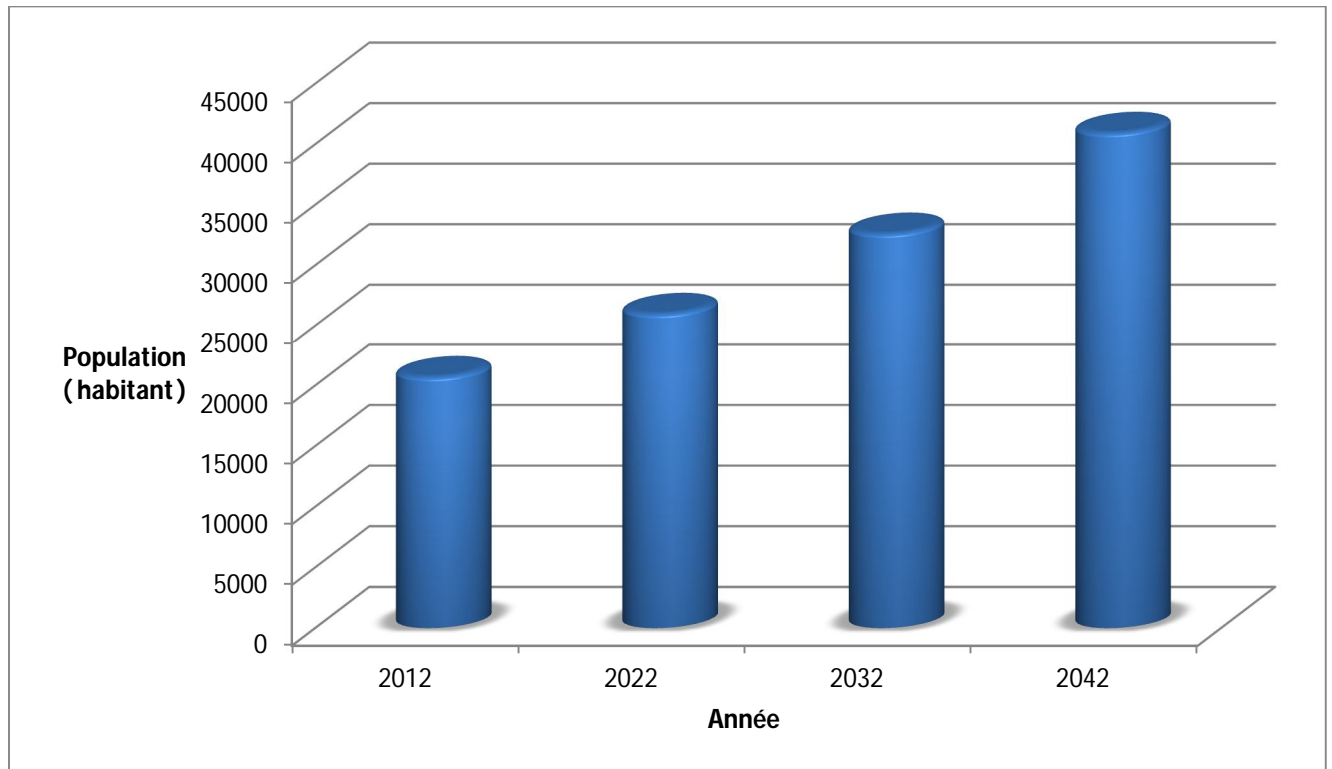


Figure II.1 : Accroissement de la population de 2956 logts de la ville de LARBAA

II.2 Estimation des besoins journaliers

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \quad [m^3/j] \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moyj,j}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- Q_i : Dotation journalière pour chaque catégorie en $l/j/catégorie$;
- N_i : Nombre de consommateurs ;

II.3 Besoins en eau par catégorie

II.3.1 Besoins domestiques

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population. Dans notre cas, nous prenons 150/l/j/ha.

Le tableau II.2 résume les résultats.

Tableau II.2 : Besoins domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab.)	Qmoyj (m³/j)
2012	20692	150	3103.8
2022	25976	150	3896.4
2032	32608	150	4591.2
2042	40933	150	6139.95

II.3.2 Besoins scolaires

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité, le tableau II.3 suivant les résultats.

Tableau II.3 : Evaluation des besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m³/j)
Ecole 1	élève	500	15	7,5
Ecole 2	élève	500	15	7,5
Ecole 3	élève	500	15	7,5
Ecole 4	élève	500	15	7,5
C.E.M 1	élève	1000	15	15
C.E.M 2	élève	1000	15	15
Crèche 1	enfant	100	15	1,5
Crèche 2	enfant	100	15	1,5
Total				63

II.3.3 Besoins sanitaires**Tableau II.4** : Evaluation des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m³/j)
Polyclinique	Patient	200	20	4
Total				4

II.3.4 Besoins socioculturels

Tableau II.5 : Evaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m^3/j)
Mosquée	fidèle	400	20	8
Centre culturel	fidèle	100	10	1
Bibliothèque	lecteur	100	15	1,5
Total				10,5

II.4 Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins totaux en eaux de 2956 LOGTS sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.6 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{moy, j}$ (m^3/j)
Domestiques	6139.95
Scolaires	63
Sanitaires	4
Socioculturels	10.5
Total	6217.45

D'après le tableau II.6 les besoins sont de l'ordre de :

$$Q_{moy, j} = 6217.45 \text{ m}^3/j = 6217.45/86,4 = 71.96 \text{ l/s}$$

II.5 Variation des débits de consommation dans le temps

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps : Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée ;

- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II.6 Coefficient d'irrégularité :

II.6.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de Q_{maxj} sur le Q_{moyj} , nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots (II-3)$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par K_{maxj}

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;

$Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,3$ (II.3.1)

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II.6.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

Pour notre cas on prend $K_{min,j} = 0.8$

II .6.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

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

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,25$.

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II .7 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II .7 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **40933hab**, donc $\beta_{max} = 1,14$

$$K_{max,h} = 1.25 * 1.14 = 1.43$$

Ce coefficient de pointe qui est de 1.5 nous oriente vers le graphique de consommation figurant dans le tableau II .9

II.6.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

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

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,5$.

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.8 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II .8 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **40933 hab.** donc $\beta_{min} = 0,65$

D'apres la formule (II-6) on aura : $K_{min,h} = 0.5 * 0.65 = 0.33$

II.7 Détermination des débits journaliers : [6]

II.7.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$)

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est donné par :

$$Q_{max, j} = K_{max, j} * Q_{moy, j} \dots\dots\dots(II.7)$$

- $Q_{max, j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{moy, j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II-3-1)

Donc : $Q_{max, j} = 1.3 * 6217.45$ $Q_{max, j} = 8082.68m^3 / j = 93.55l / s$

II.7.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II.8)$$

On prend $K_{min,j}=0,8$ d'où $Q_{min,j} = 0,8*6217.45 = 4973.96m^3/j$
 $Q_{min,j}=4973.96 m^3/j = 57.57 l/s$

II.8 Détermination des débits horaires

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.8.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} (m^3/h) \dots\dots\dots(II.9)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
 - $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = \frac{8082.68}{24} = 336.78 m^3/h.$

$$Q_{moy,h} = 336.78 m^3/h=93.55l/s$$

II.8.2 Détermination du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \text{ Donc : } Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}$$

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en $m^3/h = 149.33m^3/h$
 - $K_{max,h}$: coefficient de pointe, voir la formule (II.5.1)
 - $Q_{max,h}$: débit max horaire en m^3/h

On a donc : $Q_{max,h} = 1.43*336.78 = 481.6 m^3/h$

II.9 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II .9.

Tableau II.9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 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

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximum journalier de l'agglomération. Pour notre cas on a choisi la répartition variant entre

10001et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2042** sera **40 933 hab.**), dont la partition est indiquée dans le Tableau II .10

Tableau. II.10 : variation des débits horaires de 2956 logts de la ville de l'Arbaa

<i>horaire</i>	<i>Consommation total</i> $Q_{max j}=8082,68m^3/j$		<i>Courbe de la consommation</i> <i>Cumulée (intégrale)</i>	
	<i>%</i>	m^3/h	<i>%</i>	m^3/h
0-1	1,5	121,24	1,5	121,24
1-2	1,5	121,24	3	242,48
2-3	1,5	121,24	4,5	363,72
3-4	1,5	121,24	6	484,96
4-5	2,5	202,07	8,5	687,03
5-6	3,5	282,89	12	969,92
6-7	4,5	363,72	16,5	1333,64
7-8	5,5	444,55	22	1778,19
8-9	6,25	<i>505,17</i>	28,25	2283,36
9-10	6,25	<i>505,17</i>	34,5	2788,52
10-11	6,25	<i>505,17</i>	40,75	3293,69
11-12	6,25	<i>505,17</i>	47	3798,86
12-13	5	404,13	52	4202,99
13-14	5	404,13	57	4607,13
14-15	5,5	444,55	62,5	5051,68
15-16	6	484,96	68,5	5536,64
16-17	6	484,96	74,5	6021,60
17-18	5,5	444,55	80	6466,14
18-19	5	404,13	85	6870,28
19-20	4,5	363,72	89,5	7234,00
20-21	4	323,31	93,5	7557,31
21-22	3	242,48	96,5	7799,79
22-23	2	161,6536	98,5	7961,44
23-24	1,5	121,2402	100	8082,68

D'après ce tableau on tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les graphes II-1et II-2 respectivement.

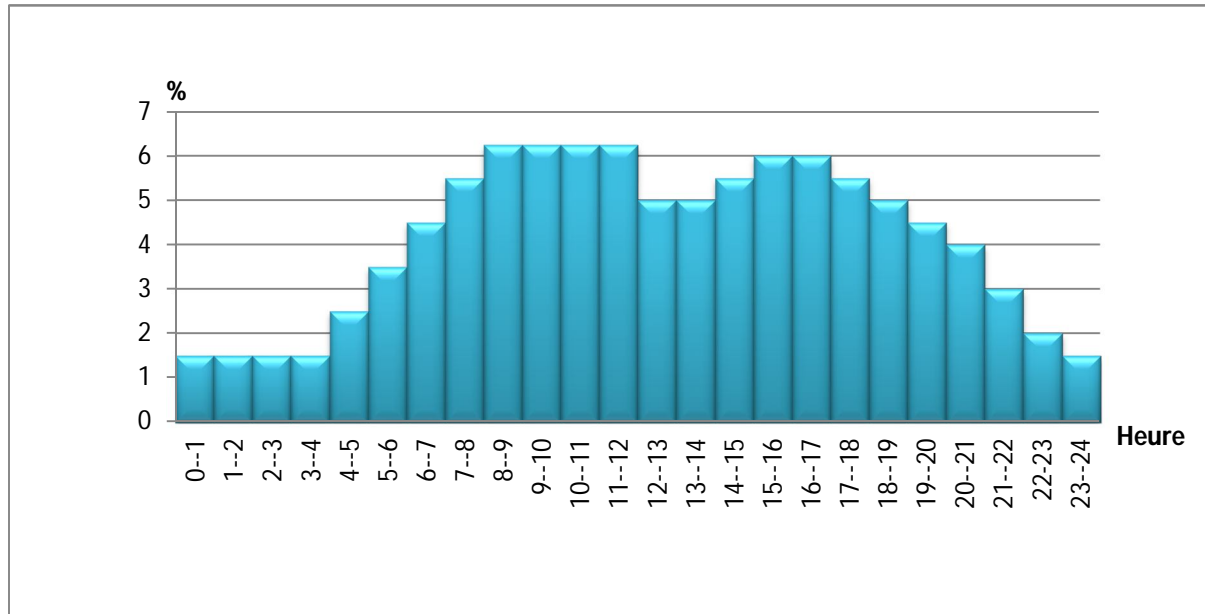


Figure II.2 : Variation de la consommation pour les habitants

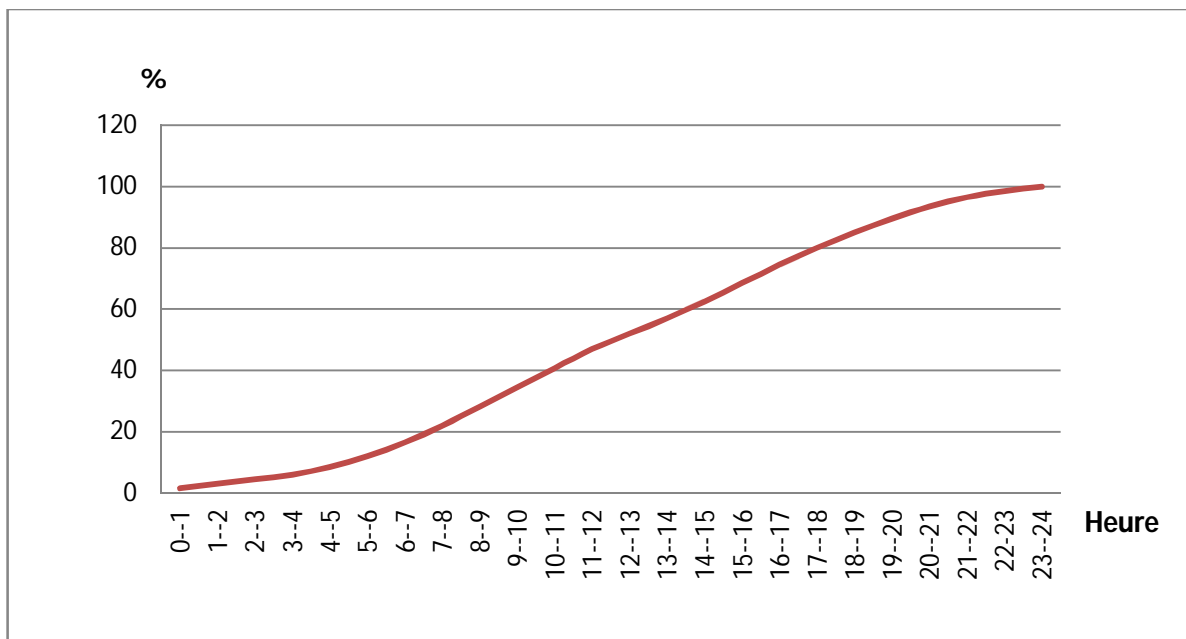


Figure II.3 : Courbe cumule de la consommation journalière

Conclusion

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit. Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose de quatre (4) forages donnant un débit actuel total de **100 l/s**, alors que les besoins totaux de la ville sont de **8082.68 m³/j=93.55l/s**, donc il y a un excès ou gain égal à :

$$E=100-93.55= 6.45 \text{ l/s.}$$

Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction

Après avoir calculé les déficits en eau pour notre agglomération, nous avons à dimensionner le réservoir qui prendra en charge la sécurité d'approvisionnement.

IV.1 Définition

Le réservoir est un élément important du réseau de distribution. Placé en général sur un sommet géographique, il permet de stocker de l'eau et de fournir le réseau de distribution.

Les réservoirs permettent une gestion des volumes nécessaires par un stockage provisoire avant restitution au réseau. Le temps de séjour de l'eau dans les cuves dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

IV.2 Fonctions générales des réservoirs : [9]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique. (Tableau III -1)

- **Du point de vue technique**, les fonctions fondamentales assurées par les réservoirs sont au nombre de cinq:
 - Tout d'abord, le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La consommation journalière présentant des fluctuations importantes, il est la plupart du temps judicieux, au point de vue technique et économique, de faire jouer un rôle d'appoint aux réservoirs pour la satisfaction des besoins instantanés de pointe. La présence des réservoirs diminue ainsi la capacité qui serait exigée des équipements de production, si ceux-ci devaient assurer seuls l'alimentation du réseau pendant les pointes instantanées de consommation.
 - En second lieu, le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d'origines diverses des installations, rupture d'une canalisation d'adduction, interruption de l'alimentation en énergie,...
 - La troisième fonction technique est une fonction de régulation de pression puisque le niveau ou la charge du réservoir conditionne et stabilise, aux pertes de charges près, la cote piézométrique sur le réseau de distribution.
 - La quatrième fonction technique réside dans la simplification des problèmes d'exploitation en permettant des arrêts pour entretien et réparation de certains équipements ou installations : ouvrages de production, stations de pompage, canalisations maitresses,...
 - En fin, les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent

désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.

- **Du point de vue économique**, outre la possibilité déjà signalée de limiter les investissements au niveau de la production, les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoirs dits d'équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements - distributions, ...).

Par ailleurs, lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, coûts des consommations d'énergie proprement dites puisque par l'existence des divers tarifs horaires de l'énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie

Tableau IV.1 : Fonctions d'un réservoir

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

IV.3 Avantages des réservoirs : [2]

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

IV.4 Emplacement des réservoirs : [2]

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

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

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

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

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

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

IV.5 Capacité des réservoirs

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

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.5.1 Méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a_{0/0} * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots (IV.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

$a_{\%}$: la somme de fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$$a_{\%} = [\%^+] + [\%^-]$$

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

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \dots\dots\dots (IV.2)$$

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

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

IV.5.2 Méthode graphique

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

Donc :

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

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

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

Dont le volume total sera :

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

IV.5.3 Dimensionnement de réservoir d'alimentation

Puisque notre agglomération est alimentée par un réservoir qui se trouve à la tête de l'agglomération donc notre distribution sera gravitaire. Et la base des graphique de consommation qu'on a fait dans le chapitre II du ce projet on peut établir la capacité du réservoir. On bien on a la méthode analytique qu'elle est basée à la fois sur le régime de consommation le long de la journée et du temps de fonctionnement de la pompe.

On fixe avec les critères la durée du fonctionnement de la pompe (on la fixe à 20/24 heure) et au bout de ce temps 20 heure pendant une journée il faut que la pompe refoule 100% le débit maximum journalier.

Le volume utile du réservoir est donné par l'expression (IV.1).

Tableau IV.2 : Détermination de la capacité du réservoir

Heure	Consommation horaire		Q st pompage		Stockage		Distribution		capacité horaire	
	%	m ³	%	m ³	%	m ³	%	m ³	%	m ³
0-01	1,5	121,24					1,5	121,2402	-0,5	-40,41
01-02	1,5	121,24					1,5	121,2402	-2	-161,65
02-03	1,5	121,24					1,5	121,2402	-3,5	-282,89
03-04	1,5	121,24	5	404,13	3,5	282,89			0	0,00
04-05	2,5	202,07	5	404,13	2,5	202,07			2,5	202,07
05-06	3,5	282,89	5	404,13	1,5	121,24			4	323,31
06-07	4,5	363,72	5	404,13	0,5	40,41			4,5	363,72
07-08	5,5	444,55	5	404,13			0,5	40,41	4	323,31
08-09	6,25	505,17	5	404,13			1,25	101,03	2,75	222,27
09-10	6,25	505,17	5	404,13			1,25	101,03	1,5	121,24
10-11	6,25	505,17	5	404,13			1,25	101,03	0,25	20,21
11-12	6,25	505,17	5	404,13			1,25	101,03	-1	-80,83
12-13	5	404,13	5	404,13	0	0,00			-1	-80,83
13-14	5	404,13	5	404,13			0	0,00	-1	-80,83
14-15	5,5	444,55	5	404,13			0,5	40,41	-1,5	-121,24
15-16	6	484,96	5	404,13			1	80,83	-2,5	-202,07
16-17	6	484,96	5	404,13			1	80,83	-3,5	-282,89
17-18	5,5	444,55	5	404,13			0,5	40,41	-4	-323,31
18-19	5	404,13	5	404,13			0	0,00	-4	-323,31
19-20	4,5	363,72	5	404,13	0,5	40,41			-3,5	-282,89
20-21	4	323,31	5	404,13	1	80,83			-2,5	-202,07
21-22	3	242,48	5	404,13	2	161,65			-0,5	-40,41
22-23	2	148,06	5	370,16	3	222,10			2,5	185,08
23-24	1,5	111,05					1,5	111,04845	1	74,03

Calcul de la capacité du réservoir

D’après le tableau précédent on a deux pointe donc notre a_{i%} sera égale à la somme des deux pointe la positive et la négative a_{i%} = |4,5| + |-4| = 9.5 %

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{9.5 * 8082.64}{100} \Rightarrow V_r = 767.85 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera : $V_t = 767.85 + 120 \Rightarrow V_t = 887.85 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

➤ **Forme des réservoirs :**

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

V_n : capacité normalisée du réservoir 1000 (m³)

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m), on prend 6m.

D'après la formule (IV.4) on aura : **D= 14.57 m** => **S= 166.67 m²**

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

Donc : **h_{inc}= 0.72 m**

IV.5.4 Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage

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

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{max.j} * t}{20}$$

Avec :

Q_{max.j} :débit maximal journalier total.

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage (T=20h).

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

Donc le volume de la bache de reprise est:

$$V_{bache} = \frac{Q_{max.j} * t}{20}$$

$$V_{bache} = \left(\frac{8082.68}{20}\right) * \frac{1}{4} = 101.03m^3$$

En choisi un volume normalise de **110 m³**.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (m) \dots\dots\dots(IV.5)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir 1000 (m³)

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m), on prend 5m.

D'après la formule (IV.4) on aura : **D= 5.3 m** => **S= 22.05 m²**

IV.6 Equipement de réservoir

IV.6.1 Conduite d'arrivée

L'arrivée dans le réservoir de la conduite de refoulement doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ.

IV.6.2 Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifie pour notre cas. La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15m au dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pas pénétrer dans la conduite.

IV.6.3 Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite. Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein.

Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout. Pour nos réservoirs ces conditions sont vérifiées.

IV.6.4 Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et

En limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s.

IV.6.5 By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartiment, il suffit de disposer d'un by-pass

IV.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

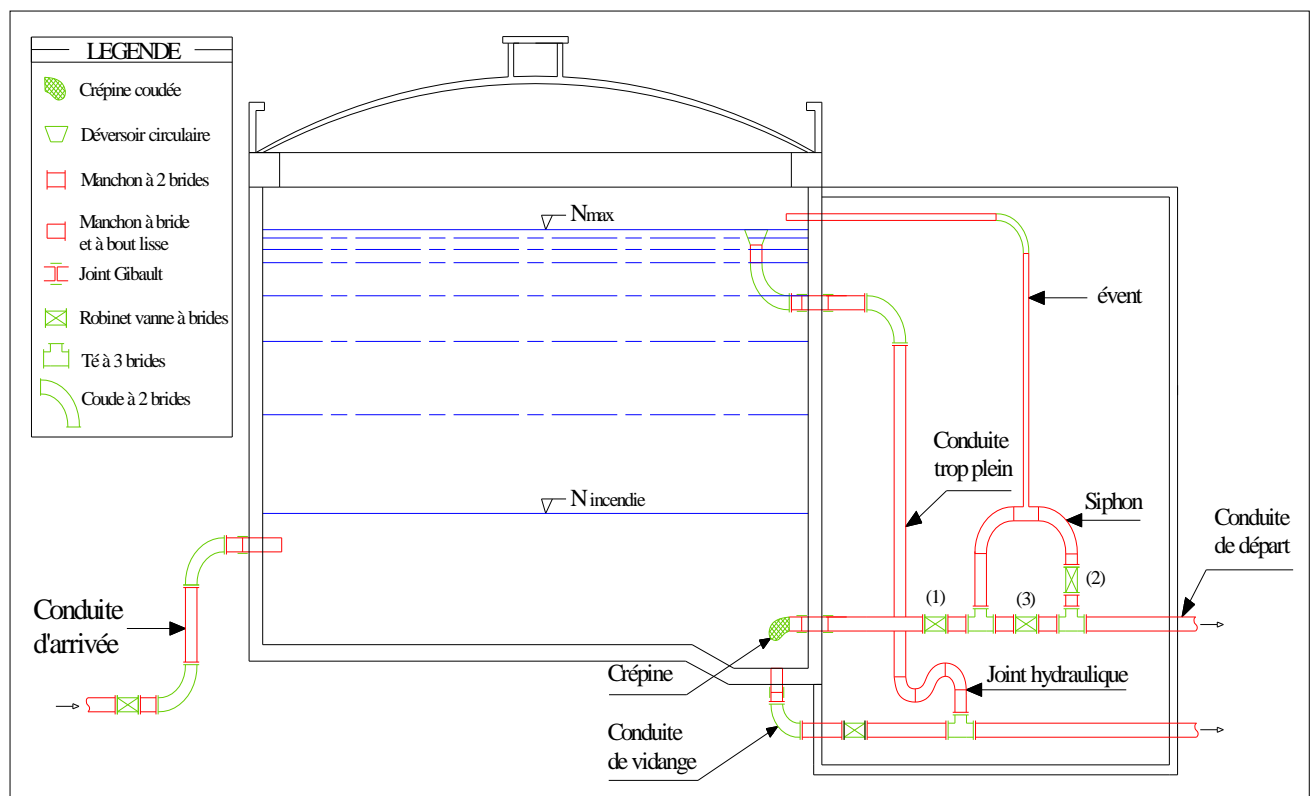


Figure IV.1 : Equipement de réservoir

IV.7 Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité les réservoirs doivent être :

- Couvert pour les protéger des variations de température et l'introduction de corps étranger ;
- Eclairé par des ouvertures muni de plaque de verre ;

- Etanche ;
- Aérer par des ouvertures a grilles.

IV.8 Traversée des conduites dans les parois de la cuve

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

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure avec un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.2).

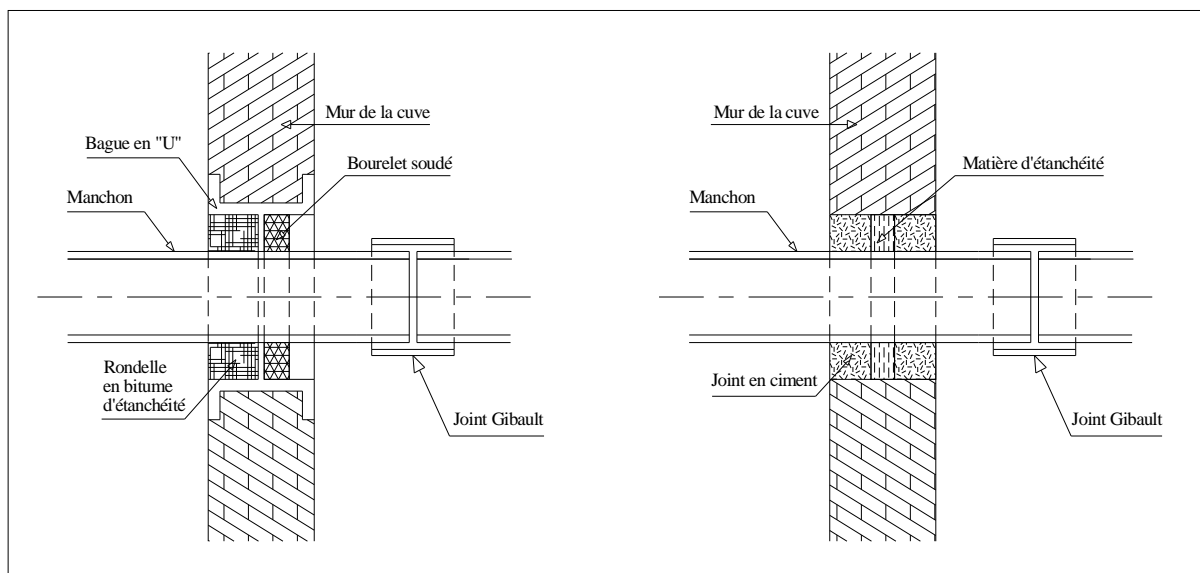


Figure IV.2 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{eme} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure V.3).

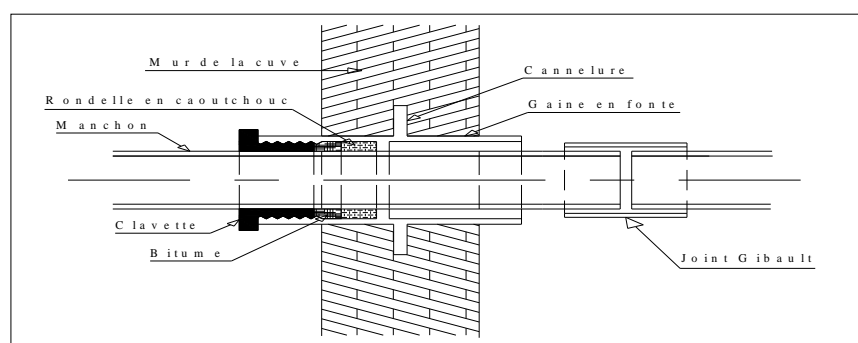


Figure IV.3 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

Dans ce chapitre, et afin de prendre en charge le développement de l'agglomération par un déficit en eau, nous avons dimensionné le réservoir qui prendra en charge l'alimentation en eau potable de ce dernier.

Chapitre V : ETUDE DETAILLE DE L'ADDUCTION ET POMPAGE

Introduction

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

V.A) ADDUCTION

V.1 Définition

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

V.2 Classification

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes:

V.2.1. Adduction gravitaire

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité d'où son nom.

V.2.2 Adduction par refoulement

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes.

V.2.3 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 conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

V.3 Etude des variantes

Le but de cette étude, est l'établissement d'un système d'AEP de site 2956 logts à partir de champs de captage projeté.

Ce système, consiste en premier temps, à ramené l'eau potable a partir des forages projetés au niveau du champ captage Baouni par une conduite d'adduction, vers un point élevé et qui sera le réservoir. Il faut aussi que cette variante, soit réalisable du point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec l'importance du projet et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être économique.

Pour cette étude, on propose deux variantes pour le système d'AEP de site 2956 logts Larbaa.

V.4 Proposition des variantes

V.4.1 Variante N°01 :

❖ Cette variante consiste :

- Conduite d'adduction a une longueur de 8380ml. Cette conduite relie la station de pompage projeté avec le réservoir existant au niveau de Douar TABARANT.
- Implantation de quatre forages.
- Implantation d'une station de pompage.

Le tracé de la variante est représenté dans la figure V.1.

V.4.2 Variante N°02 :

❖ Cette variante consiste :

- Conduite d'adduction a une longueur de 6460 ml. Cette conduite relie la station de pompage projetée avec un château d'eau projeté au niveau de site 2956 logts.
- Implantation de quatre forages.
- Implantation d'une station de pompage.
- Réaliser un château d'eau 1500 m³ au niveau de site 2956 logts.

Le tracé de la deuxième variante est représenté dans la figure V.2

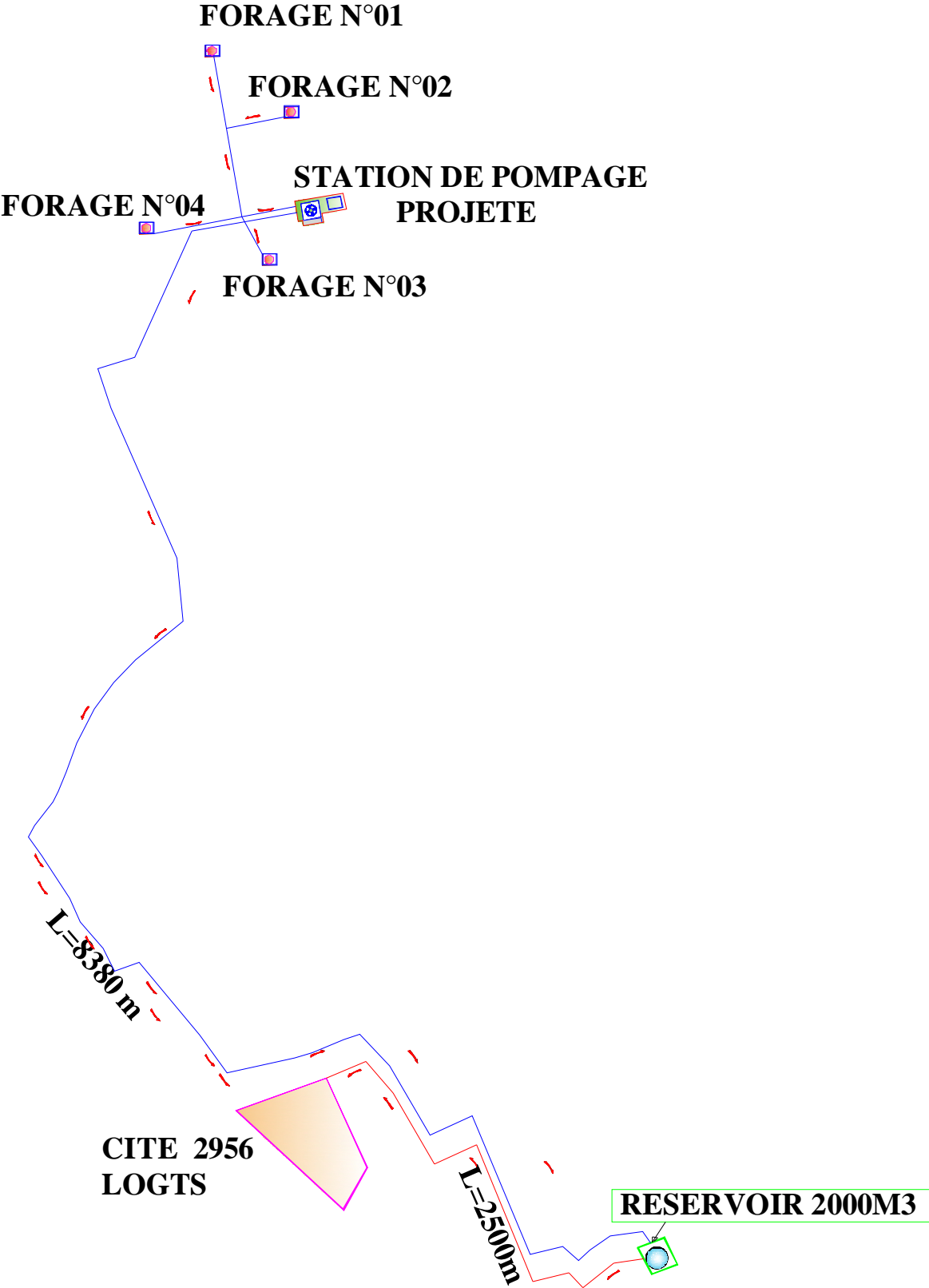


Figure V.1 : Tracé de la première variante

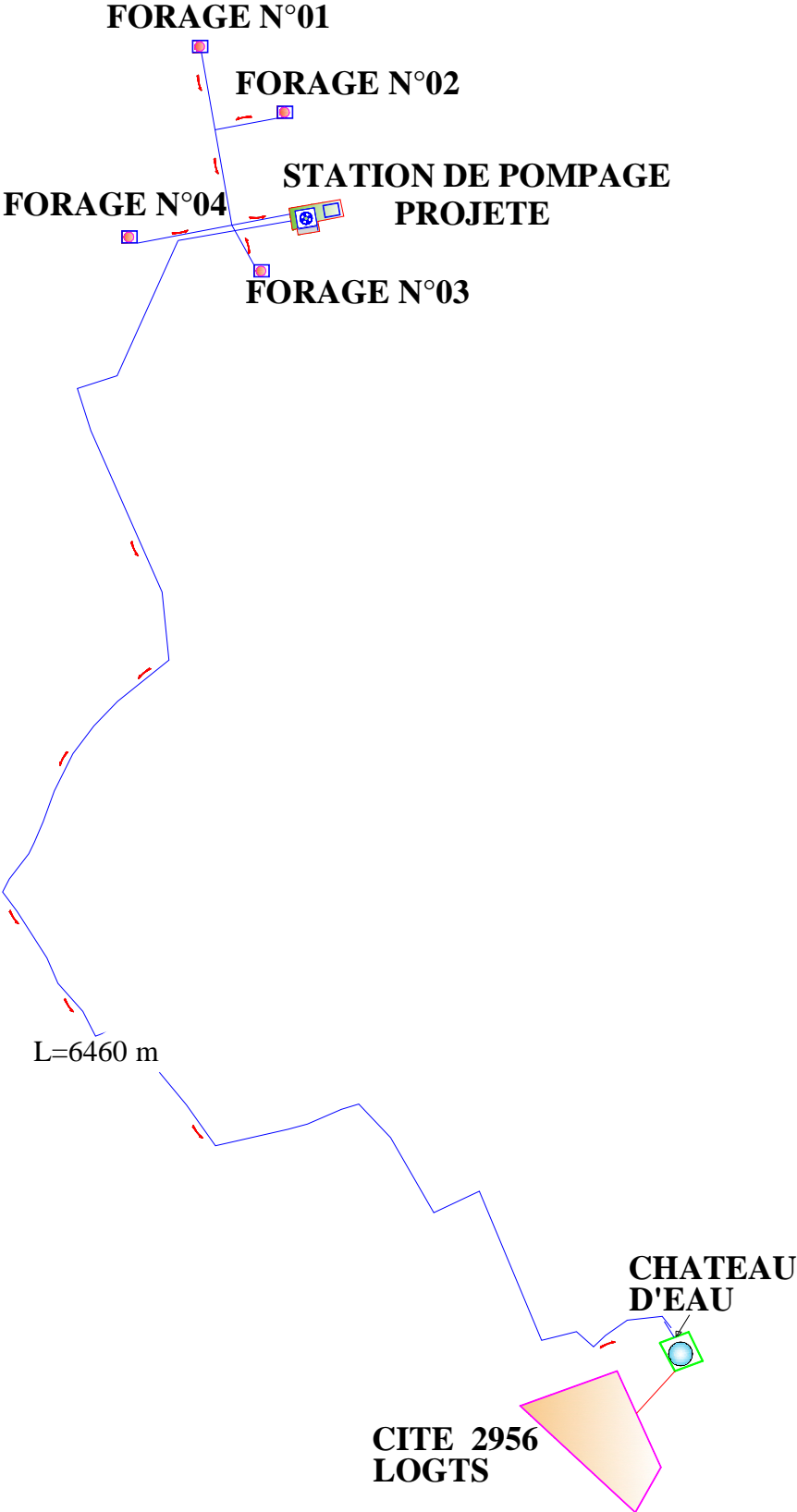


Figure V.2 : Tracé de la deuxième variante

V.4.3 Analyse et choix de la variante

- Aspect économique du projet de la deuxième variante est plus couteuse que la première puisque on réalisant le château d'eau
- Pour l'alimentation d'autre agglomération en voisinage à partir du réservoir semi enterré
- La dure de projet de la 2^{eme} variante est beaucoup plus que la 1^{ere} variante

Conclusion :

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

V.5 Choix du tracé : [7]

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le forage et (barrage ou réservoir d'accumulation)
- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile a évacuer ou des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux ;
- L'examen des conditions dans les quelles être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.

V.6 Choix des types de conduites

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

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

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- En matière plastique (PVC, PEHD).

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD PN16 et cela en raison des avantages qu'elles présentent

V.6.1 Présentation des caractéristiques de PEHD : [8]

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

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

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

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

V.6. 2 Désignation de PE

- **Dimensionnement**

La formule de base utilisée pour déterminer les épaisseurs des tubes est la formule de G. LAME

$$e = \frac{P * D}{(2 * \nabla) + P}$$

Avec :

- e : épaisseur du tube, en (mm)
- P : pression à l'intérieur du tube, en (MPa)
- D : diamètre extérieur du tube, en (mm)
- ∇ : contrainte, en MPa

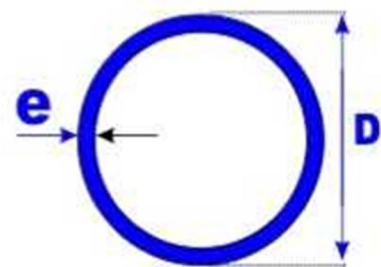


Figure V.3 : Les dimensions de la conduite

- **Notion de MRS**

Chaque matière PE est caractérisée par la résistance qu'elle procure à la canalisation vis-à-vis de la pression du fluide qui y circule. Cette caractéristique est traduite par la notion de MRS (Minimum Required Strength) dont la valeur est obtenue à travers une série d'essais au

laboratoire. Cette valeur de MRS est pondérée par un coefficient de sécurité (C=1.25 pour l'eau) pour calculer la contrainte hydrostatique utilisée dans les calculs.

C'est à partir de la connaissance de la résistance hydrostatique à long terme d'une matière que sera calculé le dimensionnement des tubes (l'épaisseur de leur paroi) pour permettre le fonctionnement en toute sécurité de la canalisation. Le ci-dessous illustre la désignation la contrainte de la matière pour différente PE.

Tableau V.1 : Illustre la désignation la contrainte de la matière pour différente PE.

Désignation de la résine	Contrainte Minimale requise MRS (Mpa)	Contrainte hydrostatique à long terme σ (Mpa)
PE 100	10	8
PE 80	8	6.3

• **Notion de SDR**

Pour une matière et une pression donnée, le rapport des dimensions nominales des tubes (diamètre et épaisseur) est constant.

Cette constant est désignée sous le sigle SDR qui es traduit par (Rapport Dimensionnel Standardisé).

$$SDR = \frac{D}{e} \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} D : \text{diamètre, en (mm)} \\ e : \text{épaisseur, en (mm)} \end{array}$$

• **Correspondence MRS, SDR et PE**

Chaque couple de MRS/SDR désigne une PE bien définie, le tableau ci-dessous illustre les différents cas de figure pour l'eau potable.

Tableau V.1 : Illustre les différents cas de figure pour l'eau potable.

SDR	PE 80	PE 100
7	PN 16	-
11	PN 12,5	PN 16
17	PN 8	PN 10

NB: la température de référence est de 20°C

• **Dilatation de PE**

La variation de la longueur ΔL d'un tube PE est calculée selon la formule :

$$\Delta L = \alpha \times L \times \Delta T \quad \text{Avec:}$$

α : $0,2 \cdot 10^{-3}$, en (m/m/°C)

L : longueur initiale du tube, en (mm)

ΔL : variation de la longueur du tube, en (mm)

ΔT : variation de températeur, en °C



Figure V.4 : Dilatation de la conduite

V.7 Schéma générale de l'adduction

Notre projet est disposé un schéma d'adduction à partir des quatre forages vers la station de pompage SP cette dernier alimente le réservoir en tête de 2000 m³.

Le schéma d'adduction est représenté sur la figure V.1

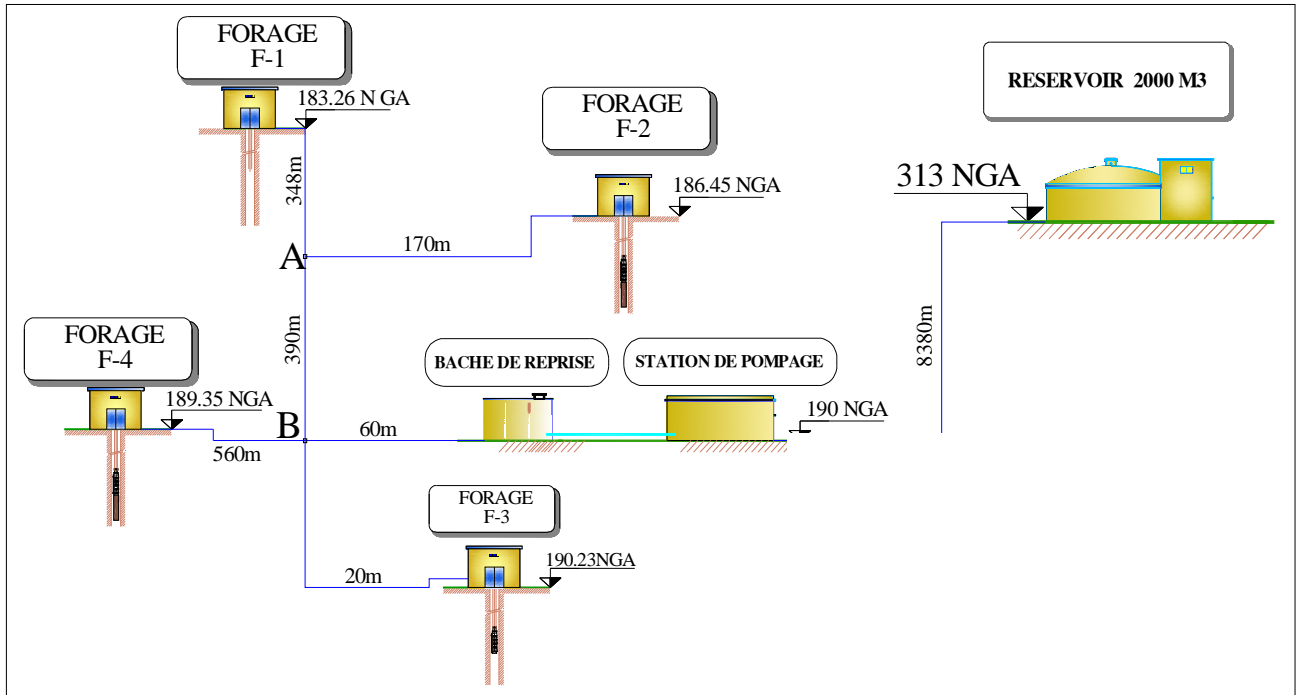


Figure V.5 : Schéma verticale de l'adduction

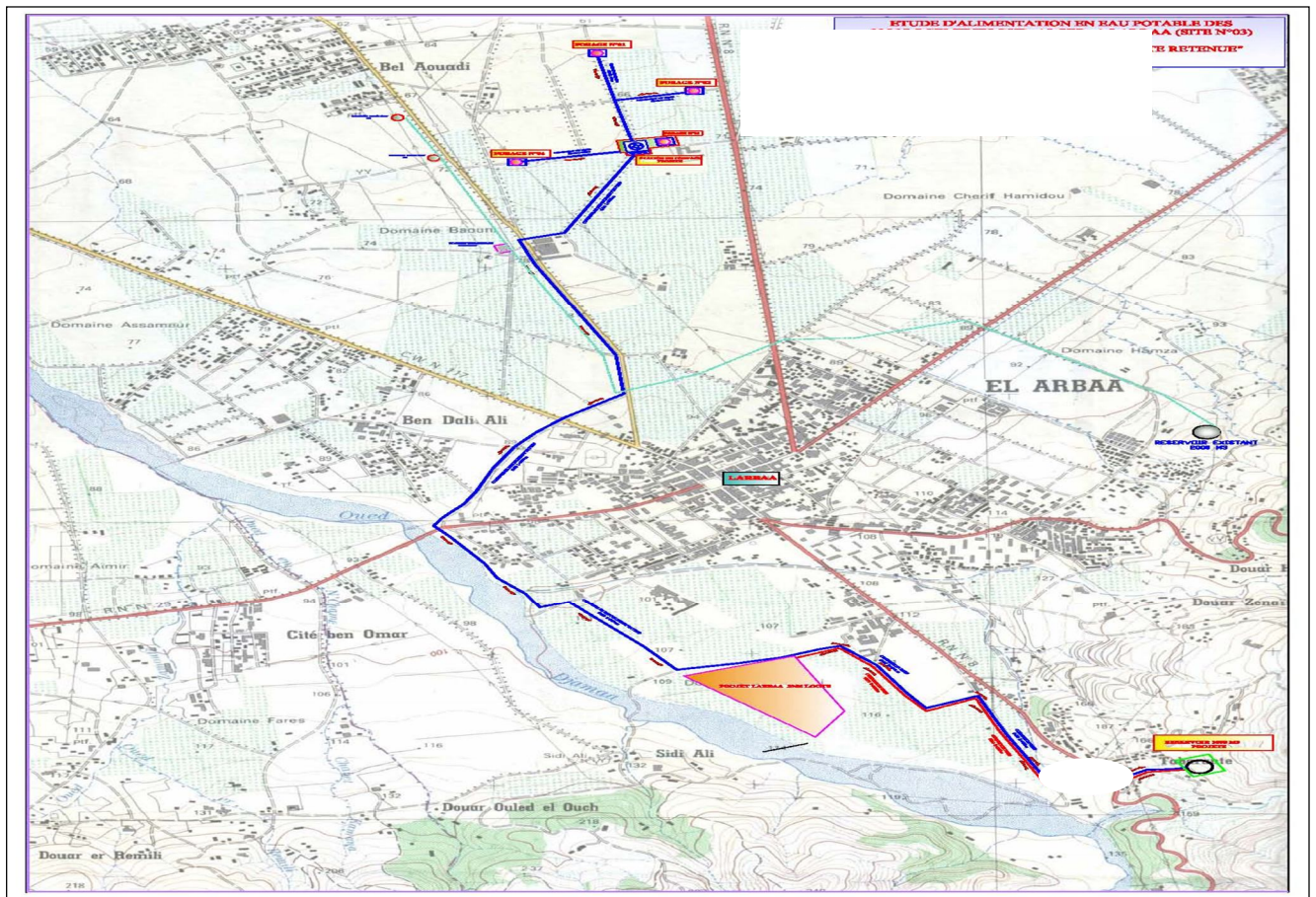


Figure V.6 : trace de l'adduction sur la carte topographique

V.8 Dimensionnement de l'adduction : [1]

V. 8.1 Méthode de calcul

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

❖ **Formule de BRESS**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots(V.1)$$

Q: Débit refoulé en m³/s.

❖ **Formule de BONNIN**

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

Q: Débit refoulé en m³/s.

$$v = \frac{Q}{S} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots(V.3)$$

V : Vitesse d'écoulement.

S : Section de la conduite.

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

Donc en utilisant la formule de BONIN pour les tronçons suivant présente dans le tableau IV.1

Tableau V .1 : Calcul des Diamètres économique et des vitesses

tronçon	Débit l/s	D _{cal} (m)	D _{nor} (mm)	V (m/s)
F1-A	25	0,158	160	1,163
F2-A	25	0,158	160	1,163
A-B	50	0,224	250	0,953
F3-B	25	0,158	160	1,163
F4-B	25	0,158	160	1,163

Pour les deux tronçons en utilisant la méthode technique-économique.

- Point B —————> Bache de reprise
- Station de pompage —————> Réservoir de tête.

Tel que point B c'est le point d'unification des forages.

V.8.1.1 Calcul des pertes de charge : [5]

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

- Les pertes de charge linéaires;
- Les pertes de charge singulières.

V.8.2.1.1 Pertes de charges linéaires

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

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

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

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (V.4)$$

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L}{2gD} \left(\frac{Q}{S} \right)^2 = 8 * \lambda \frac{L Q^2}{\Pi^2 * g D^5} \dots\dots\dots (V.5)$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \dots\dots\dots (V.6) \quad \text{(Formule de Nikuradzé)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots (V.7) \quad \text{(Formule Colebrook)}$$

Re: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots (V.8)$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots (V.9)$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: ν=0.01 Stocks =10-6 m²/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \dots\dots\dots (V.10)$$

D'où :

K₀: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

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

α = 0,04 mm/an

T: temps de service, T=15 ans.

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

V.8.1.2 Pertes de charge singulières

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

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots(V.10)$$

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \dots\dots(V.11)$$

V.8.1.3 Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_l \dots\dots\dots (V.12)$$

- Hg: la hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m).

V.8.1.4 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \text{ [KW]} \dots\dots\dots (V.13)$$

- η : rendement de la pompe en (%) (n=81%)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m3/s)
- g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s2)

V.8.1.5 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots (V14)$$

- t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h
- P: puissance de la pompe en (kW)

V.8.1.6 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots (V.15)$$

- E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ. (e=4,17DA)

V.8.1.7 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (V.16)$$

- P_{rc} : prix de la conduite en (DA), voir les annexes (**Annexe V.1**)
- A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (V.17)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

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

➤ **Tronçon point B** —————> **Bâche de reprise**

$$➤ Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots\dots\dots (V.18)$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation nécessaire pour les 04 forages (m³/s);

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 8082.68 (m³/j);

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

A.N: $Q_{exp} = \frac{8082.68}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp} = 112.26 \text{ L/s}$

$$L_{B - BR} = 60 \text{ m}$$

$$H_g = C_{tp} - C_{m-b} = 196 - 190 = 6 \text{ m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux V.2, V.3, V.4 et V.5

Tableau V.2 : Calcul de la HMT du tronçon point B -BR

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	Re	λ	ΔH _{totale}	HMT
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)			(m)	(m)
160	60	112,26	5,59	893789,81	0,0340	23,31	29,31
200	60	112,26	3,58	715031,85	0,0317	7,13	13,13
250	60	112,26	2,29	572025,48	0,0297	2,19	8,19
315	60	112,26	1,44	453988,47	0,0279	0,65	6,65
400	60	112,26	0,89	357515,92	0,0262	0,18	6,18

Tableau V.3 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon point B -BR

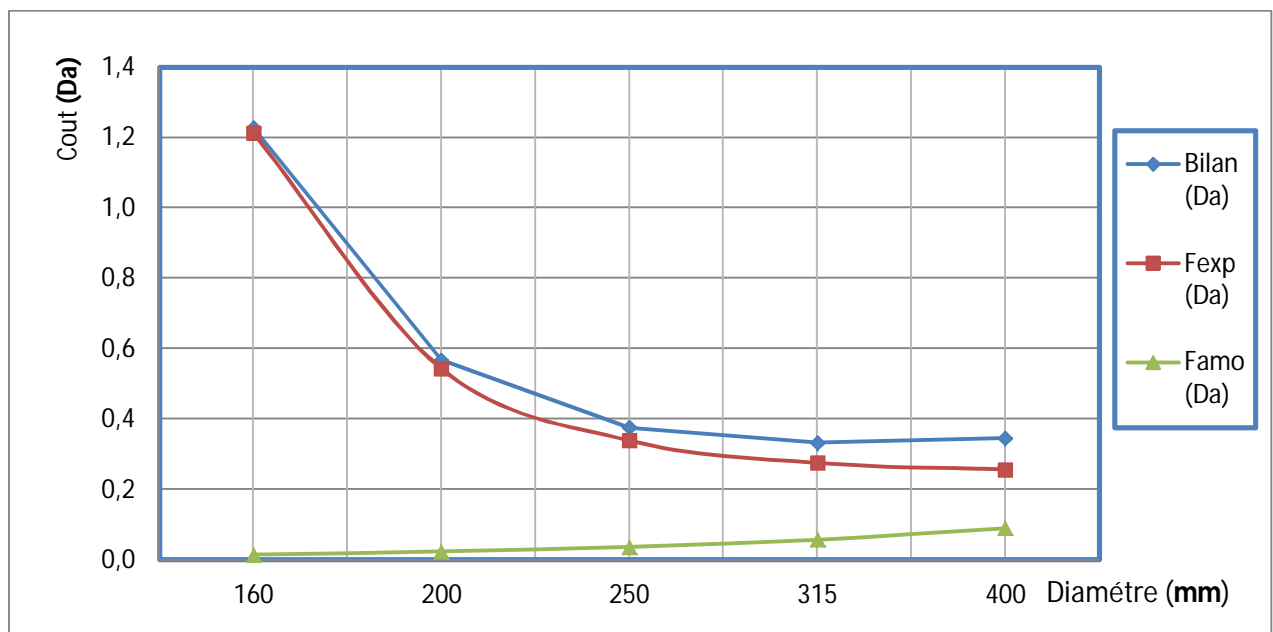
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A	F _{amort} (DA)*10 ⁶
160	2109,4	60	0,1168	0,01
200	3364,46	60	0,1168	0,02
250	5233,61	60	0,1168	0,04
315	8215,49	60	0,1168	0,06
400	12821,66	60	0,1168	0,09

Tableau V.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon point B-BR

Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)*10 ⁶
160	39,85	290923,37	1,21
200	17,85	130327,70	0,54
250	11,13	81269,08	0,34
315	9,04	65962,45	0,28
400	8,41	61375,15	0,26

Tableau V.5 : Bilan

Diamètre (mm)	F _{amort} (DA)*10 ⁶	F _{explo} (DA)*10 ⁶	BILAN*10 ⁶
160	0,014782675	1,213150446	1,228
200	0,023578136	0,543466498	0,567
250	0,036677139	0,338892074	0,376
315	0,057574154	0,27506343	0,333
400	0,089854193	0,255934375	0,346

**Figure V.7** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de 1,44 m/s et sur une longueur de 60 m.

➤ **Tronçon Station de pompage – Réservoir de tête :**

D'après la formule (V.18)

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp,SP}} = \frac{8082.68}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp, fom}} = 112.26 \text{ L/s}$$

$$L_{SP-RT} = 8380 \text{ m}$$

$$H_g = C_{TP-RT} - C_{TN-SP} = 318 - 190 = 128 \text{ m}$$

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

Tableau V.6 : Calcul de la HMT du tronçon SP - RT

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔH_{totale} (m)	HMT (m)
160	8380	112,26	5,58	893789,81	0,034	3255,9	3383,92
200	8380	112,26	3,57	715031,85	0,032	995,99	1123,99
250	8380	112,26	2,29	572025,48	0,030	305,63	433,63
315	8380	112,26	1,44	453988,47	0,028	90,23	218,23
400	8380	112,26	0,89	357515,92	0,026	25,68	153,68

Tableau V.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP -RT

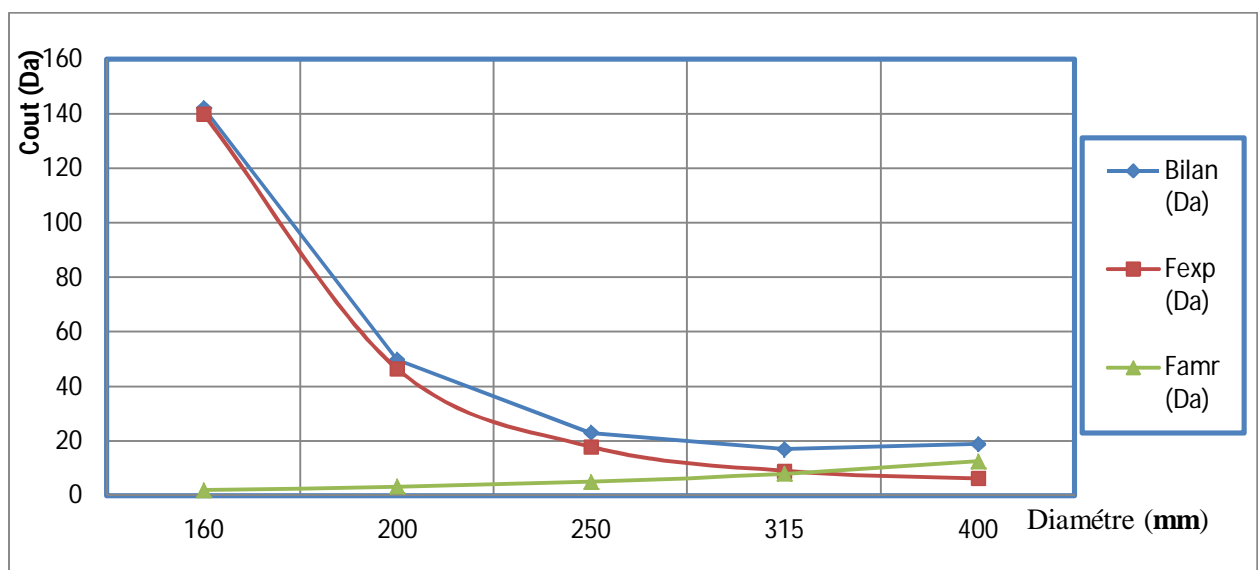
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A	$F_{\text{amort}} \text{ (DA)} * 10^6$
160	2109,4	8380	0,1168	2,06
200	3364,46	8380	0,1168	3,29
250	5233,61	8380	0,1168	5,12
315	8215,49	8380	0,1168	8,04
400	12821,66	8380	0,1168	12,55

Tableau V.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-RT

Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	$F_{\text{exploit}} \text{ (DA)} * 10^6$
160	4600,76	33585524,85	140,05
200	1528,17	11155662,82	46,52
250	589,56	4303809,61	17,95
315	296,71	2165983,71	9,03
400	208,94	1525290,34	6,36

Tableau V.9 : Bilan

Diamètre (mm)	$F_{\text{amort}} \text{ (DA)} * 10^6$	$F_{\text{exploit}} \text{ (DA)} * 10^6$	BILAN * 10^6
160	2,06464697	140,0516386	142,116
200	3,293079617	46,51911395	49,812
250	5,12257373	17,94688606	23,069
315	8,041190164	9,032152063	17,073
400	12,54963566	6,360460703	18,910

**Figure V.8 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation****Conclusion**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de 1,2 m/s et sur une longueur de 8380 m

Introduction

Ce présent chapitre a pour but, la détermination du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés, tout en tenant compte des conditions de bon fonctionnement hydraulique du réseau.

B) Pompage

V.9 Définition

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

V.10 Principe de fonctionnement des pompes : [4]

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression.

Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même et en fonction des besoins spécifiques à l'installation. Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (cochlée ou volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression). La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (ou énergie cinétique).

Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage : il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.



Figure V.9 : La roue

V.11 Différents types de pompes et leurs caractéristiques : [4]

V.11.1 Pompes volumétriques

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

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

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

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

V.11.2 Les turbopompes

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

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales). Les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Les pompes à hélices élèvent des débits importants à des hauteurs faibles. Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu couteux et d'un très bon rendement. Une pompe centrifuge se compose (figure V.10):



Figure V.10 : groupe de pompage de surface monocellulaire à axe horizontal

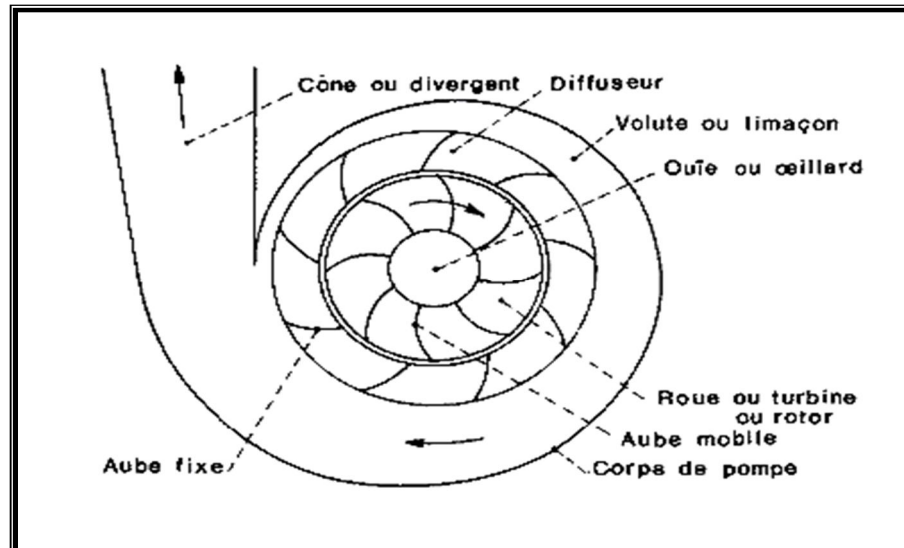


Figure V.11 : Constitution d'une pompe centrifuge

V.11.3 Les pompes immergées

Ces pompes sont de construction plus récente que les précédentes ; elles sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profond.



Figure V.12 : Pompe multicellulaire immergée à axe vertical

V.12 Choix du type de pompe

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

V.13 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.13.1 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.

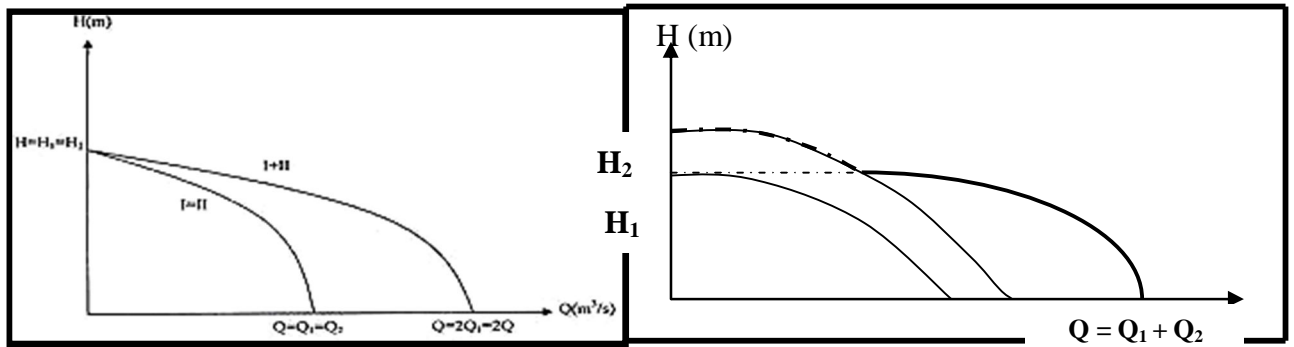
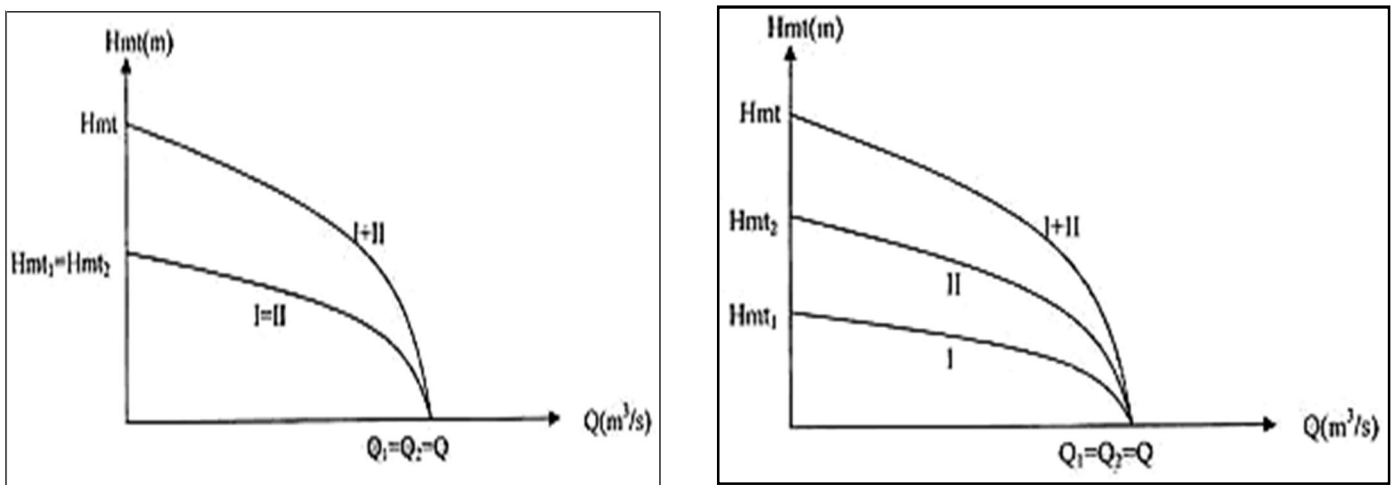


Figure V.13 : couplage en parallèle

V.13.2. Couplage en série

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



a. Couplage de deux pompes identiques en série

b. Couplage de deux pompes différentes en série

Figure V.14 : Couplage en série

V.14 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

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

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (1450-3500) tr/min

V.15 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement (η) ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Vitesse de rotation N élevée (tr/mn) ;
- Puissance absorbée minimale (P_{abs}).

V.15.1 Calcul de la hauteur manométrique total

Les Caractéristique des forages présents dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Caractéristiques des forages projeté (source DHW)

Forage	Débit (l/s)	Année de mise en service	Profondeur (m)	Terrain	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)
				naturel (m)		
F1	25	2010	20	183.26	163	114
F2	25	2010	20	186.45	166	114
F3	25	2010	20	190.23	174	114
F4	25	2010	20	189.35	169	114
Total	100					

$$HMT = H_g + \sum_{ref}^{lin} h_p + \sum_{ref}^{sin} h_p \dots\dots\dots(V.19)$$

HMT : la hauteur manométrique totale

H_g : la hauteur géométrique

$\sum_{ref}^{lin} h_p$: La somme des pertes de charge linéaires

$\sum_{ref}^{sin} hp$: La somme des pertes de charge singulier

Avec : $\sum_{ref}^{sin} hp = 15\% \sum_{ref}^{lin} hp$ donc : $\sum_{ref}^{sin} hp = 0.15 \sum_{ref}^{lin} hp$

$$HMT = Hg + 1.15 \sum_{ref}^{lin} hp \quad (m) \dots\dots\dots(V.19.1)$$

V.15.2 Calcul des pertes de charge

Puisque nous avons la cote du trop plein de bêche de reprise, les diamètres des conduites, les débits et les longueurs des tronçons, on peut calculer les pertes de charge :

$$H_p = \frac{k \cdot l \cdot Q^\beta}{D_{int}^m} \dots\dots\dots(V.20)$$

- β : exposant tenant compte du régime d'écoulement ($\beta = 1,77$).
- m : exposant tenant compte du type du matériau ($m = 4,774$).
- $K = 0,001052$
- L : Longueur de la conduite m
- D_{int} : diamètre intérieure de la conduite voir annexe V.1

Tableau V.11 : Récapitulatif des calculs de perte de charge total

Tronçons	Longueur	Débit	Dnor	Dinter	H _p
	(m)	(m ³ /s)	(mm)	(mm)	m
F1-A	348	0,025	160	130,8	8,82
F2-A	170	0,025	160	130,8	4,31
A-B	390	0,05	250	200,4	4,40
F3-B	20	0,025	160	130,8	0,51
F4-B	560	0,025	160	130,8	14,19
B-BR	60	0,1	315	257,8	0,69
SP-RT	8380	0,11226	315	257,8	73.24

1/ Forage F1-Bêche de reprise:

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (HT) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH_{asp})

Hg : égale à la différence des cotes d'arrivée a la bêche de reprise de la station de reprise et du niveau dynamique du forage.

$Hg = C_{Tp} - C_{NDf1} = 195.00 - 114 = 81 \text{ m}$

C_{tp} : Cote trop plein de la bêche. (Fixé à 195.00m).

C_{NDf1} : Cote de niveau dynamique du forage F1.

Hasp : Pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m.

$$\sum_{ref}^{lin} hp = \sum_{ref}^{lin} hp_{F1-BR} + \sum_{ref}^{lin} hp_{F1-A} + \sum_{ref}^{lin} hp_{A-B} + \sum_{ref}^{lin} hp_{B-BR}$$

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(F1-BR)} = 8.82 + 4.4 + 0.69 = 13.91m$$

D'après la relation (V.20.1) on aura : $HMT = 89.91m$

2/ Forage F2-Bâche de reprise:

$$H_g = C_{Tp} - C_{ND2} = 195.00 - 114 = 81 \text{ m}$$

C_{Tp} : Cote trop plein de la bâche. (Fixé à 195.00m).

C_{NDF2} : Cote de niveau dynamique du forage F2.

Hasp : Pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m.

$$\sum_{ref}^{lin} h_p = \sum_{ref}^{lin} h_{p(F2-A)} + \sum_{ref}^{lin} h_{p(A-B)} + \sum_{ref}^{lin} h_{p(B-BR)}$$

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(F2-BR)} = 4.31 + 4.4 + 0.69 = 9.4m$$

D'après la relation (V.19.1) on aura : $HMT = 90.4m$

3/ Forage F3-Bâche de reprise:

$$H_g = C_{Tp} - C_{ND3} = 195.00 - 114 = 81 \text{ m}$$

C_{Tp} : Cote trop plein de la bâche. (Fixé à 195.00m).

C_{NDF3} : Cote de niveau dynamique du forage F3.

Hasp : pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m.

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(F3-BR)} = \sum_{ref}^{lin} h_{p(F3-B)} + \sum_{ref}^{lin} h_{p(B-BR)}$$

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(F3-BR)} = 0.51 + 0.69 = 1.2m$$

D'après la relation (V.19.1) on aura: $HMT = 82.2m$

4/ Forage F4-Bâche de reprise:

$$H_g = C_{Tp} - C_{ND3} = 195.00 - 114 = 81 \text{ m}$$

C_{tp} : Cote trop plein de la bâche. (Fixé à 195.00m).

C_{NDF4} : Cote de niveau dynamique du forage F4.

Hasp : pertes de charges à l'aspiration estimées à 1.00 m.

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(F4-BR)} = \sum_{ref}^{lin} h_{p(F4-B)} + \sum_{ref}^{lin} h_{p(B-BR)}$$

$$\sum_{ref}^{lin} h_{p(F4-BR)} = 14.19 + 0.69 = 14.88m$$

D'après la relation (V.19.1) on aura : $HMT = 95.88m$

5/ station de pompage-réservoir de tête:

D'après la relation (V.19.1) on aura : $HMT = 218.23m$

V.15.3 Calcul de la cote piézométrique pour 04 forages

$$C_{PIEZ-F} = C_{TP-BR} + H_{pt} \dots\dots\dots (V.21)$$

Avec :

C_{piez-f} : Cote piézométrique d'un forage

C_{tp-br} : Cote trop plein de la bache. (Fixé à 195.00m).

H_{pt} : Perte de charge total=1.15*Hp

Tableau V.12 : Récapitulatif des calculs de cote piézométrique

Dénomination	cote TN	Perte de charge total	Cote piézométrique
	m	1,15Hp (m)	(m)
Forage 1	183,26	15,99	210,99
Forage 2	186,45	10,80	205,80
Forage 3	190,23	1,38	196,38
Forage 4	189,35	17,11	212,11

V.15.4 Choix des pompes➤ **Forage F1**

$$Q = 25L/s, Hg = 75 m, HMT = 89.91m$$

D'après le logiciel CAPRARI des pompes on aura la pompe immergé nécessaire.

Tableau V.13 : Caractéristique de la pompe immergée

POINT DE FONCTIONNEMENT						
Type de pompe	Q	HMT	η	Pabs	N	NPSHr
E12S55-10/6BC+M10200 (6 cell)	l/s	m	%	KW	tr/min	m
	59,1	194	79	142	2900	7,71

➤ **Forage F2**

$$Q = 25L/s, Hg = 75m, HMT = 90.4m$$

D'après le logiciel CAPRARI des pompes on aura la pompe immergé nécessaire.

Tableau V.14 : Caractéristique de la pompe immergée

POINT DE FONCTIONNEMENT						
Type de pompe	Q	HMT	η	P _{abs}	N	NPSHr
E12S55-10/6BC+M10200 (6 cellules)	l/s	m	%	KW	tr/min	m
	70,5	171	80	148	2900	9,45

➤ **Forage F3**

$$Q = 25L/s, \quad H_g = 75m, \quad HMT = 82.2m$$

Tableau V.15 : Caractéristique de la pompe immergée

POINT DE FONCTIONNEMENT						
Type de pompe	Q	HMT	η	P _{abs}	N	NPSHr
E10S64/5k+M10200 (5 cellules)	l/s	m	%	KW	tr/min	m
	77,1	148	78	144	2900	6,66

➤ **Forage F4**

$$Q = 25L/s, \quad H_g = 75m, \quad HMT = 95.88m$$

D'après le logiciel CAPRARI des pompes on aura la pompe immergé nécessaire.

Tableau V.16 : Caractéristique de la pompe immergée

POINT DE FONCTIONNEMENT						
Type de pompe	Q	HMT	η	P _{abs}	N	NPSHr
E10S55/7A+M10150 (7 cellules)	l/s	m	%	KW	tr/min	m
	50,5	172	78,9	108	2900	7,21

➤ **Refoulement de la station de pompage vers le réservoir de tête**

$$Q_{exp.sp} = 112.26 \text{ l/s}; \quad H_g = 128m \quad ; \quad HMT = 218m$$

$$Q_{cal} = \frac{Q_{exp}}{n} \text{ l/s}$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

Tableau V.17 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	112,26	218	d'après CAPRARI on trouve aucune pompe corresponde à ce Q et HMT						
2	116	224	PM125/4F	76,8	2900	4	342	4,59	300
3	109	213	PM100/3A	77,2	2900	3	295	3,93	270
4	113	220	PM100/5E	75,5	2900	5	324	3,34	270
5	110	215	PM80/5B	74,9	2900	5	308	3,25	235
6	120	232	PM80/7D	74,2	2900	7	374	3,01	235

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 2 pompes et une pompe de secours, car elle satisfait les caractères de choix de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM125/4F.

V.15.5 Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [P_{abs} - Q], [η - Q] et [(NPSH)_r - Q].

Les courbes caractéristiques ces différentes pompes sont obtenues à partir du logiciel de Caprari, les figures sont présentes respectivement dans les annexes.

Dans notre projet on va préconiser un système de deux pompes en parallèle pour satisfaire le débit demandé, car la gamme de la Hmt est parfaitement satisfaite,

Alors on va illustrer graphiquement les courbes des pompes accouplées parallèlement :

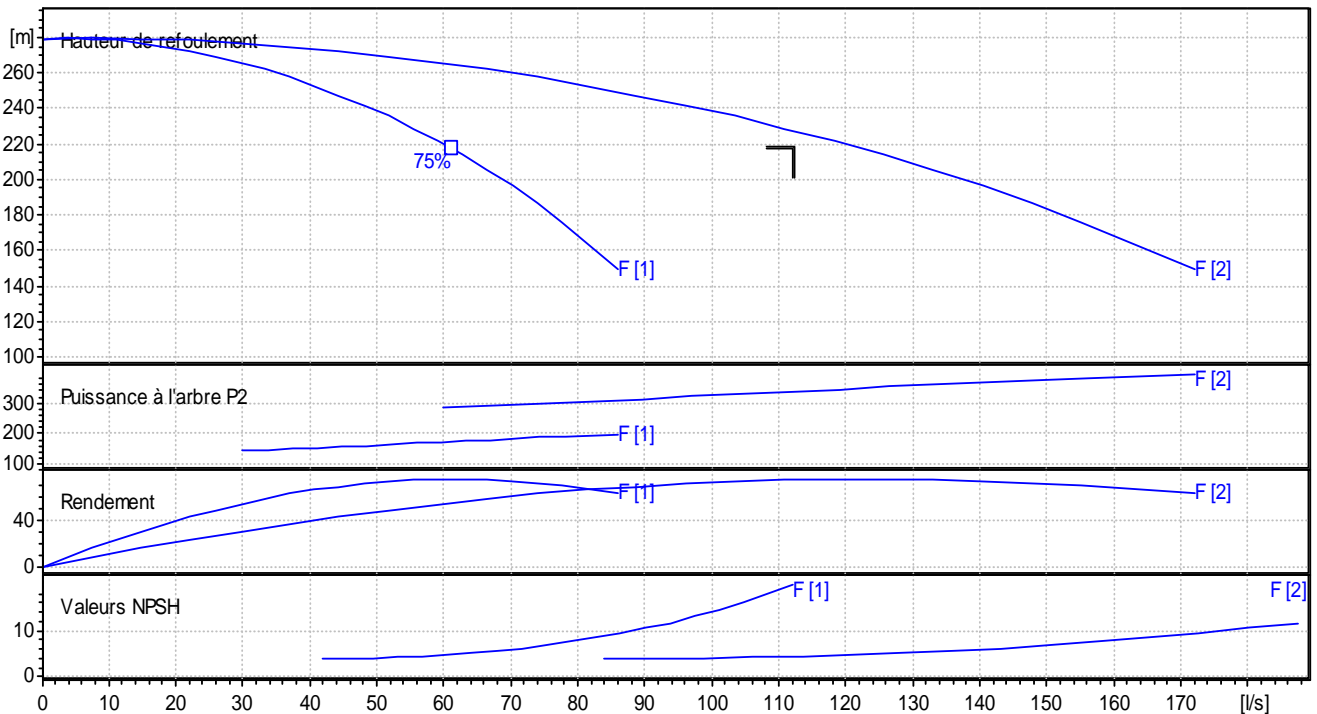


Figure V.15 : les courbes caractéristiques deux pompes en // de type PM125/4F

Les caractéristiques de cette pompe sont :

- Diamètre d'aspiration $D_a = 150$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 125$ mm
- Diamètre de la roue $d_a = 300$ mm

V.16 Description et dimension des pompes

La description des pompes choisies d'après le catalogue de Caprari sont montrées dans les fiches techniques dans les annexes.

- La pompe immergée de type **E12S55-10/6BC+M10200** (annexe V.2)
- La pompe immergée de type **E10S64/5K+M10200** (annexe V.3)
- La pompe immergée de type **E10S55/7A+M10150** (annexe V.4)
- La pompe multicellulaire à axe horizontal de type **PM125/2F** (annexe V.5)

V.17 Points de fonctionnement des pompes

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal donnée par le logiciel de CAPRARI

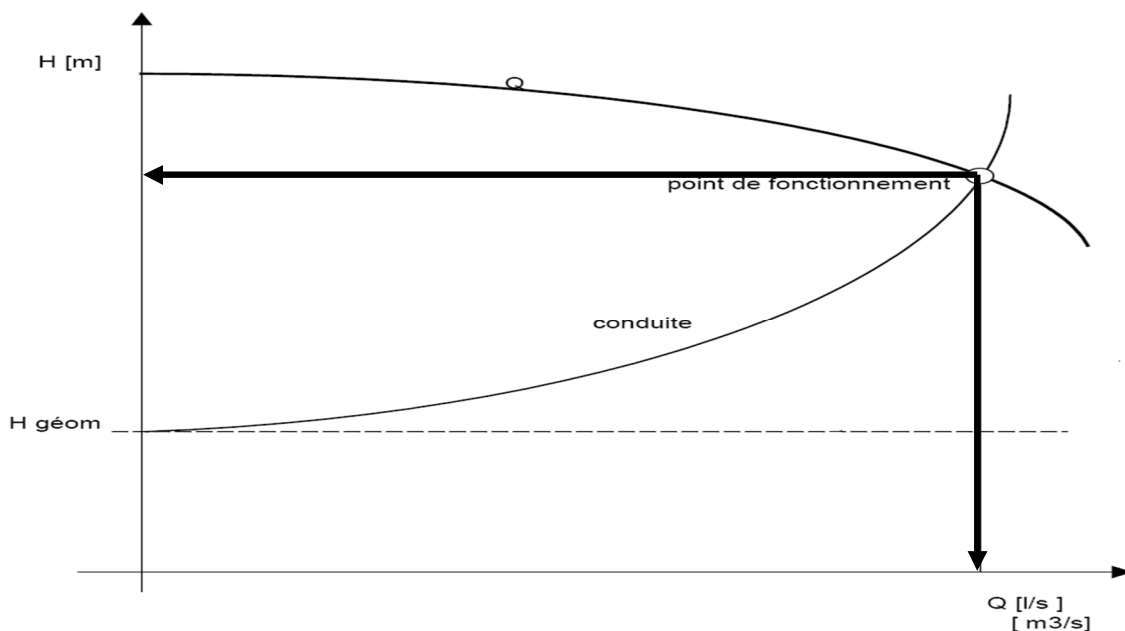


Figure V.16 : Détermination de point de fonctionnement

- **Refoulement : forage 1 vers la bache de reprise :**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.14).

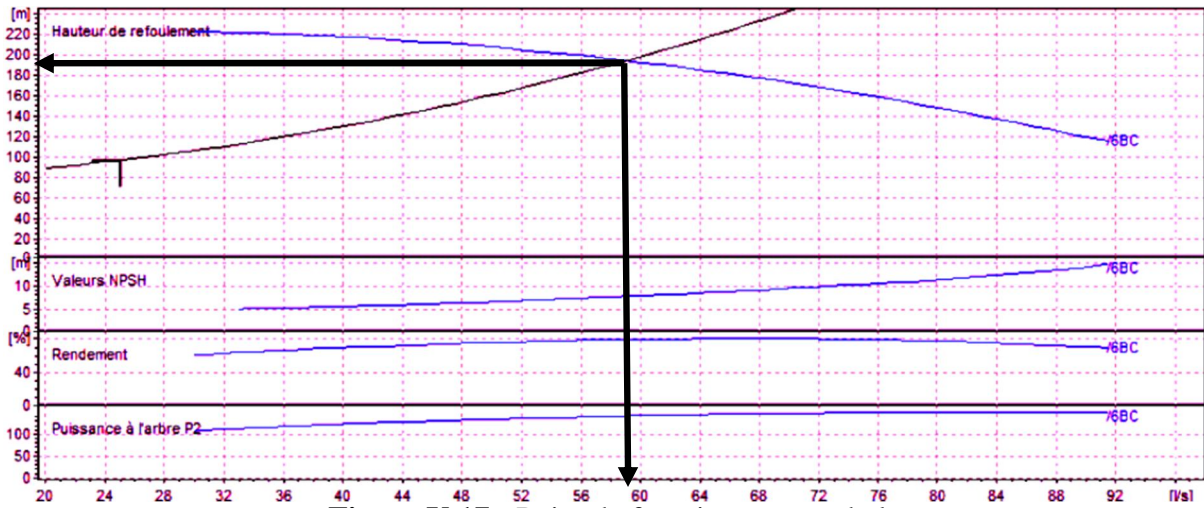


Figure V.17 : Point de fonctionnement de la pompe

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 59.1l / s > Q_{app} = 25l / s \\ H_{Pf} = 194m > H_{app} = 89.91m \end{cases}$$

Conclusion :

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

- **Refoulement : forage 2 vers la bache de reprise:**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.15).



Figure V.18 : Point de fonctionnement de la pompe

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 70.5l / s > Q_{app} = 25l / s \\ H_{Pf} = 171m > H_{app} = 90.4m \end{cases}$$

Conclusion

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

- **Refolement : forage 3 vers la bêche de reprise:**

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.16).

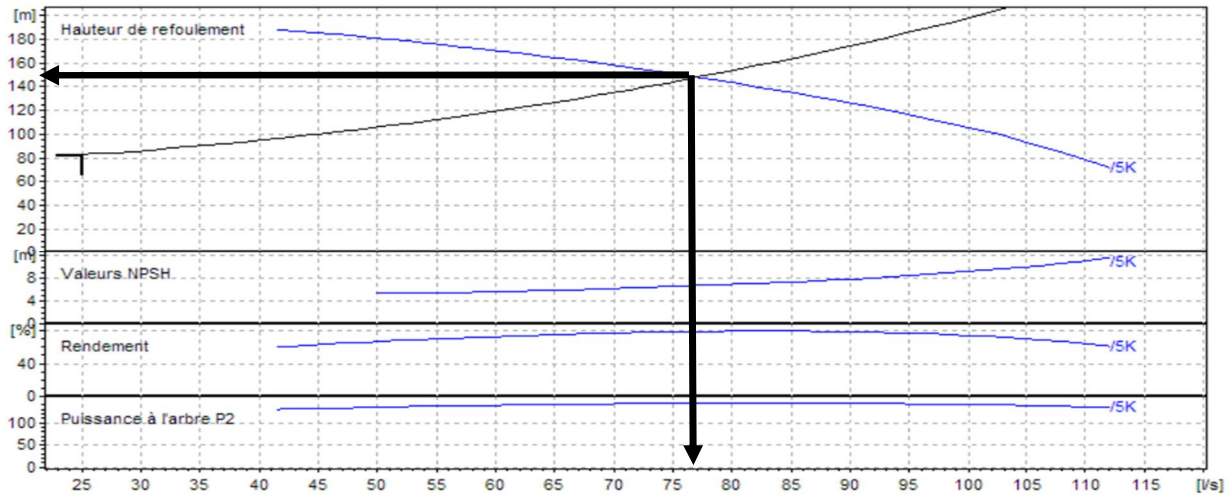


Figure V.19 : Point de fonctionnement de la pompe

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

sont :
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 77.1l / s > Q_{app} = 25l / s \\ H_{Pf} = 148m > H_{app} = 82.2m \end{cases}$$

Conclusion :

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

- **Refolement : forage 4 vers la bêche de reprise:**

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.17).

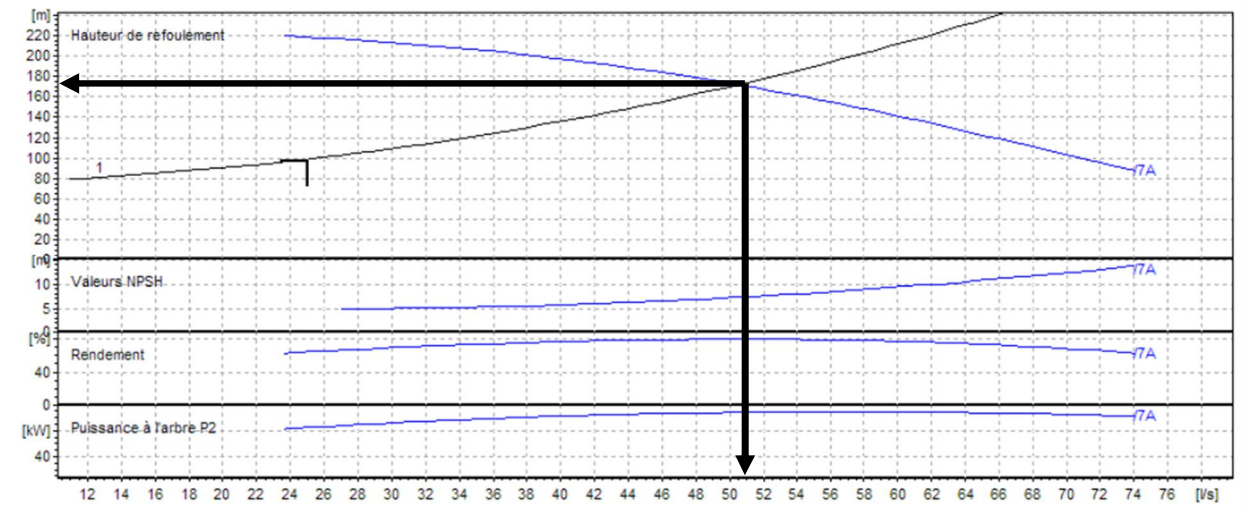


Figure V.20 : Point de fonctionnement de la pompe

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 50.5l / s > Q_{app} = 25l / s \\ H_{Pf} = 172m > H_{app} = 95.88m \end{cases}$$

Conclusion :

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

- **Refolement : SP – Réservoir de tête:**

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.18).

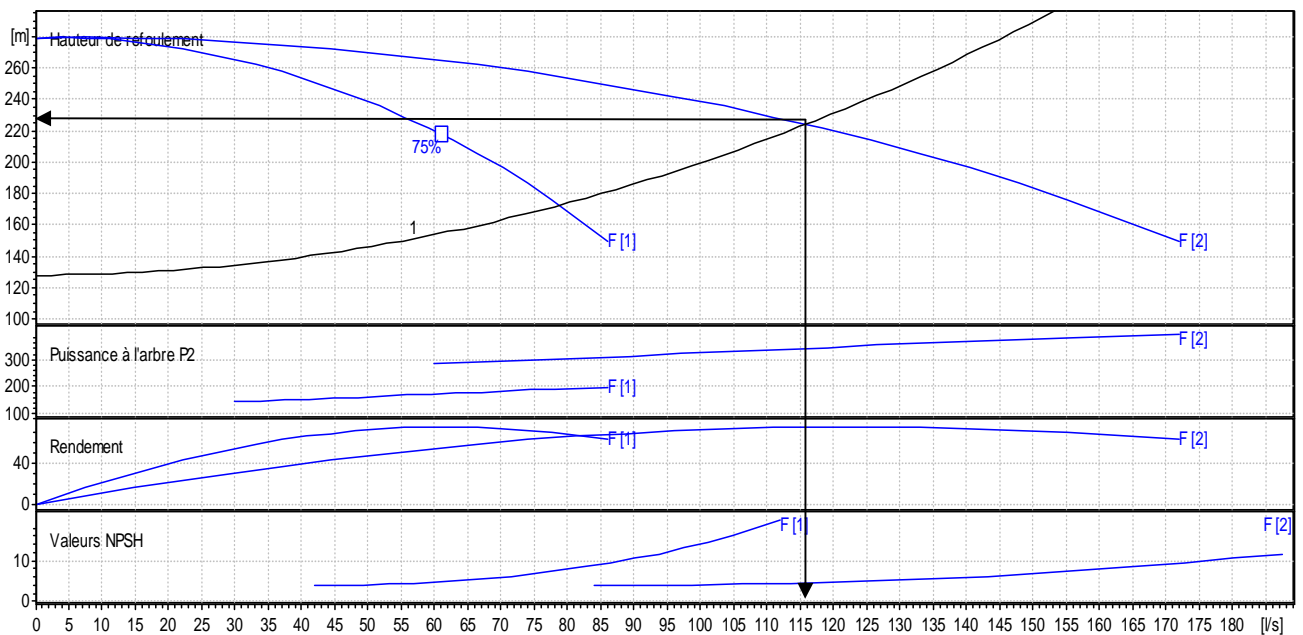


Figure V.21 : Point de fonctionnement de la pompe

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 116l / s > Q_{app} = 112.26l / s \\ H_{Pf} = 224m > H_{app} = 218,13m \end{cases}$$

Conclusion :

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

V.18 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

V.18.1 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.

En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2 \dots\dots\dots(V.22)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;
 H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

$$n = N \frac{Q_{app}}{Q_{M1}} \dots\dots\dots(V.23)$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la courbe de proportionnalité (3) présenté dans la figure (V.22) ci-dessous.
 N : vitesse de rotation avant le réglage;
 n: vitesse de rotation après le réglage.

➤ **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 :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots(V.24)$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: 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

$$h_v = H'_{app} - H_{app} \text{ (Graphiquement)}$$

H'_{app} : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique (2) présenté dans la figure (V.19) ci-dessous de la conduite après le vannage (H'_c -Q) (m).

$$\text{Tel que } H'_c = H_c + h_{vanne} = h_g + \Delta h_t + h_{vanne} \dots\dots\dots (V.25)$$

On peut calcule avec cette formule : $h_{vanne} = \xi_{vanne} \frac{V_r^2}{2g}$ (analytiquement).....(V.26)

Avec:

ξ_{vanne} : coefficient de vannage = [0.85 ; 0.99] ; V_r : vitesse de refoulement

$$V_r = \frac{4.Q_{app}}{\pi.(D_r)^2} \dots\dots\dots(V.27)$$

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \dots\dots\dots(V.28)$$

Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la courbe de proportionnalité (3).

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100 \dots\dots\dots (V.29)$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \dots\dots\dots(V.30)$$

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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots(V.31)$$

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

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

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

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

V.18. 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.**

NB: Si on tombe dans un cas où $Q_{app} \approx Q_{pf}$ ce n'est pas la peine de faire un réglage.

V.18.3 Application de type de réglage

1) Refoulement SP - RT:

Présentation les différentes courbes de réglage.

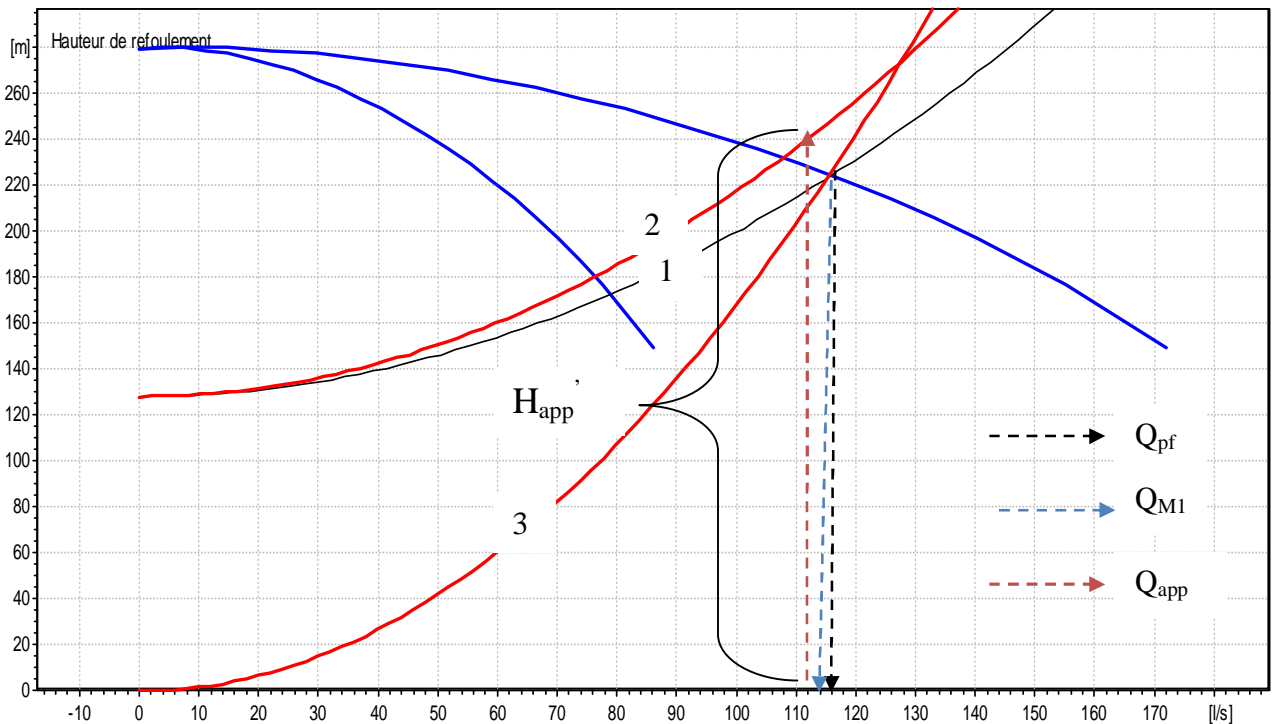


Figure V.22 : Mode de réglage de la SP

Vannage :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 76.8 * \frac{218}{240} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{69.76\%}$$

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

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{112.26}{2} \Rightarrow Q = 56.13l/s \Rightarrow Q = 0.05613m^3/s \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.05613 * 218}{0.6976} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{172.073Kw.}$$

Réglage qualitatif :

$$n = 2900 * \frac{112.26}{114} \Rightarrow n = 2855.73tr/min \text{ Nouvelle vitesse de rotation}$$

D'après logiciel CAPRARI le nouveau rendement pour cette vitesse $\eta = 74,6\%$

$$\text{La puissance absorbée sera : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.05613 * 218}{0.764} \Rightarrow P_{abs} = 160.91kw$$

Rognage:

Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 300 * \sqrt{\frac{112.26}{114}} \Rightarrow d = 297.7mm$

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{112.26}{114}} \Rightarrow m = 0,99$

Le rendement de rognage est : $R = (1-0,99) * 100 \Rightarrow R\% = 1\% < 15\%$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace

Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{112.26}{116} * 20 \Rightarrow t' = 19h \ 21min \ 18sec$

Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 116l/s$ est : **76.8 %**.

La nouvelle puissance absorbée $P_{abs} = \frac{9,81 * 0.05613 * 218}{0.768} \Rightarrow P_{abs} = 156.3Kw$

Conclusion

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

2) Refoulement forage 1 - SP:

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{25}{59.1} * 20 \Rightarrow t' = 8h \ 27min \ 36sec$

3) Refoulement forage 2 - SP:

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{25}{59.1} * 20 \Rightarrow t' = 7h \ 5min \ 31sec$

4) Refoulement forage 3 - SP:

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{25}{77.1} * 20 \Rightarrow t' = 6h \ 29min \ 6sec$

5) Refoulement forage 4- SP:

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{25}{50.5} * 20 \Rightarrow t' = 9h \ 54min \ 3sec$

V.19 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

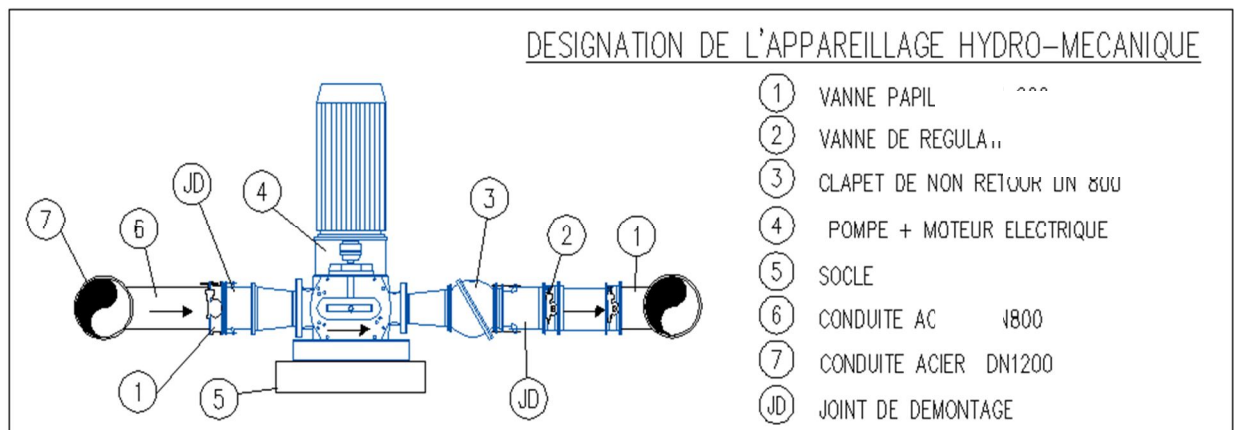


Figure V.23 : Équipements en amont et en aval de la pompe.

V.19.1 Équipements en amont de la pompe

➤ 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, et toute contre pente est à proscrire.

➤ joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ 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'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

V.19.2 Équipements en aval de la 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 l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$)

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass se trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

V.19.3 Dimensionnement des équipements des pompes

- **Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :**

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$D_a = (1.2 \div 1.5) d_a$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe

d : distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol.

$$d = 0.3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

L_c : longueur de convergent = $(3.5 \div 4) (D_a - d_a)$

Donc : les valeurs primaire seront **$D_a = 180 \text{ mm}$ $d = 0.3 \text{ m}$ $L_c = 0.12 \text{ m}$**

Vérification de la vitesse :

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

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

En effet on trouve que $V = 0.5 \text{ m/s}$ donc le diamètre 180 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté

- **Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :**

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite de refoulement doit être placée sur une butée

La pente de la conduite de refoulement < 1/1000 allons de la station de pompage

La distance entre les collecteurs est :

$d_c = 0,7 \text{ m}$ pour $D < 400 \text{ mm}$

$d_c = 1 \text{ m}$ pour $D = (400 - 1000) \text{ mm}$

$d_c = 1,5 \text{ m}$ pour $D > 1000 \text{ mm}$

l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2 \cdot D_r$ (D_r : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–) ;

l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r)$;

D_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

On aura les résultats suivants :

$D_r = 150 \text{ mm}$ $d = 0.7 \text{ m}$ $L_d = 0.1 \text{ m}$

V.20 Etude de la cavitation : [6]

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

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

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

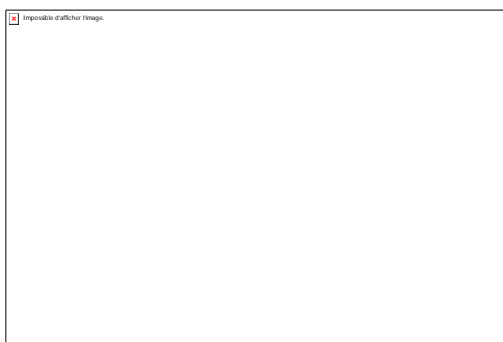


Figure V.24 : Roue soumise à la cavitation

La cavitation peut être créée par :

- Augmentation de la vitesse brusquement
- Augmentation des pertes de charges
- Augmentation de la température de l'eauetc.

On peut constater que la cavitation dépend de quel que paramètres et des effets qui sont :

- ❖ une fermeture progressive du robinet vanne d'aspiration peut provoquer la cavitation et ce la due aune augmentation des pertes de charge ;
- ❖ augmentation de la température du liquide pompe ;
- ❖ une hauteur importante d'aspiration ;
- ❖ Une diminution de la pression atmosphérique enfermant le réservoir.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'apiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. La cavitation apparaît pour

$$NPSH_{dispo} > NPSH_{requis}$$

(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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(V.32)$$

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

On prend : r = 0,3 m.

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

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 :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \dots\dots\dots(V.33)$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \dots\dots\dots(V.34)$$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.18 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

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

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

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule Darcy-Weisbakh, tel la conduit en fonte..

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

L_r : longueur du collecteur de refoulement, L_r = 10 m ;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, l_r = 1,5 m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ; $Q_a = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

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

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}}$$

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

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$$

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

➤ **Calage de la pompe**

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$ (V.36)

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \text{(V.37)}$$

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

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

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

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

❖ **Pour les pompes de la station de pompage**

Application

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4.91$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 206 \Rightarrow P_{at} = 10.05$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^o=20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,33 * DN1$

$$DN1 = 150 \text{ mm}$$

Donc : $D_a = 1,33 * 150 \Rightarrow D_a = 200mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 113 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_a = 3.6m / s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 113 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,309m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,3m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 113 * 10^{-3}}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_c = 1,6m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 300mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{10 * (113 * 10^{-3})^2}{0,3^{5,3}} + \frac{1,5 * (56,5 * 10^{-3})^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,173m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,173 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,2m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 4,91 + 0,3 - 10,05 + 0,24 + \frac{3,6^2}{2 * 9,81} + 0,2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3,74 m$$

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

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad h_{asp}^{adm} = 10,05 - 5,83 - 0,3 - 0,24 - \frac{4,24^2}{2 * 9,81} - 1,09 \Rightarrow$$

$$h_{asp}^{adm} = 3,74m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 195 - 5 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 190,6mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 190,6 + (3,74) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 184,04mNGA$

❖ Pour les pompes immergées

Le calage d'une pompe immergée doit être inférieur au niveau dynamique **(0-3) m**.

V.21 Choix du moteur électrique : [5]

V.21.1 Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

V.21.2 Vitesse de rotation du moteur

Exprimées en tours/minute, les vitesses de rotation les plus généralement utilisées à l'entraînement des pompes centrifuges des moteurs synchrones et les vitesses de synchronisme des moteurs asynchrone sont, en principe, les suivantes :

500 - 600 - 750 - 1 000 - 1 500 et 3 000 tr/min.

Etant supposé un moteur à courant alternatif dont le stator compte n paires de pôles, alimenté sous une tension de fréquence f, Sa vitesse de rotation N exprime par la relation :

$$N = \frac{f \times 60}{\eta} \times 0,95 (t / \text{min}) \quad \text{avec : } \begin{array}{l} F : \text{ la fréquence (HZ)} \\ \eta : \text{ Nombre de pole} \end{array}$$

Application :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

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

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

Donc on prend $N_m = 3500 - 200 = 3300$ tr/mn

V.21.3 Choix de puissance fournie par le moteur

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \dots\dots\dots (V.38)$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810$ N/m³ ;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : Hauteur manométrique total (m) .

η_p : rendement de la pompe ;

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

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

On prend : $\eta_m = 92$ %.

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

Tableau V.19 : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour : P= 138 Kw ; on prend K=1,02 ; $Q_{app} = 56.34$ l/s ; Hmt = 160 m ; $\eta_p = 75.1$ %.

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,05634 * 160 * 1,02}{0,93 * 0,75 * 0,92} = 141,946KW$$

Donc $P_{abs\ moteur} = 1412$ KW

Cette puissance est celle de l'ensemble des moteurs donc il faut choisir autant de moteur qu'il y a de pompes c'est-à-dire 2 et donc la puissance de chacun sera Pabs /2.

V.22 Bâtiment de la station de pompage

Le bâtiment est destiné à abriter :

- Les équipements hydrauliques;
- Les équipements hydromécaniques et énergétiques;
- Les équipements auxiliaire;
- Locaux de personnel.

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

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

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

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

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

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

V.22.1 choix du bâtiment

Tableau V.20 : Choix du type de bâtiment

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

On a donc un bâtiment de type surface car on un débit de 0.113 m³/s<1.5

➤ **Avantage**

Cout de génie civil relativement faible par rapport aux autres types

➤ **Inconvenient**

Prévoir obligatoirement au système d'amorçage des pompes par ce que ils sont installées en aspiration.

V.22.2 Partie souterraine

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

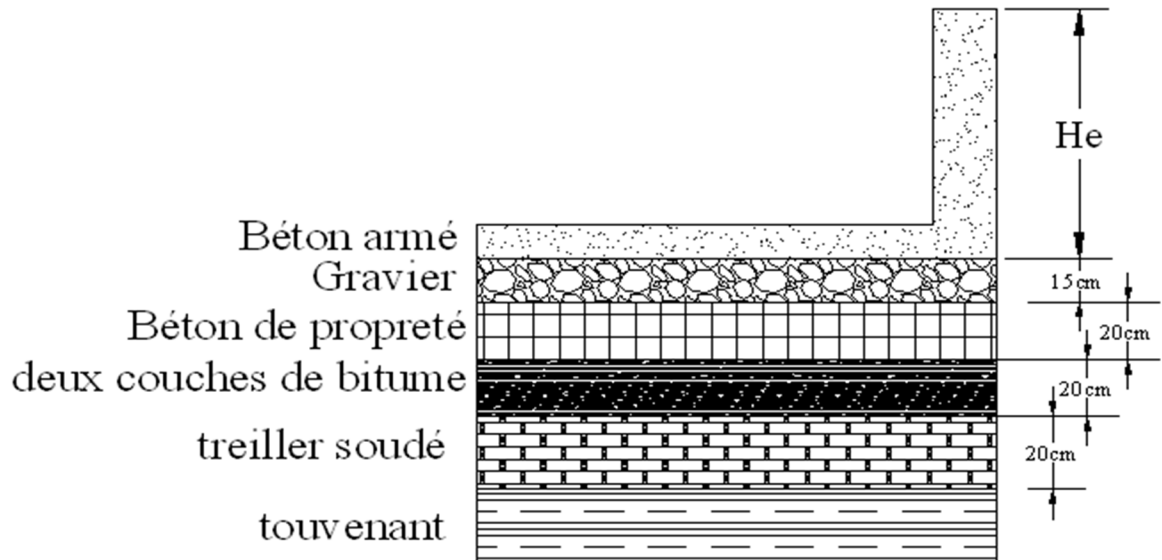


Figure V.25 : Schéma représentatif de la partie souterraine

V.22.3 Partie supérieure du bâtiment

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

Il est recommandé de prendre :

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

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

V.22.4 Dimensionnement du bâtiment

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

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

Remarque : Les équipements dont le poids dépasse 100Kg doivent être placés sous le pont roulant.

1. La hauteur du bâtiment :

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

$$\left. \begin{array}{l} h_5 : \text{Distance verticale } h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}} \\ h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m} \\ h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 0,5 \text{ cm} \\ h_p : \text{Hauteur de la pompe est égale à } h_p = 0,63 \text{ m} \end{array} \right\} h_5 = 0,63 + 0,5 + 0,5 = 1,63 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme, $h_6 = 2,2$

h_7 : Hauteur de chariot, $h_7 = 0,3$ m

h_8 : Hauteur profilée, $h_8 = 0,8$ m

h_9 : Hauteur de sécurité, $h_9 = 0,5$ m

Donc :

$$H_b = 1,63 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,43 \text{ m}$$

Vu la grande profondeur des accessoires et la grandeur de ces dernier on prend **$H_b = 6$ m**

2. Dimensions du bâtiment :

Puisque notre bâtiment sous forme rectangulaire.

• Largeur :

$$B = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5 + 2S$$

Avec :

S : épaisseur des murs $S = 0,3$ m

l_1 = distance entre le mur et le 1er organe tel que $l_1 = 0,3$ m

l_2 = distance entre les tubulure, $l_2 = 0,3$ m

l_3 = longueur des accessoires d'aspirations

$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{asp} + l_c + l_j$

l_j : Longueur des joints, $l_j = 1$ m

l_p : Longueur de la pompe = 1754 mm = 1,754 m d'après le catalogue.

l_{tr} : Longueur du tronçon de refoulement.

l_{asp} : Longueur du tronçon d'aspiration.

l_c : Longueur du convergent

$l_c = 0,3$ m, $l_{tr} = 0,25$ m, $l_{asp} = 0,3$ m

Donc :

$$l_3 + l_4 = 1,553 + 0,6 + 0,6 + 0,3 + 0,4 + 1 = 3,4 \text{ m} \rightarrow l_3 + l_4 = 7,3 \text{ m}$$

D'où $L = 7,3$ m

On obtient alors une longueur totale de $L = 7,3$ m et on prend **$B = 8$ m**

- **Longueur :**

$$L_b = n_p \cdot L + l_{int} + l_{p.f} + l_r$$

Avec :

n_p : nombre de pompes = 2 pompes + pompe de secours

L : Longueur de la pompe+ moteur ; 1754mm

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines

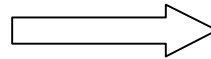
Distance entre 2 groupe électropompes est $L < 1m$ si $U < 1000$ volts et $L > 1,2m$ si $U > 1000$ volts on prend $L_{pf} = 1m$

$l_{p.f}$: Longueur de la plate forme = 4m

L_p : Longueur du bureau du personnel = 4m

$$L_b = 3 \cdot (1.754) + (2.5) + 4 + 4 = 14,76 \text{ m}$$

On prend une longueur recommandée



$L_b = 16m$

Les détails du plan de la station de pompage et accessoires seront présentés dans la Planche N°6.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquate a cette adduction ainsi que leur nombre et on a établis les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit nominale de $0.113 \text{ m}^3/\text{s}$ sur une hauteur de 160 m.

*Chapitre VI : PROTECTION DES CINDUITES CONTRE LE COUP
DE BELIER*

Introduction

En général, les conduites sont posées en terre, ou en galeries d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Toute conduite nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif. En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner la rupture des 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

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 : [1] [7]

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de vitesses). Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs considérables entraînant la détérioration des conduites, en absence de mesure de protection.

VI.1.3.1 Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux 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.3.2 Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.c 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

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas ou les conduites sont enterrées.

Les remèdes :

- Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorante du coup de bélier
- Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :
 - Atténuer les surpressions et les dépressions.
 - Economie dans la fabrication des tuyaux

VI.1.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

On exposera une étude qualitative sur deux cas, fermeture de vanne et arrêt de pompe en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Manœuvres instantanées et faites à l'instant 0.
- Pertes de charge supposées nulles.
- Pas de dispositif de protection.

Dans le cas de la pompe, le clapet anti-retour se ferme dès l'arrêt et reste ensuite constamment dans cette position.

Le temps que met l'onde pour parcourir la conduite de longueur L est $\frac{L}{a}$

Tableau VI.1 : Notations

Paramètre	Régime Permanent	Régime Transitoire
	(avant la manœuvre)	(après la manœuvre)
Débit	Q ₀	Q
Vitesse	U ₀	U
Pression	P ₀	P
Et, comme il est tenu compte de l'élasticité de la conduite et de la compressibilité du liquide transporté		
section	S ₀	S
Masse Volumique	ρ ₀	ρ

En tenant compte des hypothèses, des notations ci-dessus. On représente dans le tableau (VI.2) les différentes phases du phénomène physique du coup de bélier.

Tableau VI.2 : Variation des paramètres U, ρ , Q, S et P

Instant	Vanne	Pompe
$T=0$	Régime permanent dans la conduite : Q_0, U_0, S_0, P_0	
$T=0+\Delta t$	La vanne fermée ne peut décharger l'eau hors de la conduite $\Rightarrow Q$ et $U = 0$ Surpression $S > S_0$ (dilatation conduite) et $\rho > \rho_0$	Le clapet, fermé ne peut fournir d'eau à la conduite $\Rightarrow Q$ et $U = 0$ Dépression $S < S_0$ (rétrécissement conduite) et $\rho < \rho_0$
$T= L/a$	Surpression Q et $U = 0, S > S_0, \rho > \rho_0$ et $P > P_0$	Dépression Q et $U = 0, S < S_0, \rho < \rho_0$ et $P < P_0$
$T= L/a + \Delta t$	$P > P_0 \Rightarrow$ vidange de la conduite dans le réservoir Dépression Provoquant le retour à l'état initial (S_0 et ρ_0) dans la zone concernée, mais avec un écoulement inversé : $-Q_0$ et $-U_0$	$P < P_0 \Rightarrow$ vidange du réservoir dans la conduite Surpression
$T=2L/a$	Toute la conduite est revenue à l'état initial (S_0 et ρ_0) mais avec un écoulement inversé.	
$T=2L/a + \Delta t$	La vanne fermée ne peut pas fournir d'eau à la conduite $\Rightarrow Q$ et $U = 0$ Dépression : $S < S_0$ et $\rho < \rho_0$	Le clapet fermé ne peut décharger l'eau hors de la conduite $\Rightarrow Q$ et $U = 0$ Surpression : $S > S_0$ et $\rho > \rho_0$
$T=3L/a$	<i>Toute la conduite est :</i>	
	Dépressée : Q et $U = 0, S < S_0, \rho < \rho_0$ et $P < P_0$	Surpressée : Q et $U = 0, S > S_0, \rho > \rho_0$ et $P > P_0$
$T= 3L/a + \Delta t$	$P < P_0 \Rightarrow$ vidange du réservoir dans la conduite surpression Provoquant le retour total à l'état initial (Q_0, U_0, S_0 et ρ_0) dans la zone concernée	$P > P_0 \Rightarrow$ vidange de la conduite dans le réservoir Dépression
$T= 4L/a$	Toute la conduite est revenue à l'état initial (régime permanent)	
$T= 4L/a + \Delta t$	Le cycle recommence comme à l'instant $0 + \Delta t$	

VI.1.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier : [2]

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur atténuation à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les moyens de protection contre ce phénomène sont :

a) Réservoir d'Air

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite. (Figures VI.1)

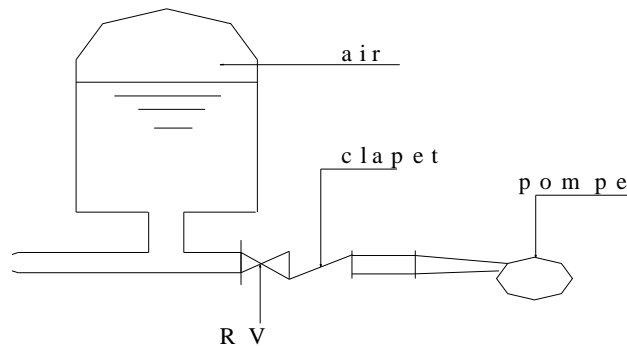


Figure VI.1 : Réservoir d'air anti bélier

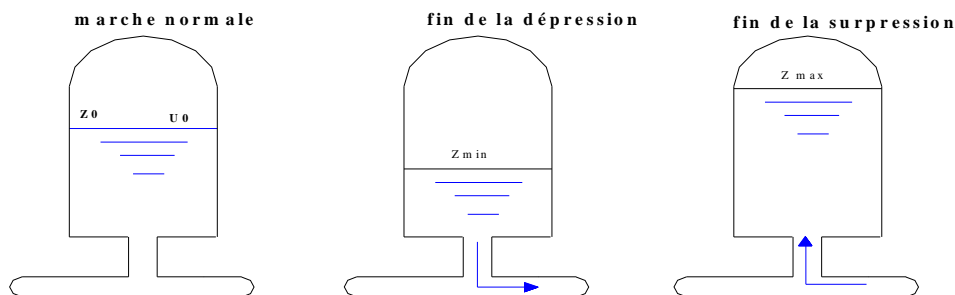


Figure VI.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

b) Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

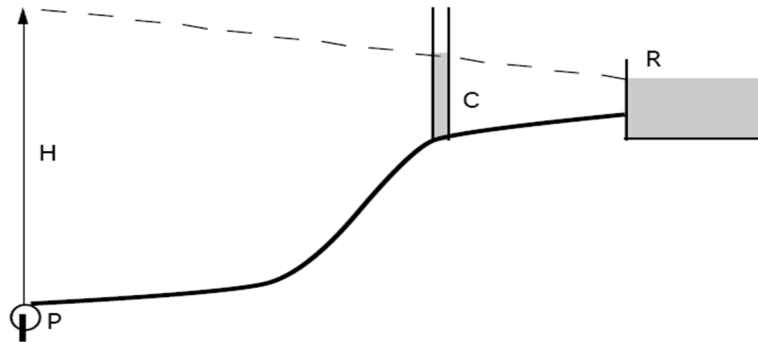


Figure VI.3 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

d) Volant d'inertie

C'est un moyen par lequel, on peut continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie qu'il a accumulée pendant la marche normale au moment de la disjonction, et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Tableau VI.3 : Avantages et inconvénients de différents appareils

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Coût limité - Entretien et réglage facile - Ne consomme pas d'énergie - Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). - Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement 	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). - Importante durée de vie ; - Indépendante d'une installation électrique ; - Pas de pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilités d'installation limitées. - Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	Utilisé comme Protection contre La surpression et La dépression.
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement ; - Bonne sécurité ; - Pas de pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. - Coût élevé. 	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> - Consommation d'énergie supplémentaire. - Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. - Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.1.6 Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de VIBERT**

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

✓ **Méthode de BERGERON**

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

✓ **Méthode de SALAH B**

La méthode de **SALAH B** est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de **SALAH B** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

VI.1.7 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de SALAH.B : [1]

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (**SALAH. B**) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 2*10¹¹ pour l'acier.

E_m = 3*10⁹ pour le PVC.

E_m = 1*10¹¹ 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).

Remarque :

Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir les annexes, (**Annexe VI.1**)

✓ 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:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ voir les annexes (Annexe VI.2)}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

VI.7.1.1 Les caractéristiques de la conduite de refoulement SP vers réservoir de tête

Les données de base :

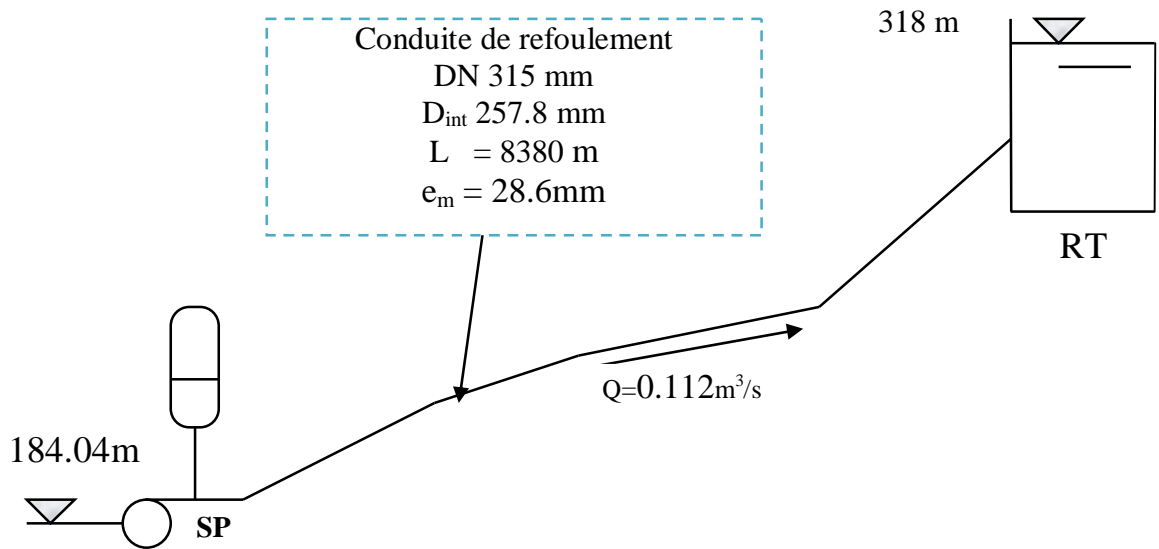


Figure VI.4 : Schéma explicatif de l'adduction

✓ Calcul de la célérité d'onde C :

$$c = \frac{(2.07 \times 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0.1289 \times (1 - 0.46^2)(1 - 0.33)}{(1 - 0.46^2) \times 0.1289 \times 2 \times 10^8 + 3 \times 10^9 \times 0.0286 \times (1 - 0.33)}\right)^{1/2}} = 692.42 \text{ m/s}$$

✓ La vitesse d'écoulement en régime permanent

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times (0.113)}{3.14 \times (0.315)^2} = 1.57 \text{ m/s}$$

✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} = 133.96 + \frac{692.42 \times 1.57}{9.81} \Rightarrow Z = 244.77 \text{ m}$$

✓ La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 133.96 + 10 \Rightarrow Z_0 = 143.96 \text{ m}$$

✓ La charge maximale absolue

$$Z_{\max} = Z_0 + 10 = 244.77 + 10 \Rightarrow Z_{\max} = 254.77 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{254.77}{143.96} = 1.77$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.57^2}{2 \times 9.81} = 0.125 \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.125}{143.96} = 8.68 \times 10^{-4}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir Annexe VI

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} &= 1.77 \\ \frac{h_0}{Z_0} &= 8,68 \cdot 10^{-4} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 6.7 \times 10^{-3} \text{ et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.62$$

$$U_0 = LS \times 6.7 \times 10^{-3} = 8380 \times 0.078 \times 6.7 \times 10^{-3} \Rightarrow U_0 = 4378.39 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{4378.39}{0.62} = 7063.53 \text{ litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité : $U_0 = 8063.53 \text{ litres}$

Remarque :

L'étude de coup de bélier pour les forages c'est ne pas nécessaire car la hauteur géométrique n'est pas importante entre les forages et la station de pompage.

VI.8.1 Installation du réservoir d'air : [9]

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

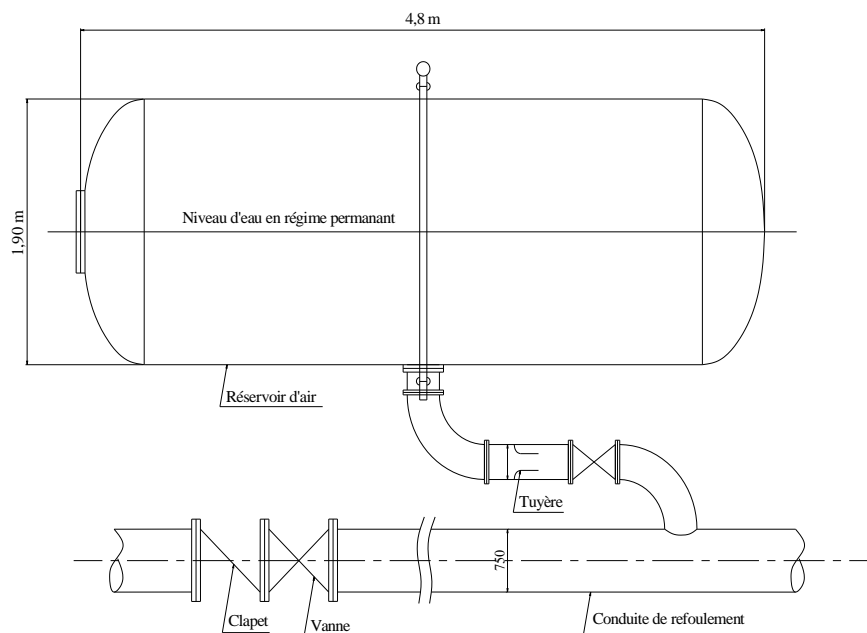


Figure VI.5 : Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion

Dans le cas de notre projet d'adduction, les conduites passent parfois par les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service il faut prévenir les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans la canalisation.

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

VII.1.1 Principe de pose de canalisation : [8]

Dans la plupart des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin. Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

VII.1.1.1 Exécution des travaux de pose des canalisations

a. Travail preliminaries

Avant de commencer les travaux de pose, on doit procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz). Pour un repérage précis, il faut exécuter des sondages de reconnaissance perpendiculairement aux lieux des canalisations indiquées sur les plans du projet.

La vérification et la manutention des canalisations (Les quantités, L'aspect et le contrôle de l'intégrité, Le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

b. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

b.1 Profondeur de la tranchée (H_{tr})

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiquée au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D+h+e \quad (m) \dots\dots\dots (VII.1)$$

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de la génératrice supérieure de conduite à la surface du sol, elle est variée entre 80 et 120cm.

e : Epaisseur du lit de pose ($e = 0,2$ m).

b.2 Largeur de la tranchée (b)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque côté de la conduite.

Avec: $b = D+0,6$ (m)(VII.2)

- **b** : Largeur de la tranchée (m)
- **D** : Diamètre de la conduite (m)

b.3 Choix du coefficient du talus (m)

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on doit définir ce coefficient qui est en fonction de la profondeur de tranchée et la nature du sol.

Tableau VII.1: Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3 m
Sable	m=0,5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$

b.4 Section de la tranchée (S_{tr})

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \quad (m^2) \dots\dots\dots (VII.3)$$

- **H_{tr}** : Profondeur total de la tranchée (m).
- **b** : Largeur du fond de la tranchée (m).

c. Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

d. Mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

e. Remblaiement de la tranchée

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de compactage (<0,3m), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation.

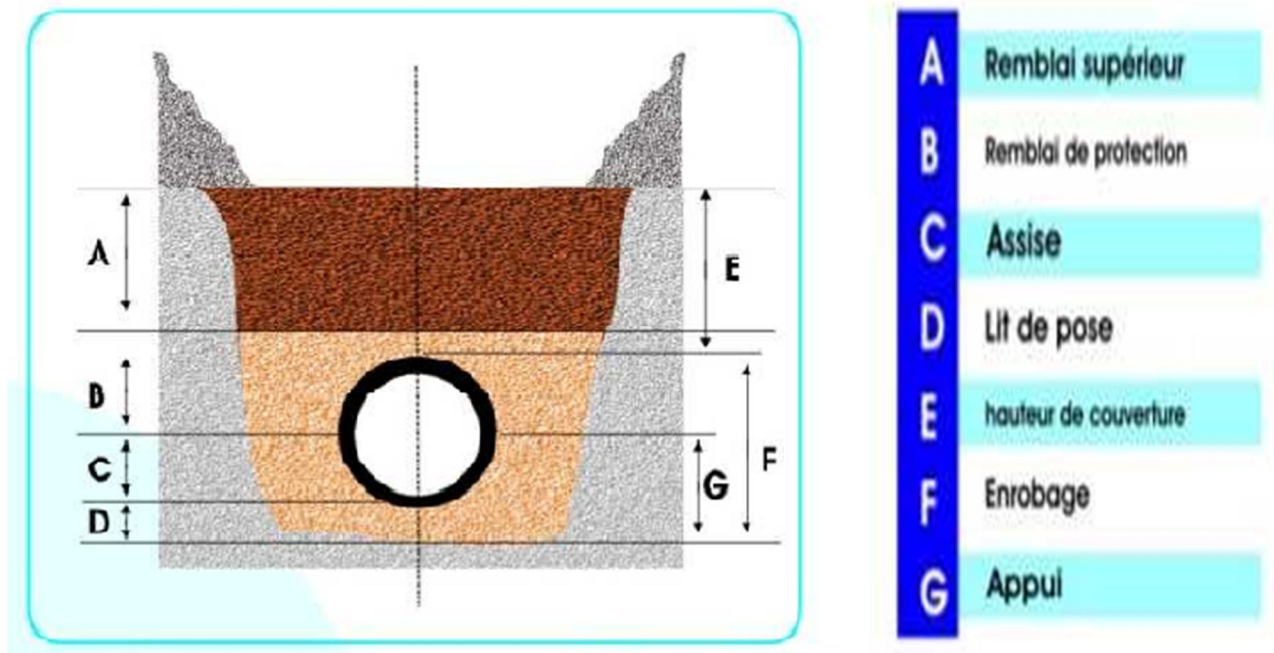


Figure VII.1 : Pose de canalisation

VII.1.1.2 Pose de canalisations dans un mauvais terrain

Lorsque la conduite traverse des terrains de mauvaise qualité, on prévoit quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VII-2).

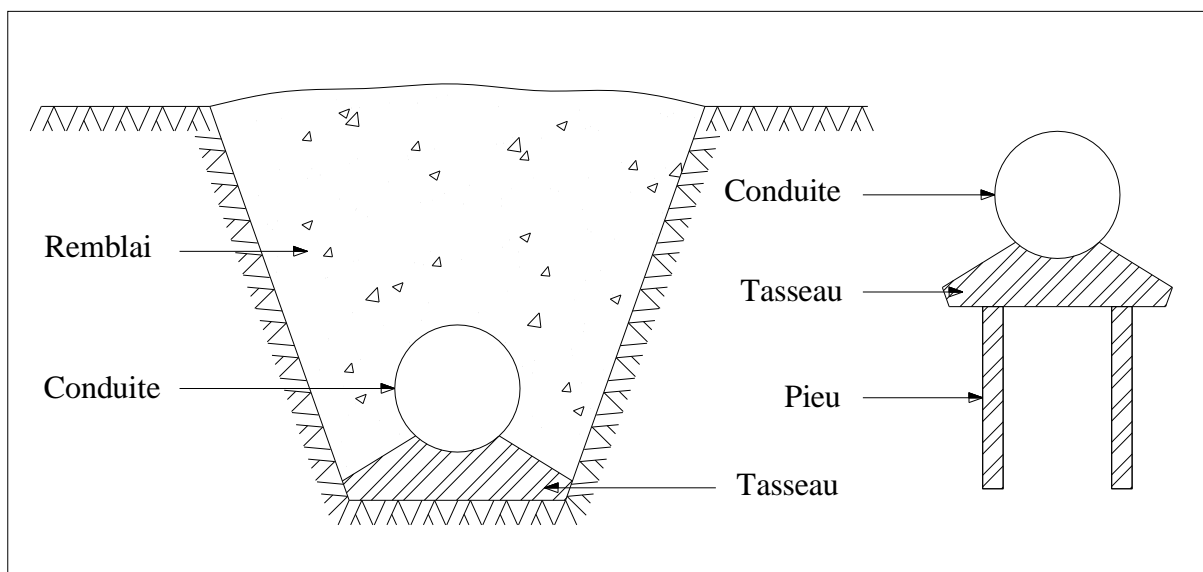


Figure VII.2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

b) 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.

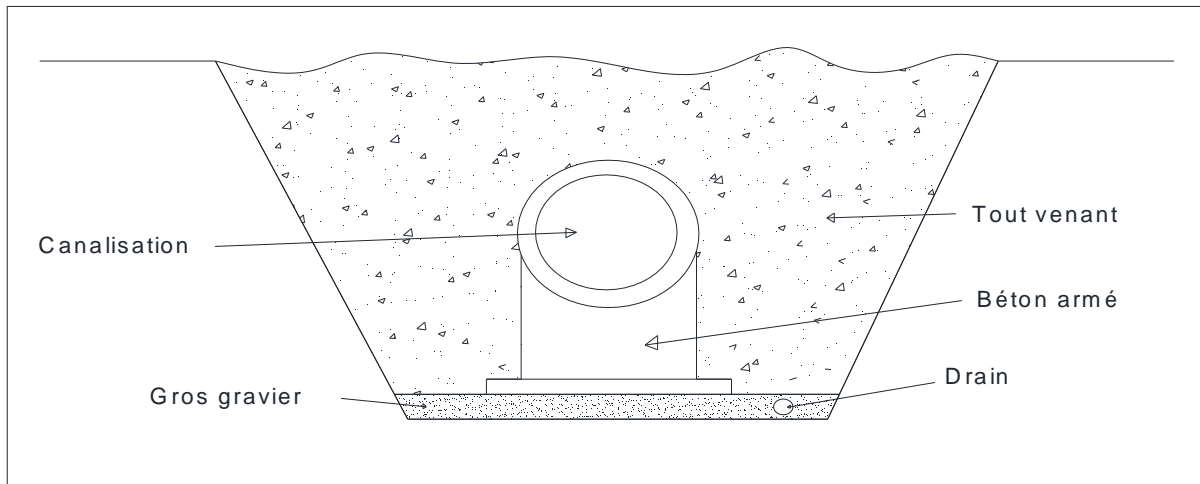


Figure VII.3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII .1.1.3 Pose de canalisation en galerie : [1]

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi que l'ouverture de la chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou les agglomérations disposent déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure VII.4).

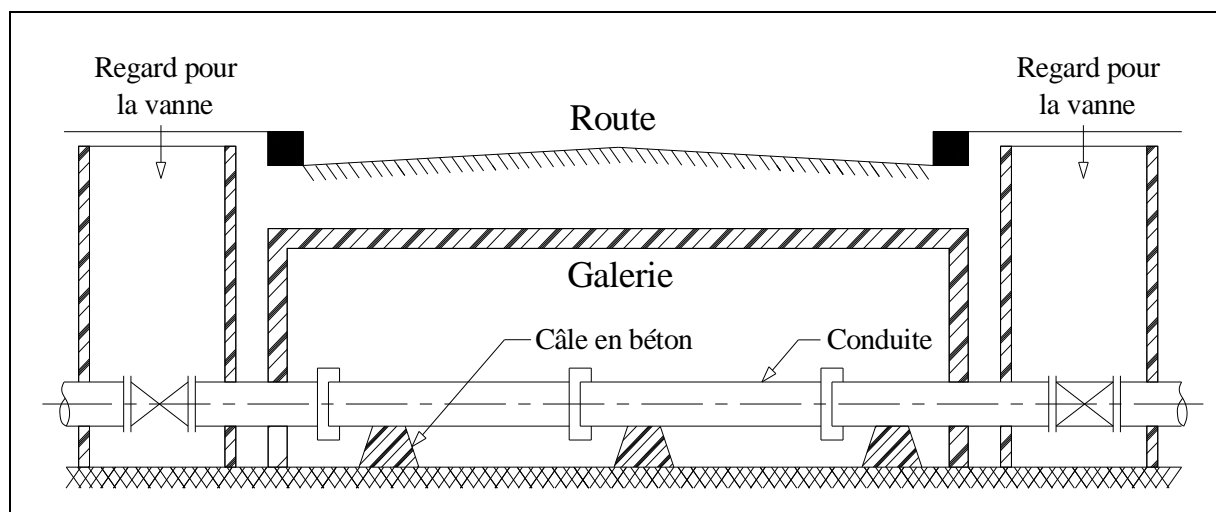


Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie

VII.1.1.4 Pose de canalisation en pente :

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé.

Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.

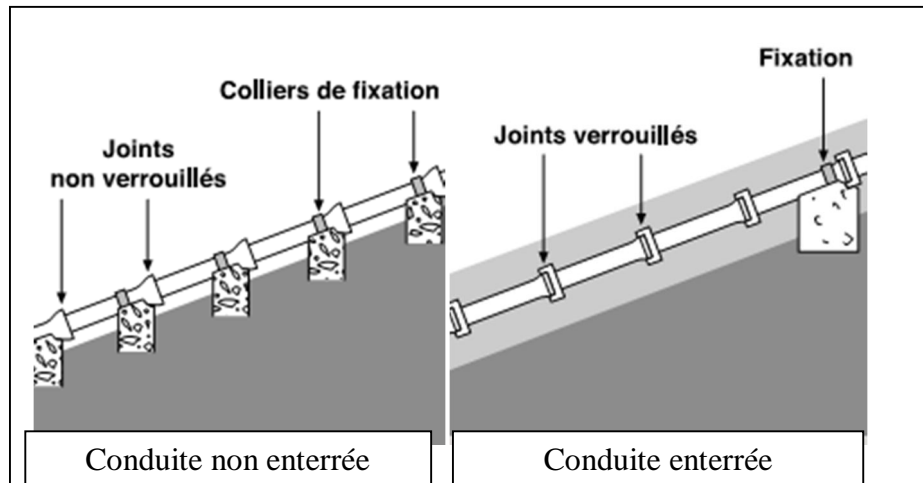


Figure VII.5 : Pose de canalisation en pente

VII.1.1.5 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). Voir figure (VII.6).

VII.1.2 Constructions des regards

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des sections des conduites ou la pièce à poser. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, voir figure (VII.7).

VII.1.3 Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

Pour qu'il n'y est plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit l'encrage en fonction des contraintes, et en cas d'insuffisance de

couverture et risque d'affouillement, un ancrage avec des plots en béton ou si nécessaire, un ancrage béton.

Les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés à vide pour éviter leur soulèvement par l'eau. Dans certains cas on prévoit des contres poids disposés sur la génératrice supérieure de la conduite pour la maintenir au contact du fond. IL est conseillé la protection du tuyau fonte par une manche polyéthylène.

En aval du passage nous préconisons un seuil de fond transversal en gabion, fondé assez profond pour stabiliser le lit de l'oued contre le sapement de courant et des crues, figure (VII.8)

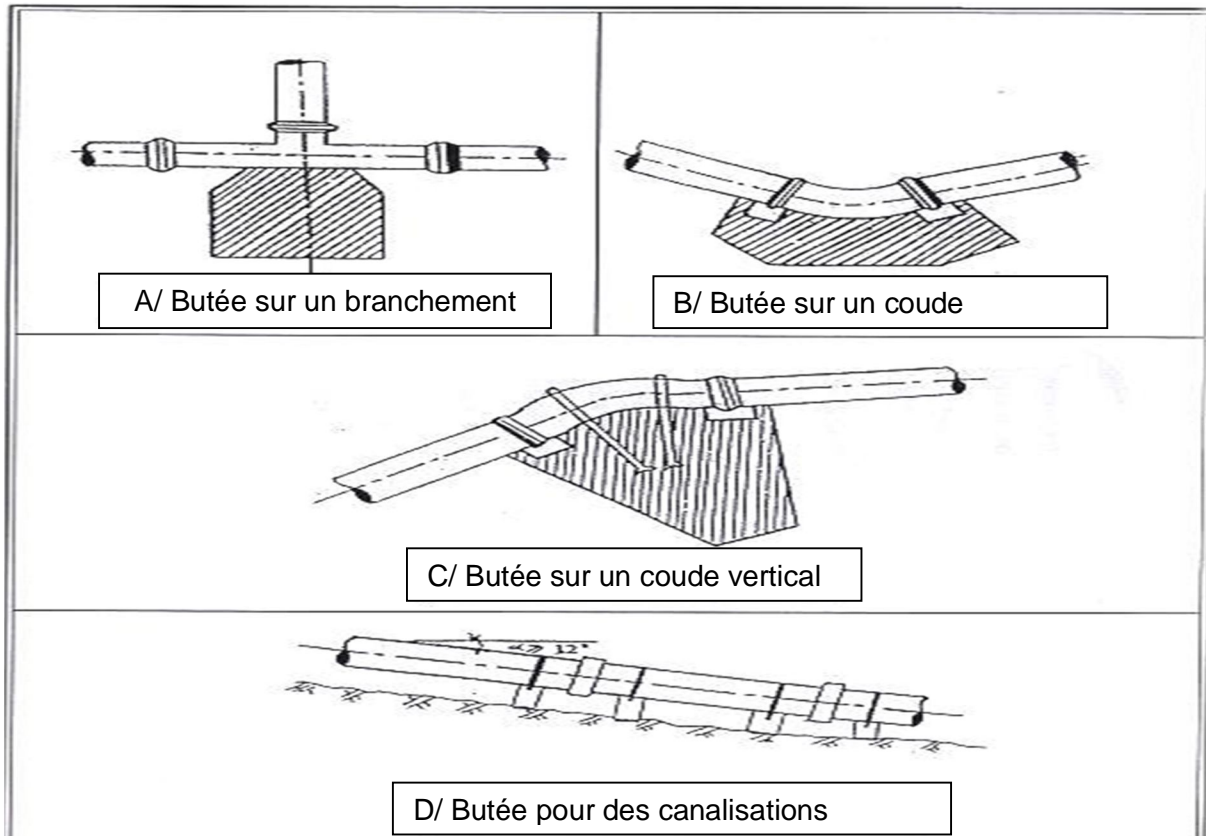


Figure VII.6 : Butées et Amarrages



Figure VII.7 : Construction d'un regard

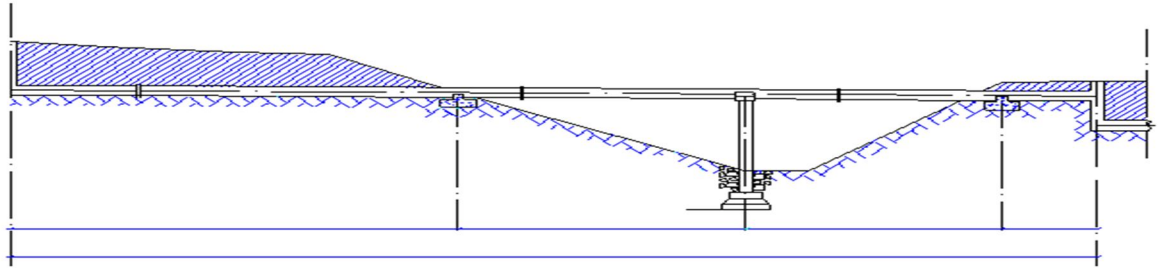


Figure VII.8 : Traversée d'un Oued

VII.2 Accessoires

Les différents appareils accessoires qui peuvent équiper une conduite d'adduction sont :

VII.2.1 Robinets vannes

Un robinet vanne est un dispositif motorisé ou muni d'un volant servant à arrêter ou modifier à volonté le débit d'un fluide, en milieu libre (canal) ou en milieu fermé (canalisation).

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vanne papillon :

VII.2.1.1 Robinets vanne papillon : [2]

La vanne « papillon » se présente sous le format « gaufré » et le format à brides. Le format gaufré s'installe entre deux brides qui servent à la fixation. Ce type de soupape papillon sert principalement à arrêter le débit du fluide circulant dans le tuyau. Comme elle est située entre deux brides, on ne peut enlever ce type de vanne sans avoir vidé toute la tuyauterie.

Le format à brides sert au même usage que la précédente avec la caractéristique qu'on peut enlever la tuyauterie en aval de la vanne papillon sans vider la tuyauterie qui est en amont de celle-là, après avoir fermé la vanne.

Pour les petits diamètres, les vannes papillons peuvent être actionnées au moyen de levier. Pour les gros diamètres ("200 mm" ou plus), un actionneur à volant avec engrenage démultiplicateur s'avère nécessaire à cause des efforts requis pour la manœuvre. L'actionneur peut être aussi manuel/pneumatique ou manuel/électrique.

Contrairement au robinet vanne dont la position devrait être normalement ouverte ou fermée, la vanne papillon peut aussi servir pour contrôler le débit grâce à la turbulence qu'elle peut provoquer quand on la positionne plus ou moins ouverte, contrairement à la vanne qui n'a un contrôle du débit que lors qu'elle est presque fermée.

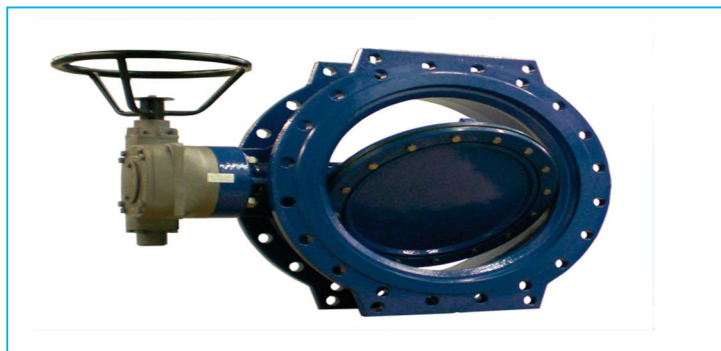


Figure VII.9 : Robinet vanne papillon

VII.2.1.2 Robinets vannes à coin (à opercule) : [2]

Ce type de robinet sert principalement à arrêter le débit et/ou à isoler la tuyauterie en aval de celui-ci. L'obturateur peut être à siège oblique opercule monobloc, siège oblique opercule flexible, siège oblique double opercule, sièges parallèles... Le chapeau peut être à tige montante, à tige fixe à filet intérieur ou à tige coulissante à levier.

Le volant peut être fixé à la tige qui se déplace avec celui-ci, ou fileté avec la tige qui monte à l'intérieur du volant fixe, ou l'opercule se déplace sur le filet extérieur de la tige qui est fixe est présente dans la Figure VII.10.



Figure VII.10 : Robinet vanne à opercule

VII.2.2. Clapet anti retour : [10]

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux. (Figure VII-11)

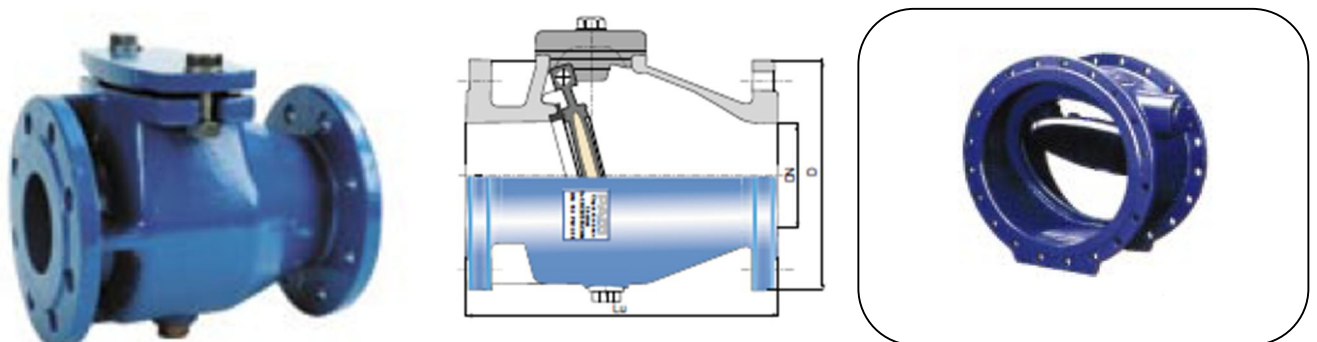


Figure VII.11 : Clapet anti retour

VII.2.3 Ventouses : [2]

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations de pente

forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente. Car ces changements entraînent l'emplacement des vidanges aux points bas et des purges d'air aux points haut.

La ventouse est actionnée par la simple présence d'air. Elle fonctionne un peu comme un tuba d'enfant. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obturer l'orifice de la ventouse.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau.

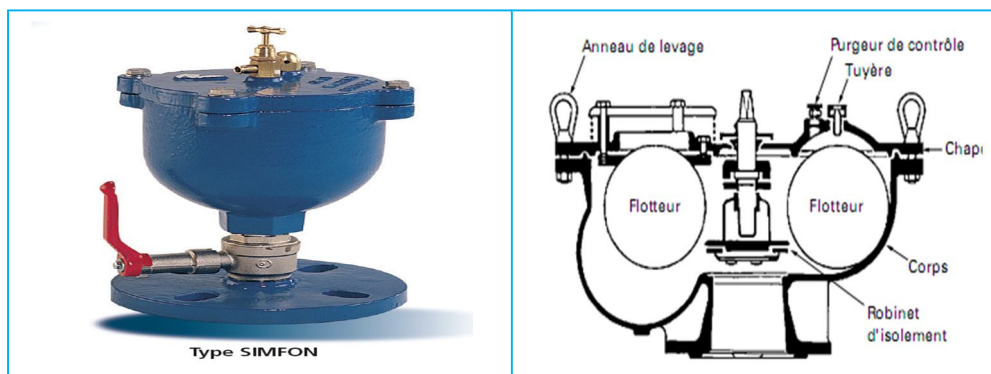


Figure VII.12 : Ventouse triple fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)

VII.2.4 Vannes de décharge : [2]

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile.

VII.2.5 Conduite by-pass : [2]

La conduite by-pass est utilisée pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre des vannes pour remplir le troisième rôle.

VII.2.6 Poteaux ou bouches d'incendie : [2]

La bouche d'incendie est composée d'un orifice de sortie équipé d'un raccord à baïonnette avec bouchon étanche, d'un obturateur actionné par une vis de manœuvre en acier inoxydable, d'un dispositif de mise hors gel automatique et d'un coude à patin facultatif. La forme du guidage empêche l'éjection du clapet au démontage du couvercle lorsqu'il reste de la pression sous le clapet.

Ce clapet est entièrement vulcanisé. L'ouverture et la fermeture de l'appareil s'effectuent à l'aide d'une clé de manœuvre qui s'adapte sur le moufle.



Figure VII.13 : Poteau

VII.2.7 Crépines : [2]

Une crépine est un cylindre avec un fond - portant tous deux des perforations - et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier. (Figure VII-14)

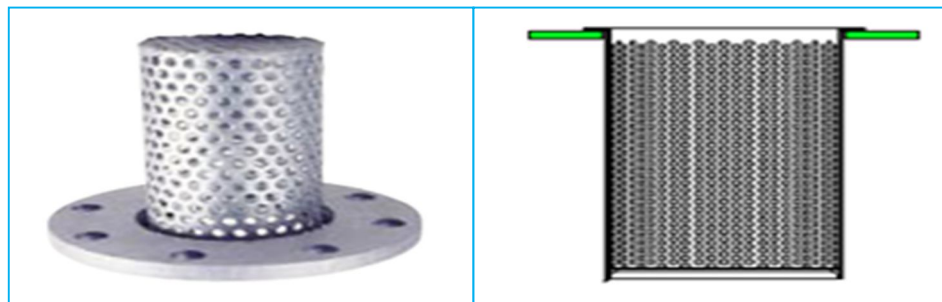
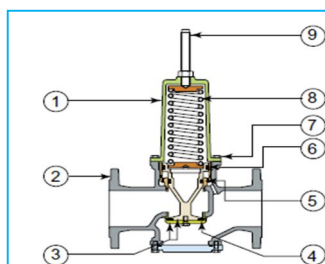


Figure VII.14 : Crépine

VII.2.8 Réducteur de pression : [2]

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varient.



1. Chapeau
2. Corps
3. Clapet
4. Joint de clapet
5. Bague guide clapet
6. Joint de clapet
7. Vis de chapeau
8. Ressort
9. Vis de réglage

Figure VII.15: Réducteur de pression.

VII.2.9 Organes de raccordement : [8]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie de l'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VII.2.9.1 Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse.



Figure VII.16 : Les différents coudes

VII.2.9.2 Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.



Figure VII.17 : Cône de réduction

VII.2.9.3 Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.



Figure VII.18 : Les différents TE

VII.2.9.4 Manchon

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride.



Figure VII.19 : Manchon

VII.2.10 Principe du soudage bout about : [9]

Le soudage bout à bout est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments

Tubulaire au moyen d'une plaque chauffante.

L'assemblage est réalisé en effectuant les opérations suivantes :

- Fusion des extrémités, préalablement rabotées, de tube ou de pièces de forme polyéthylène par application sur un élément chauffant,
- Soudage par mise au contact des extrémités en fusion après retrait de l'élément chauffant,
- Refroidissement de l'assemblage réalisé.

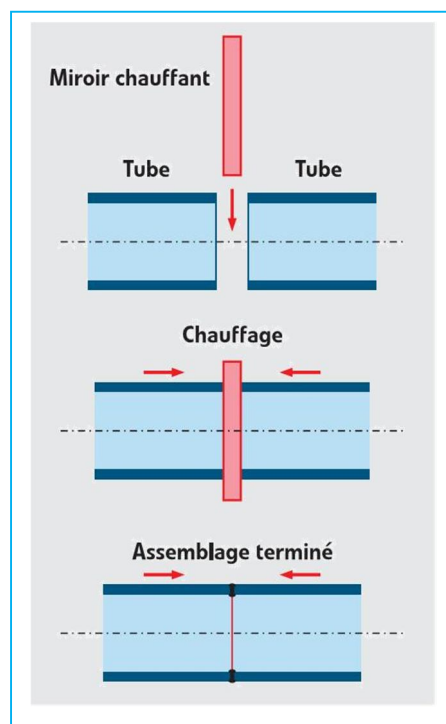


Figure VII.20 : Principe de soudage

NB : le soudage bout à bout requiert deux conditions :

- 1/ les tubes doivent avoir le même diamètre,
- 2/ les tubes doivent avoir le même épaisseur.

VII.2.10.1 Machine de soudage

La machine :

- Requiert une source de tension de 220V/ 380V alternatif,
- Pilote automatiquement le cycle de soudage,
- Permet de niveau de traçabilité maximal

Tableau VII.2 : Gamme des machines

Gamme des machines	
Type de machine	Diamètres soudés
Machine DN 250	Ø 250 au Ø 90
Machine DN 315	Ø 315 au Ø 125
Machine DN 500	Ø 500 au Ø 250
Machine DN 630	Ø 630 au Ø 315



Figure VII.21 : Machine de soudage

VII.2.10.2 Source d'énergie

Sur chantier, il est impératif de disposer d'un groupe électrogène suffisamment puissant, délivrant une tension électrique stable.

La puissance du groupe électrogène recommandée par type de machine est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.3 : La puissance du groupe électrogène recommandée par type de machine

Type de machine	Tension (V)	Puissance (KVA)
250	220	6
315	220	6
500	380	10
630	380	14

**Figure VII.22** : Source d'énergie

VII.2.10.3 Qualification des opérateurs

Les opérateurs qui réalisent les opérations de soudage bout à bout doivent avoir reçu une formation adaptée.

En effet, bien que les machines utilisées soient automatique, l'opérateur intervient à des étapes importantes de l'opération de soudage :

- L'opérateur assure la préparation du chantier et la vérification du matériel avant le démarrage du cycle.
- Il apprécie la qualité du rabotage des extrémités des tubes à souder.
- L'opérateur contrôle l'alignement des extrémités des tubes à assembler.
- L'opérateur effectue le contrôle visuel des bourrelets de soudure et juge de la qualité des soudures.

**Figure VII.23** : Soudage bout à bout

VII.2.11 Mode opératoire

1. Coupe de tube PE

Il est impératif que la coupe du tube soit perpendiculaire à son axe.

A cet effet, il y'a lieu d'utiliser des coupes tubes appropriés à ce types de matériau.

NB : Pour les tubes de grands diamètres, l'utilisation d'une tronçonneuse.



Figure VII.24: Scie électrique



Figure VII.25: Coupe tube

2. Positionnement des éléments à souder

Installer, extrémité contre extrémité, et fixer les tubes ou les pièces de forme fermement dans les mors de serrage afin d'éviter tout glissement.

Après le serrage des mors, l'équipage mobile amorce une fermeture puis une ouverture complète. Une fois la mesure de pression effectuée, la machine vous demande de positionner le rabot.



Figure VII.26: La façon de positionnement de la canalisation

3. Rabotage

Le rabotage permet d'enlever une couche de la matière PE qui se trouve au niveau des extrémités des éléments à souder. Cette couche considérée comme dégradée et donc impropre pour le souder.

Le rabot doit être fermement fixé au bâti de la machine avant de débiter l'opération.

L'opération de rabotage est considérée comme terminée lorsque les copeaux issus de chaque extrémité sont réguliers et homogène. Les surfaces doivent être exemptes de copeaux et de marques dues au rabotage. En cas de défaut, recommencer l'opération.

Retirer la totalité des copeaux, du au rabotage, dans la machine et les tubes. Ne pas toucher les sections rabotées



Figure VII.27: La façon de rabotage

4. Centrage et Alignement

Effectuer un contrôle visuel de l'alignement, tout décalage supérieur de l'épaisseur n'est pas conforme et nécessite un réajustement des mors de serrage. Dans ce cas recommencer l'opération de rabotage



Figure VII.28 : La façon de centrage et alignement

5. Nettoyage du tube PE

A la fin de l'opération de l'alignement, procéder au nettoyage des extrémités des tubes avec un chiffon solvant, tel que recommandé pour les fabrications des tubes.



Figure VII.29 : la façon de nettoyage

6. Soudage

Pendant le cycle de soudage la machine contrôle les opérations d'égalisation, de chauffage d'éjection de l'élément chauffant, de montée en pression et de soudage.

7. Refroidissement

L'opération de soudage est suivie de la phase de refroidissement.

Pendant toute la durée de soudage et de refroidissement, l'assemblage ne doit absolument pas être démonté ou soumis à des contraintes externes.



Mise en place de la plaque chauffante



Egalisation et chauffage



Validation du cycle de soudage



Soudage et refroidissement

8. Validation de la soudure

Après l'étape de refroidissement de l'assemblage, il y'a lieu de retirer l'ensemble soudé pour effectuer son contrôle.

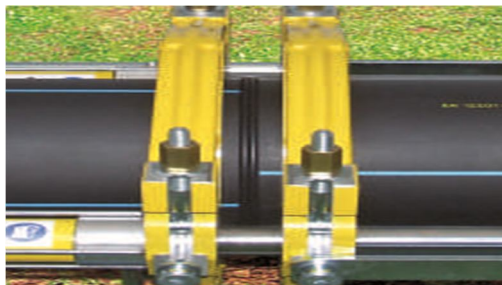
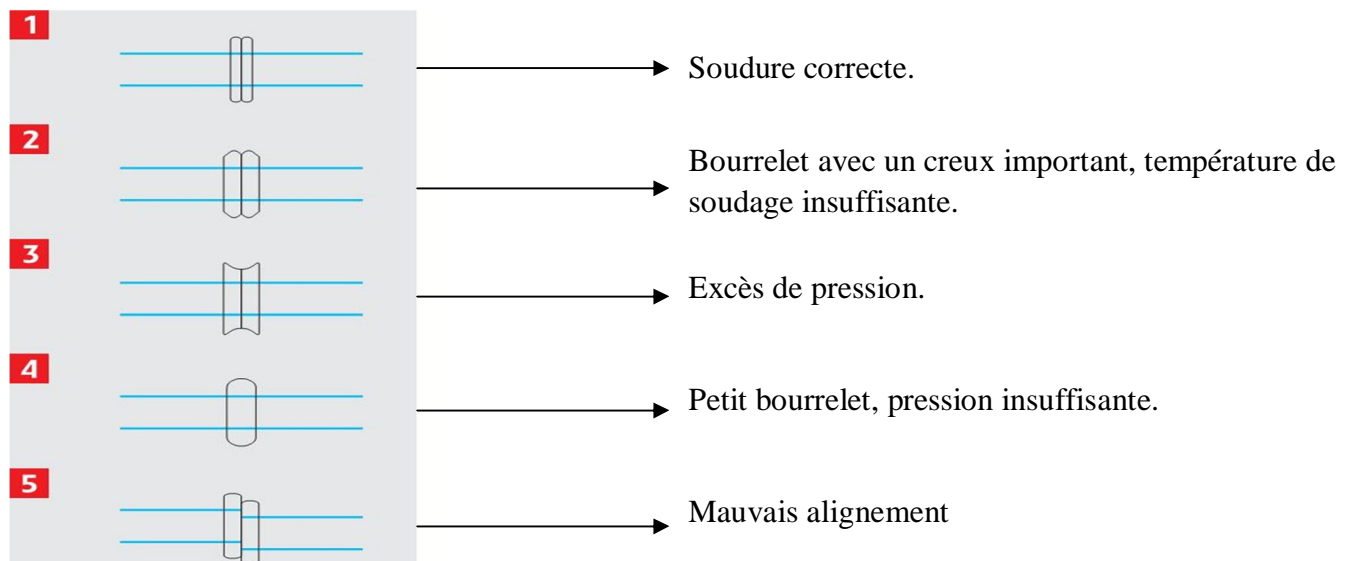


Figure VII.30 : La soudure correcte

9. Aspect général du bourrelet

Dans tous les cas, il doit être lisse, arrondi et régulier ; il ne doit pas présenter de défauts tels que fissures, cavités ou inclusions.

VII.2.12 Les défauts les plus fréquents en bout à bout**Figure VII.31** : Les défauts les plus fréquents en bout à bout**Conclusion**

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Dans ce chapitre, les différentes poses de canalisation utilisées dans notre mémoire ont été considérées. Les accessoires correspondants ont été énumérés.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude à été consacré à l'étude de l'alimentation en potable pour la Cité 2956 logts de Larbaa (W.Blida), soit l'étude de la station de pompage, les réservoirs, traitant au passage tout les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son impact sur l'environnement.

On a retenir de ce mémoire de fin d'étude qu'un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la longévité du projet.

De ce projet, nous pouvons constater que la protection des canalisations de l'adduction est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique et mécanique, car un bon dimensionnement à lui seul ne suffit pas à garantir la longévité de la conduite et sa sécurité, donc c'est indispensable de prévoir des protections contre des problèmes tels que le coup de bélier ...etc.

Et afin de pallier à un éventuelle dysfonctionnement pouvant survenir au cours de l'exploitation, il est recommandable d'utiliser des produit et des matériaux locaux.

Nous recommandons aussi la mise en disposition d'un groupe d'électrogène de secoure approprié, pour assurer la continuité du service en cas d'interruption d'alimentation des groupes électropompes en énergie électrique.

Comme il est nécessaire que les exploitants de projet accorde une importance capital à la maintenance des équipements du projet afin d'assurer la longévité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

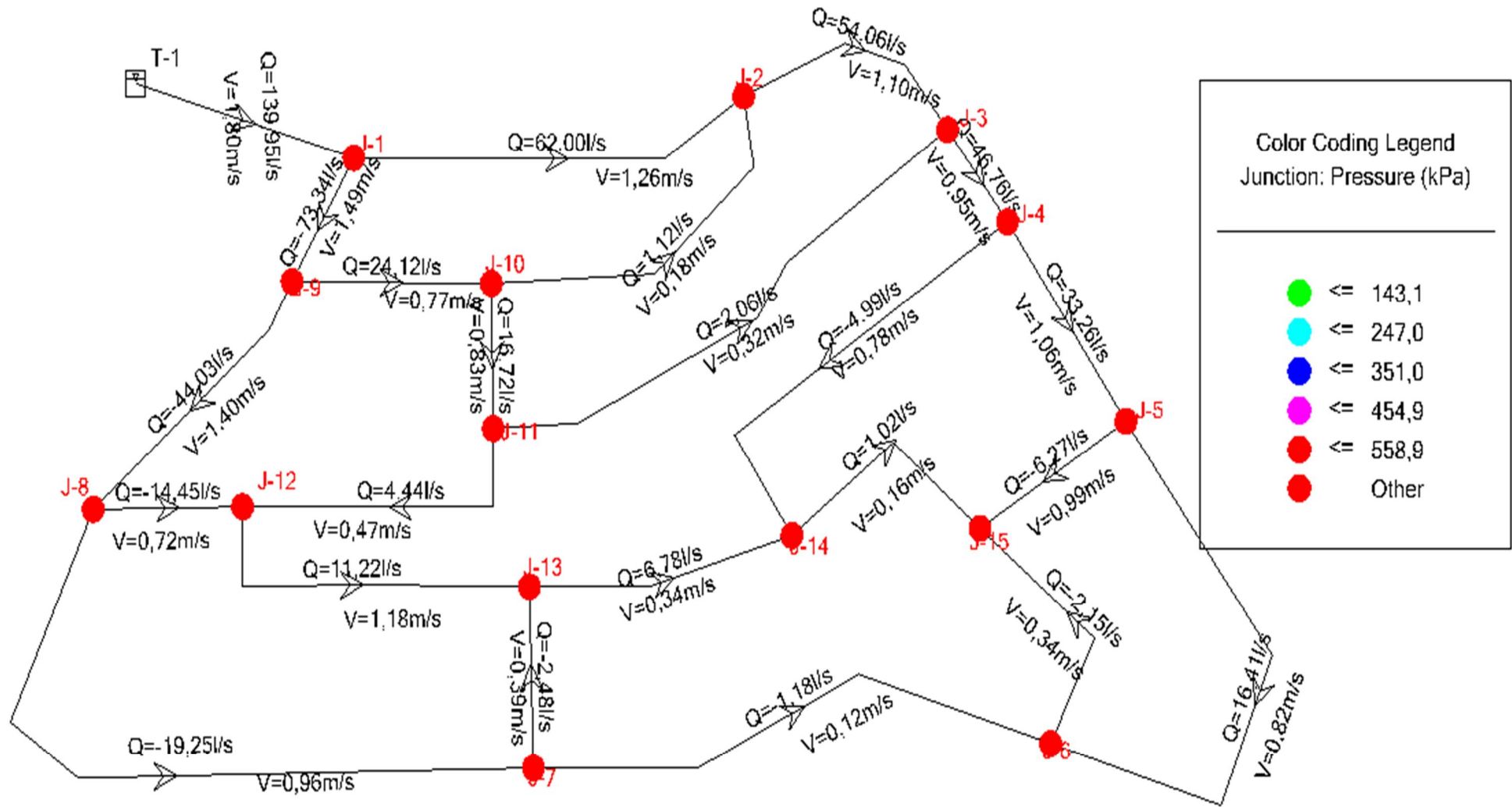
- [1] : **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [2] : **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [3] : **M. BOUSLIMI** « Alimentation en eau potable», 2^{ème} édition octobre 2004, p.20
- [4] : **M. RAPINAT** : « les stations de pompage d'eau », 6^e édition, p.15.
- [5] : **ALOUACHE DJAMEL** ; Mémoire de fin d'étude : étude du système d'alimentation en eau potable de la ville de MOUZAIA (W. BLIDA) ENSH 2003.
- [6] : **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [7] : **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.32, 33, 52 ,53.

Catalogues

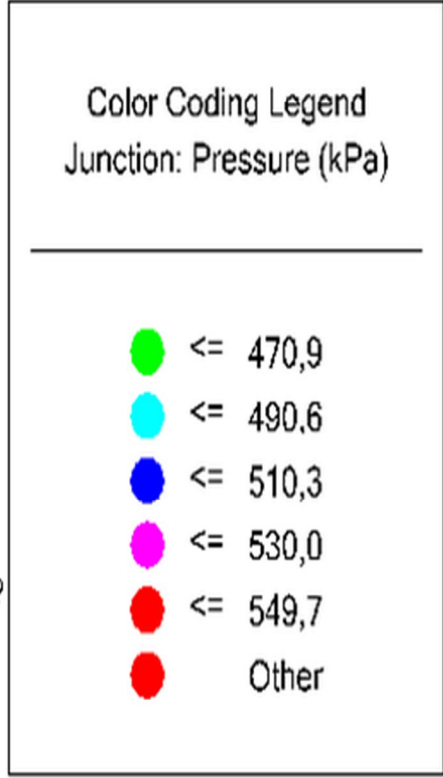
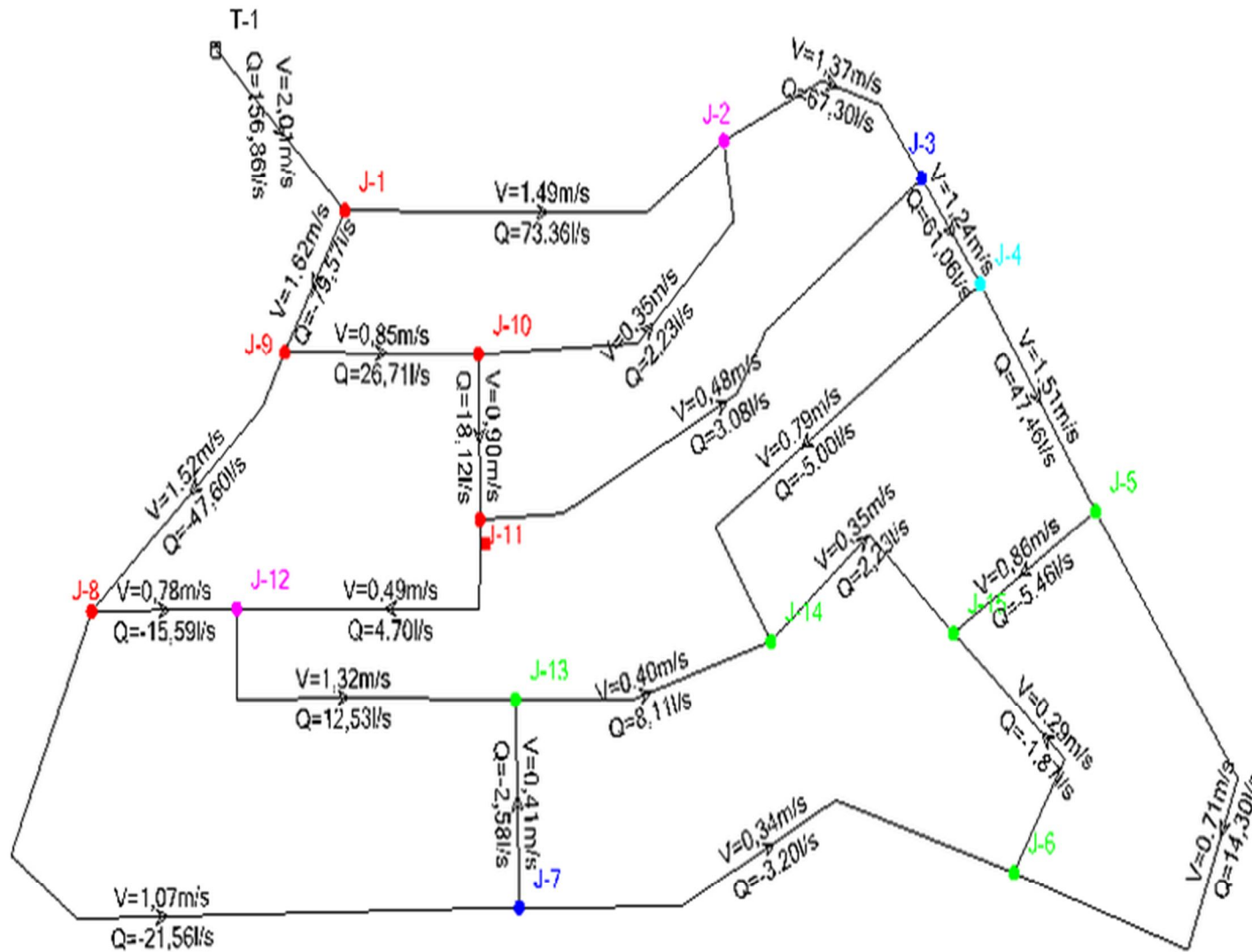
- [8] : **Groupe Chiali** « PEHD et raccords».
- [9] : **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [10] : **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».

ANNEXES

ANNEXE III.1 Résultats de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses des tronçons) Cas de pointe



ANNEXE III.2 Résultats de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses des tronçons) Cas de pointe+incendie



Annexe V.1



Usine et Siège: Voie A Zone Industrielle BP 160-2200 Sidi Bel Abbès

Téléphone: 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : www.groupe-chiali.com

E-Mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PE

TUBE PEHD EAU POTABLE PN 20

Référence	diamètre ext	Epaisseur	Qualité	Prix HT	Prix TTC
11 009 0901	90	10.1	PE100	593.37	694.24
11 009 1101	110	12.3	PE100	878.66	1 028.03
11 009 1251	125	14.0	PE100	1 103.46	1 291.05
11 009 1601	160	17.9	PE100	1 802.91	2 109.40
11 009 2001	200	22.4	PE100	2 875.61	3 364.46
11 009 2501	250	27.9	PE100	4 473.17	5 233.61
11 009 3151	315	35.2	PE100	7 021.79	8 215.49
11 009 4001	400	44.7	PE100	10 958.68	12 821.66
11 009 5001	500	55.8	PE100	17 092.93	19 998.73

TVA = 17%

Les tubes sont en longueur de 12ml

Jonction par soudure électrique.

Pour toute information veuillez contacter le service commercial.

SARL "SERHES"
Matériels et Travaux
Hydrauliques & Co
Bd. Hassiba BEN BOUALI
RC n° 02 B 0182051

E12S55-10/6BC + M10200
Caractéristiques requises

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	96,3 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	59,1 l/s
Hauteur de refoulement	194 m
Puissance absorbée	142 kW
Rendement	79%
Hauteur manométrique H(Q=0)	162 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	150 kW
Courant nominal	288 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

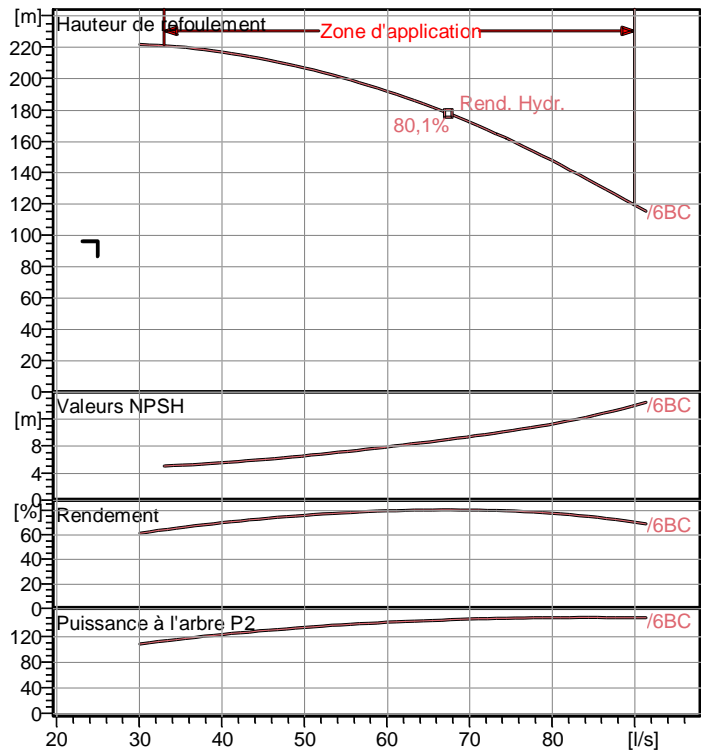
Poids	665 kg
-------	--------

Matériaux
CONSTRUCTION POMPE

Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox

CONSTRUCTION MOTEUR

Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

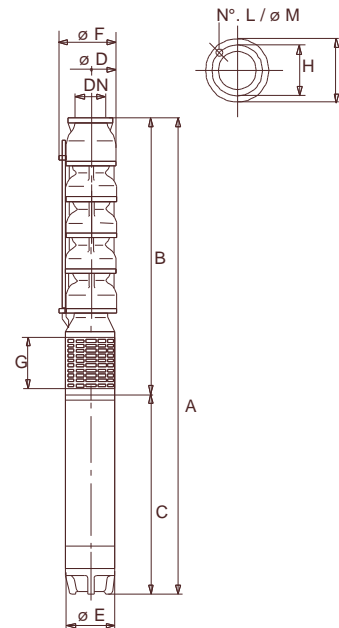

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3477
B = 1532
C = 1945
D = 240
DN = 150
E = 242
F = 265
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16



Notes:

Date 11.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

E10S64/5K + M10200
Caractéristiques requises

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	82,7 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	77,1 l/s
Hauteur de refoulement	148 m
Puissance absorbée	144 kW
Rendement	78%
Hauteur manométrique H(Q=0)	223 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	150 kW
Courant nominal	288 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

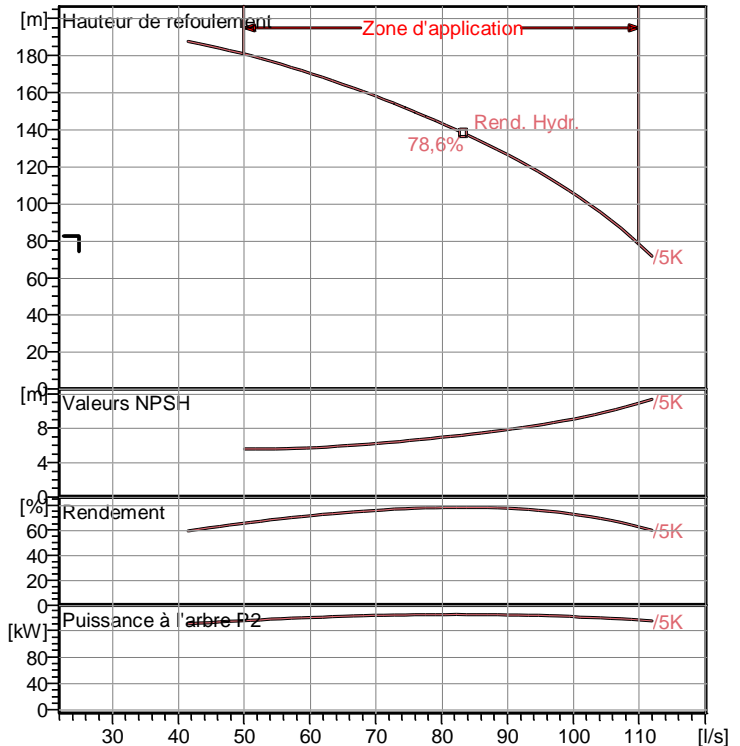
Poids	659 kg
-------	--------

Matériaux
CONSTRUCTION POMPE

Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox

CONSTRUCTION MOTEUR

Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

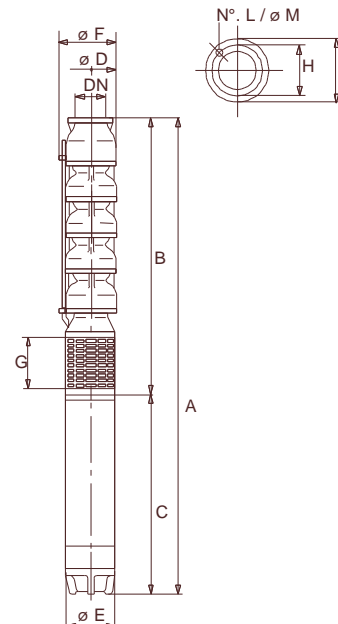

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3255
B = 1310
C = 1945
D = 240
DN = 150
E = 242
F = 249
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16



Notes:

Date 11.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

E10S55/7A + M10150
Caractéristiques requises

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	98,1 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	50,9 l/s
Hauteur de refoulement	170 m
Puissance absorbée	108 kW
Rendement	78,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	250 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	213 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

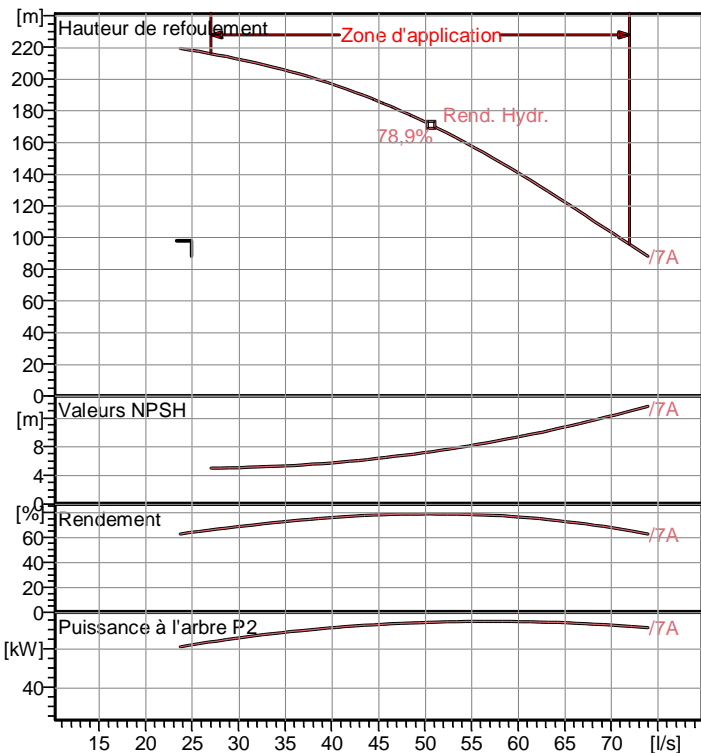
Poids	621 kg
-------	--------

Matériaux
CONSTRUCTION POMPE

Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox

CONSTRUCTION MOTEUR

Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

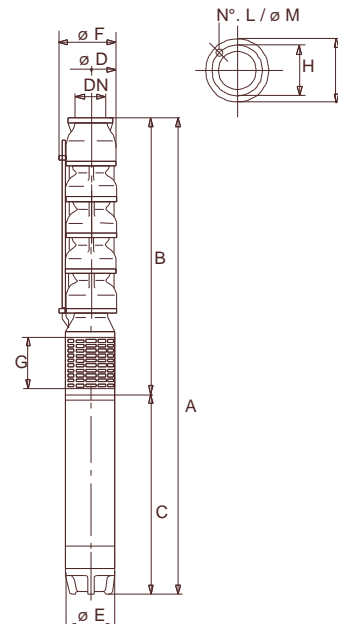

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3415
B = 1670
C = 1745
D = 240
DN = 150
E = 242
F = 251
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16



Notes:

Date 11.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe .VI.1

TABLEAU 1 : MODULES D'ELASTICITE ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 A 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A 4.10^9	0.33

TABLEAU 2 : COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFERENT TYPES DE SOLDES MATERIAUX (NONCLERCQ)

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILLO LIMONEUX	0.33

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

