

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction des communes d'Oued Fodda,Ouled Abbas,
Karimia et Harchoun à partir de la conduite du transfert
Tenes-Chlef (w. chlef).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0023-14

APA Citation (توثيق APA):

Benhalima, Youcef (2014). Etude d'adduction des communes d'Oued Fodda,Ouled
Abbas, Karimia et Harchoun à partir de la conduite du transfert Tenes-Chlef (w.
chlef)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME DU PROJET :

**Etude d'adduction des communes d'Oued Fodda, Ouled Abbès,
Karimia et Harchoun à partir de la conduite du transfert
Ténès-Chlef (W.CHLEF)**

PRESENTE PAR :

Mr : BENHALIMA Youcef.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . SALAH Boualem	Professeur.	Président
M ^{me} . AMMOUR Fadila	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . KADI Latifa	M.A.B.	Examineur
M ^{me} . MOUHOUB Lina	Ingénieur (DRE)	Invitée
M ^{me} . ZENDAGUI Nouria	Ingénieur .chef	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciements

Mes plus grands remerciements sont destinées au bon DIEU tout puissant, que je tolère insuffisantes, de m'avoir donné la force, le courage, la patience et la volonté de parcourir le chemin de mes études.

Merci à mon promotrice M^{me} : N. ZENDAGUI pour l'intérêt qu'il m'a accordé, les conseils qu'il m'a donné, et surtout pour tout le temps qu'il m'a consacré pour élaborer au mieux ce travail.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury d'avoir accepté d'analyser mon travail.

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

De façon générale, je remercie vivement tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à faire de ces années une formidable aventure humaine et scientifique.

∞ Dédicace ∞

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

- ❖ *A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.*
- ❖ *A tous mes frères et sœurs.*
- ❖ *A toute ma grande famille (BENHALIMA).*
- ❖ *A mon cher amie Nechemi abd elwaheb (Naboli).*
- ❖ *A Mes amis elkhana , snoussi,takj,aniss,massoud,amin ,sifo et a Toute ma promotion, en générale .*
- ❖ *A Mes amis à chlef et à blida.*

Youcef.BENHALIMA.

عملنا هذا يهدف الى تقوية تزويد المنطقة الشرقية لولاية الشلف بالمياه الصالحة للشرب من مسلك قناة التحويل الكبرى الرابطة بين محطة تحلية المياه بنتس و مدينة الشلف.

بعد تقديم المنطقة وتقدير حاجياتها من الماء، تم تصميم منشآت التخزين و قنوات التحويل و كذا دراسة محطة الضخ. من اجل السير الحسن لنظام التحويل هذا قمنا بالتطرق الى كيفية حماية الأنابيب من صدمة الضغط.

Résumé

Dans ce travail, notre objectif consiste un renforcement de l'alimentation en eau potable de la région EST de la willaya de Chlef à partir de la conduite du transfert qui relie la station de dessalement de Tenes et la ville de Chlef.

Après la présentation de la zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, nous avons dimensionné les ouvrages de stockage, les conduites d'adduction et l'étude de la station de pompage.

Pour le bon fonctionnement de ce system de transfert nous nous étalons par la suite sur un moyen de protection des conduites contre le phénomène transitoire (coup de bélier).

Obstruct:

In this work, our goal is to strengthen watersupply in the east region of Chlef from managing the shipment that connects the Tenes desalination plant and the city of Chlef.

After the presentation of the study area and the estimate of its water needs, we sized storage structures, the aqueducts and the study of the pumping station.

For the proper functioning of this system we means of protection against the pipe transient (water hammer).

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	1
I.1. Situation géographique	1
I.2. Situation topographique	1
I.3. Situation climatique	2
I.4. Séismicité de la région d'étude	6
I.5. Hydrographie	7
I.6. Situation hydraulique	7
I.7. Présentation de l'unité de dessalement de l'eau de mer	7
Conclusion.....	8

CHAPITRE II : Les besoins en eau de la zone d'étude

Introduction	9
II.1. Evaluation de la population	9
II.2. Evaluation des besoins en eau potable.....	11
II.2.1. Dotation en eau potable	11
II.2.2. Besoins domestiques.....	11
II.2.3. Besoins des équipements	13
II.2.4. Besoins sanitaires	13
II.2.5. Besoins scolaires.....	13
II.2.6. Besoins commerciaux.....	13
II.2.7. Besoins socioculturels et sportifs	14
II.2.8. Besoins publics	14
II.3. Estimation des pertes	15
II.4. Caractéristique de la consommation en eau	15
II.4.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalier	15
II.4.2. Coefficient d'irrégularité journalière minimum :	16
II.4.3. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)	16
II.4.4. Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$).....	16
II.4.7. Variation des débits horaires	16
II.5. Calcul de déficit de consommation	25
Conclusion.....	26

CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction	27
III.1. Rôle des réservoirs	27
III.2. Classification des réservoirs	28
III.3. L'emplacement d'un réservoir	28
III.4. Capacité de réservoirs	28
III.4.1. Réservoirs alimentés gravitairement	29
III.4.2 Calcul de la Capacité du Complexe Hydraulique (réservoir tampon).....	31
III.5. Dimensionnement du Bâche de reprise de la station de pompage	32
III.6. Forme des réservoirs	33
III.7. Equipement des réservoirs	34
III.8. Hygiène et sécurité	35
Conclusion.....	37

CHAPITRE IV : ETUDE DU RESEAU D'ADDUCTION

Introduction	38
IV.1. Choix du tracé	38
IV.2. Choix du type du matériau de la tuyauterie	38
IV.3. Etude des variantes.....	39
IV.4. Etude technico-économique de l'adduction (conduite de refoulement)	42
IV.4.1 Calcul de diamètre économique de la conduite de refoulement	42
IV.4.2. Calcul des pertes de charge	42
IV.4.3.Calcul de la hauteur manométrique totale.....	43
IV.4.4. Puissance absorbée par la pompe	44
IV.4.5. Energie consommée par la pompe	44
IV.4.6. Frais d'exploitation.....	44
IV.4.7. Frais d'amortissement.....	44
IV.5. Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaire.....	48
Conclusion.....	55

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction	56
V.1. Caractéristiques des pompes	56
V.2. Choix de l'emplacement de la station de pompage	56
V.3. Choix du type de Pompe	56
V.4. Couplage des pompes	57
V.5. Choix du nombre de pompes.....	57
V.7. Courbes caractéristiques des pompes	58
V.8. Points de fonctionnement des pompes	59

V.8.1. Courbes caractéristiques de la conduite	59
V.9. Encombrement des pompes choisies	61
V.10. Equipement des pompes	62
V.10.1. Dimensionnement des équipements	63
V.11. Etude du phénomène de cavitation.....	65
V.12. Calage de la pompe :	66
V.13. Choix du moteur électrique	67
V.14. Bâtiment de la station de pompage.....	68
V.14.1. Choix du bâtiment	68
V.14.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage.....	69
V.14.3. Equipements auxiliaire	70
Conclusion.....	73

CHAPITRE VI : ETUDE DU COUP DE BELIER

Introduction	74
VI.1. Principe	74
VI.2. Causes du coup de bélier.....	74
VI.3. Les risque dus aux coups de bélier.....	74
VI.4. Description des phénomènes physiques.....	75
VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	75
VI.6. Calcul des réservoirs d'air.....	77
VI.6.1. Cas dépression.....	78
VI.6.2. Cas surpression	81
VI.7. Installation du réservoir d'air	82
VI.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :.....	82
Conclusion.....	84

CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Introduction	85
VII.1. Pose de canalisation	85
VII.1.1. Principe de pose de canalisation	85
VII.1.2. Pose en terre.....	85
VII.1.3. Pose de canalisations dans un mauvais terrain	86
VII .1.4. Pose de canalisation en galerie	87
VII .1.5. Pose de canalisation en pente	88
VII.2.Constructions des regards	90
VII .3. Traversée d'une rivière	90
VII .4. Traversée de l'oléoduc et du gazoduc	92
VII .5. Traversée de la voie ferrée.....	92

VII.6. Accessoires	92
VII.7. Organes de mesure.....	98
VII.8. Organes de raccordement.....	100
Conclusion.....	101

CHAPITRE VIII : GESTION DU RESEAU D'ADDUCTION

Introduction	102
VIII.1 : Pérennité des ouvrages	102
VIII.1.1 : Gestion et exploitation de la conduite d'adduction	102
VIII.1.2: Gestion et exploitation des ouvrages de stockage	106
VIII.1.3: Gestion et exploitation des stations de pompage	107
VIII .2. Télégestion : des outils incontournables pour mieux exploiter les ouvrages de gestion de l'eau	107
VIII .2.1. Objectif de la télégestion	108
VIII .3. Création des bases des données	108
Conclusion.....	108

CONCLUSION GENERALE.

BIBLIOGRAPHIE

.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte de Délimitation de l'Aire d'Etude	2
Histogramme I.1 : Répartition annuelle des précipitations	3
Histogramme I.2 : Evolution des températures moyennes, maximales et minimales	4
Figure I.2: Séismes Carte de zonage sismique du territoire national, et localisation (carré rouge) de la région d'étude (d'après CGS 2003)	7

Chapitre III: Etude des réservoirs

Figure III-1 : Lois de manœuvre d'un robinet vanne	32
Figure III-2 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré	36

Chapitre IV: Etude du réseau d'adductions

Figure IV-1 : Tracé de la variante pour le tracé de schéma d'adduction.....	41
---	----

Chapitre V: Etude de pompage

Figure V-1 : Courbes caractéristiques de la pompe type PM150/4C.....	67
Figure V-2 : Point de fonctionnement des pompes de la SP1	70
Figure V-3: Encombrement de la pompe Caprari PM150/4C	71
Figure V-4: Équipements en amont et en aval de la pompe	71
Figure V-5 : conduite d'aspiration placée sur une butée	73
Figure V-6 : Graphe des courbes NPSH	75
Figure V-7 : Pont roulant motorisé posé sur deux poutres	83

Chapitre VI: Etude de coup de bélier

Figure VI-1 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier	76
Figure VI-2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement	76
Figure VI-3 : profil en long absolu d'une conduite	79
Figure VI-4 : profile en long absolu	80
Figure VI-5 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE	81
Figure VI-6 : Schéma d'installation du réservoir d'air	82

Chapitre VII: Pose de canalisations et accessoires

Figure VII-1 : Pose de canalisation.....	86
Figure VII-2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant	86
Figure VII-3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé	87
Figure VII-4 : Pose de canalisation en galerie	87
Figure VII-5 : Pose de canalisation en pente	88
Figure VII-6 : Butées et Amarrages	89
Figure VII-7 : Construction d'un regard	90
Figure VII-8 : Traversée d'une rivière	91

Figure VII-9 : Mise en place de la conduite	91
Figure VII-10 : Robinet vanne papillon	93
Figure VII-11 : Robinet vanne à opercule	93
Figure VII-12 : Clapet anti retour	95
Figure VII-13 : Ventouse à trois fonctions (Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air).....	96
Figure VII-14 : Crépine	97
Figure VII-15 : Réducteur de pression	97
Figure VII-16 : Joints pour canalisations en fonte	99
Figure VII-17 : Différents types de débitmètres	99
Figure VII-18 : Manomètre	100

Chapitre VIII: gestion du réseau d'adduction

Figure VIII.1 : Méthode nouvelle « corrélation acoustique ». d'après document Générale-des-eaux).....	104
---	-----

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1 : Répartition annuelle des précipitations.....	3
Tableau I.2: Moyennes mensuelles des températures minimales et maximales.....	4
Tableau I.3: Evaporation moyenne mensuelle et moyenne inter –annuelle.....	5
Tableau I.4 : Classification de climat selon MARTONNE.....	5
Tableau I.5 : production en eau et capacité de stockage de l'air d'étude.....	7

Chapitre II : Les besoins en eau de la zone d'étude

Tableau II.1 : la population de l'aire de l'étude estimée aux horizons 2008, 2030.....	10
Tableau II.2 : les dotations pour les différentes agglomérations de l'aire de l'étude.....	11
Tableau II.3 : besoins domestiques pour les différentes zones de l'air d'étude.....	12
Tableau II.4 : Evaluation des besoins sanitaires.....	13
Tableau II.5 : Evaluation des besoins scolaires.....	13
Tableau II.6 : Evaluation des besoins commerciaux.....	13
Tableau II.7 : Evaluation des besoins socioculturels et sportifs.....	14
Tableau II.8 : Evaluation des besoins publics.....	14
Tableau II.9 : Récapitulation de toutes les besoins de la zone à desservir.....	14
Tableau II.10: Récapitulatif des besoins journalières $Q_{min,j}; Q_{moy,j}; Q_{max,j}$ (m^3/j).....	17
Tableau II.11 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	17
Tableau II.12 : $K_{max,h}$ pour chaque agglomération.....	18
Tableau II.13: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	18
Tableau II.14: $K_{min,h}$ pour chaque agglomération.....	18
Tableau II.15: Répartition horaire du débit maximum journalier.....	19
Tableau II.16: Variation du débit horaire de l'agglomération de Karimia.....	20
Tableau II.17: Variation du débit horaire de l'agglomération de Bounaama.....	21
Tableau II.18: Variation du débit horaire de l'agglomération de Harchounn.....	22
Tableau II.19: Variation du débit horaire de l'agglomération de Zebabdja.....	23
Tableau II.20: Variation du débit horaire de l'agglomération d'Ouled Abbes.....	24
Tableau II.21: Variation du débit horaire de l'agglomération d'Oued Fodda.....	25
Tableau II.22: Tableau des déficits à combler à l'an 2030.....	26

Chapitre III : Etude des réservoirs.

Tableau III.1 : capacité de stockage nécessaire pour les sise agglomérations à l’horizon 2030.....	34
Tableau III.2 : capacités des réservoirs existantes, calculer, additionnel et normaliser des agglomérations de la zone d’étude.....	34
Tableau III.3 : les cotes de terrain des réservoirs.....	35
Tableau III.4 : Les diamètres calculés des différents réservoirs terminaux	38
Tableau III.5 : les démentions définitives des réservoirs.....	39

Chapitre IV : Etude du réseau d’adduction.

Tableau IV.1 : Calcul de la HMT du tronçon SP1- complexe hydraulique (variante 1).....	45
Tableau IV-2 : la puissance et les frais d’exploitation du tronçon SP1- complexe hydraulique (variante 1).....	45
Tableau IV-3:les frais d’amortissement du tronçon SP1-complexe hydraulique (variante 1).....	46
Tableau IV-4: Bilan des frais d’exploitation et d’investissement de (variante 1).....	46
Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon SP1- complexe hydraulique (variante N°2).....	47
Tableau IV-6: la puissance et des frais d’amortissement du tronçon SP1- complexe hydraulique (variante N°2).....	47
Tableau IV-7:les frais d’exploitation du tronçon SP1-complexe hydraulique (variante2).....	47
Tableau IV-8: Bilan des frais d’exploitation et d’investissement de (variante 2).....	48
Tableau IV-9: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	49
Tableau IV.10 : Les Caractéristiques des différents tronçons.....	50
Tableau IV.11 : les diamètres avantageux calculés pour les 3 tronçons premier du tronçon réservoir tampon- réservoir karimia.....	51
Tableau IV.12 : les caractéristiques hydraulique final des3 tronçons premier du tronçon réservoir tampon- réservoir karimia	52
Tableau IV.13 : les diamètres avantageux calculés pour les différents tronçons.....	54

Chapitre V : Etude de pompage .

Tableau V.1 : Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes disponibles	57
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	60
Tableau V.3 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	66
Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	66
Tableau V.5: Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.....	68
Tableau V.6: les types des bâtiments.....	68

Chapitre VI : Etude de coup de bélier.

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	78
Tableau VI.2: Coefficient dépend de la nature de conduite.....	78
Tableau VI.3 : Tableau du profil en long absolu.....	79
Tableau VI.4: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	81
Tableau VI.5 : la célérité d'onde des tronçons gravitaire.....	82
Tableau VI.6 : temps de retour de l'onde de déformation.....	83

Chapitre VIII : gestion du réseau d'adduction.

Tableau VIII.1 : Equipements des réservoirs	101
---	-----

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : trace de l'adduction des communes Oued Fodda, Ouled Abbas, Karimia et Harchoun à partir de la conduite du Transfer Tenes-Chlef (w.Chlef).

Planche N° 2 : profil en long du tronçon station de pompage-réservoir tampon (w.Chlef).

Planche N° 3 : profil en long du tronçon point piquage2-réservoir Zebabdja (w.Chlef).

Planche N° 4 : profil en long du tronçon point piquage3-réservoir Harchoun (w.Chlef).

Planche N° 5 : profil en long du tronçon point piquage1-réservoir Oued Fodda (w.Chlef).

Planche N° 6 : bâtiment de la station de pompage SP1 (W.Chlef).

Planche N° 7 : les accessoires d'une adduction.

Nomenclature

P : précipitation moyennes annuelle (mm).

T : température moyennes annuelle (c°).

ACL : agglomération chef lieu.

AS : agglomération secondaire (type rural).

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

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

N : Nombre de consommateurs (hab).

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier .

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

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier .

$Q_{min,j}$: Débit de consommation minimum journalier (m^3/j).

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m^3/h).

V_1 : volume utile de réservoir (m^3).

Q_a : débit horaire disponible (m^3/h).

T_f : temps de fonctionnement de la pompe (20h).

K_p : coefficient de pointe.

V_{bach} : volume de la bache d'eau de la station de pompage (m^3).

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

D : diamètre de la cuve (m).

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R= 0.34m$.

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

K_s : la rugosité absolue exprimée en (mm).

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

I:gradient hydraulique en (m/m).

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

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

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

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

P_m : puissance du moteur (watt).

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$.

η_p : rendement de la pompe (78.6%) .

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

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

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

H_p : hauteur de la pompe (m).

H_s : hauteur du socle (m).

H_r : hauteur de réserve (m).

S_f : surface d'une seule fenêtre (m^2).

C : la capacité de portée du pont roulant (kg).

a : la célérité d'onde (m/s).

H_0 : pression minimal (m).

U_0 : le volume d'air comprimé (m^3).

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s).

t : le temps de fermeture du robinet vanne(s).

Re : Nombre de Reynolds.

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$.

(C'est un volume minimum).

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

S : section du réservoir (m^2).

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

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé.

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

Introduction générale

Introduction générale :

Eau, cet élément majeur du monde minéral et biologique, aussi qu'un vecteur privilégié de la vie et l'activité humaine. Cette source vitale devient plus en plus inquiétante. Satisfaire les besoins de la demande est un véritable challenge, à cause des dégradations continues des sources, une pluviométrie aléatoire insuffisante enregistrée lors de ces dernières décennies et l'évolution des exigences des besoins.

Ce manque a incité l'être humain à développer des nouvelles techniques d'approvisionnement en eau potable. D'ailleurs l'eau de mer (ressource en eau non conventionnelle et inépuisable), traitement l'eau stockée (barrages et réservoirs) en grande échelle, qui sont destinés à combler en permanence ce déficit.

L'Algérie est confrontée à ce genre de problème qui se justifie par l'engagement du pays dans un vaste programme de mobilisation des ressources en eau à partir des stations de dessalement qui 'ont été prévues le long du littoral, afin de résorber les déficits de production actuels et de satisfaire les besoins à court, moyen et long terme.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : étude d'adduction des communes d'Oued fouda, Ouled Abasse, Karimia et Harchoune à partir de la conduite du transfert Ténès -Chlef.

C'est une adduction mixte qui comporte des tronçons gravitaire et en refoulement. Le projet comporte une station de pompage, un réservoir tampon et des réservoirs de stockage pour chaque localité à la fin de l'adduction.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction :

Pour entamer une étude d'un projet d'alimentation en eau potable, il faut assurer une bonne prise en charge de la zone d'étude, nous devons connaître cette dernière du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, et hydraulique.

I.1. Situation géographique :

La Wilaya de Chlef est située dans la région Nord-Ouest de l'Algérie. Elle s'étend sur une superficie de 4791 Km². D'après le dernier recensement, datant d'avril 2008, la Wilaya de Chlef occupe la huitième place au niveau national avec une population qui a largement dépassé 1 100 000 habitants. Elle est d'un grand intérêt à la fois géographique, historique, économique et social.

A l'échelle de la région du nord centre du pays qui regroupe dix wilayates (Béjaïa, Bouira, Boumerdès, Alger, Tipaza, Blida, Médéa, Ain- Defla et Chlef), les agglomérations de l'aire de l'étude et de la Wilaya de Chlef et particulièrement le chef lieu de commune, compte tenu de sa situation géographique de carrefour et à mi distance d'Alger et d'Oran, sont appelés à jouer un rôle d'équilibre dans l'organisation de l'armature urbaine nationale.

Bénéficiant de plusieurs infrastructures stratégiques telles que l'autoroute est-ouest, les routes nationales n°4 et n°19, le chemin de fer etc....

La ville de Chlef s'inscrit dans une nouvelle fonction de métropole d'équilibre. Ainsi, elle est appelée à rayonner sur un espace plus large intégrant les wilayates de Relizane à l'ouest, Ain-Defla à l'est et Tisemsilt au sud.

L'aire de l'étude est constituée par les quatre communes suivantes :

- Commune D'OULED ABBES ;
- Commune D'OUED FODDA ;
- Commune EL KARIMIA ;
- Commune de HARCHOUN ;

Sont limitée par :

- Au nord, par la commune de Beni Rached ;
- Au sud, par la Wilaya de Tissemsilt ;
- A l'est, par les Wilayates de Ain Defla et Tipaza ;
- A l'ouest, par les communes de Chlef et Oum Drou;

I.2.Situation topographique :

Un relief diversifié constitué par 4 régions naturelles s'orientant parallèlement au littoral, à savoir :

- Au nord, les hautes collines des monts du Dahra et du Zaccar ;
- Au sud, celles de l'Ouarsenis ;
- Au centre, les plaines ;
- Enfin, la région côtière qui s'étend sur 130 Km, environ.

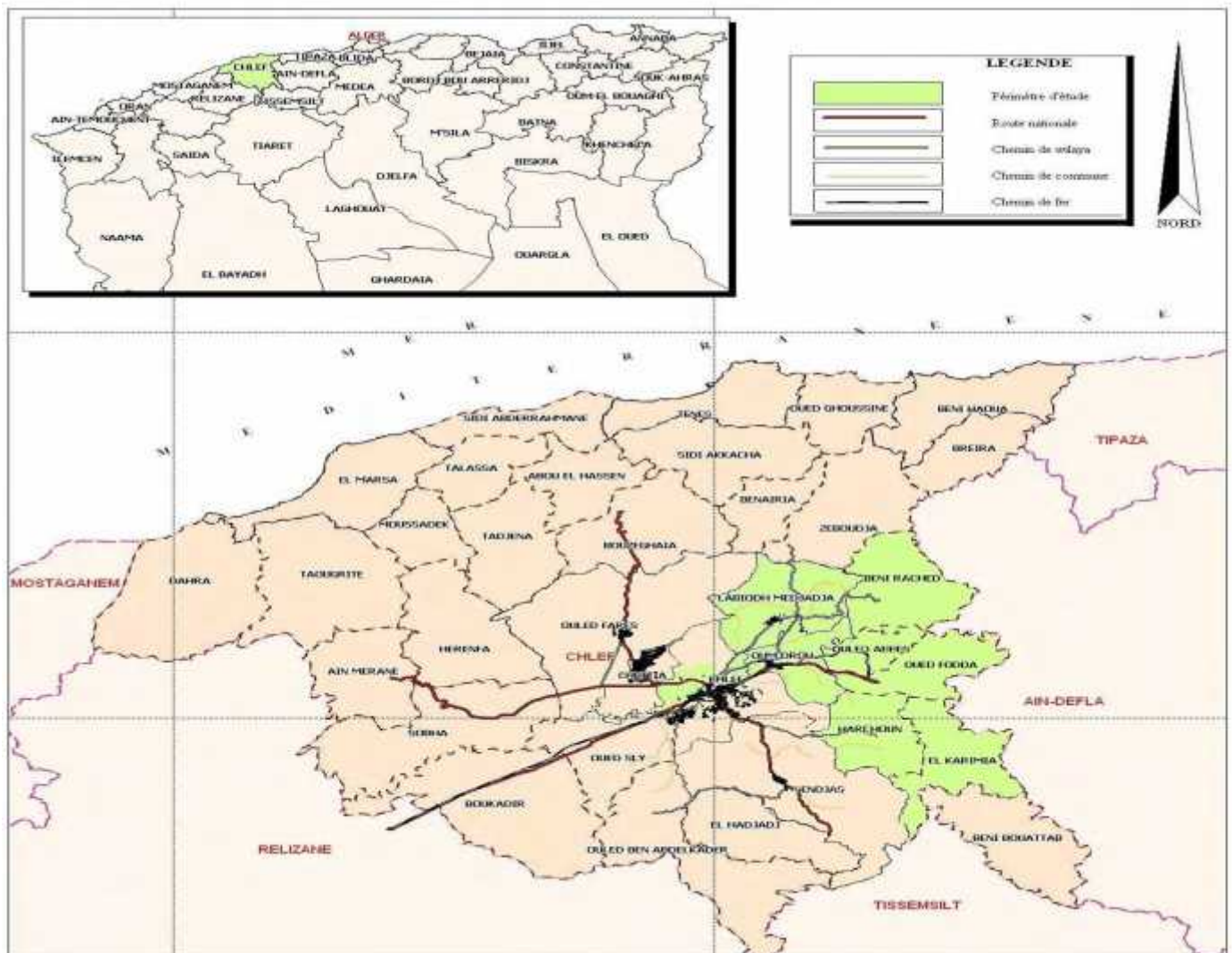


Figure 1.1 : Carte de Délimitation de l'Aire d'Etude

I.3. Situation climatique :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la détermination des besoins en eau potable de la zone d'étude et la construction des ouvrages du projet, conduite de transfert et réservoirs essentiellement.

La station climatologique de référence est celle de Chlef(012219).

a) Pluviométrie :

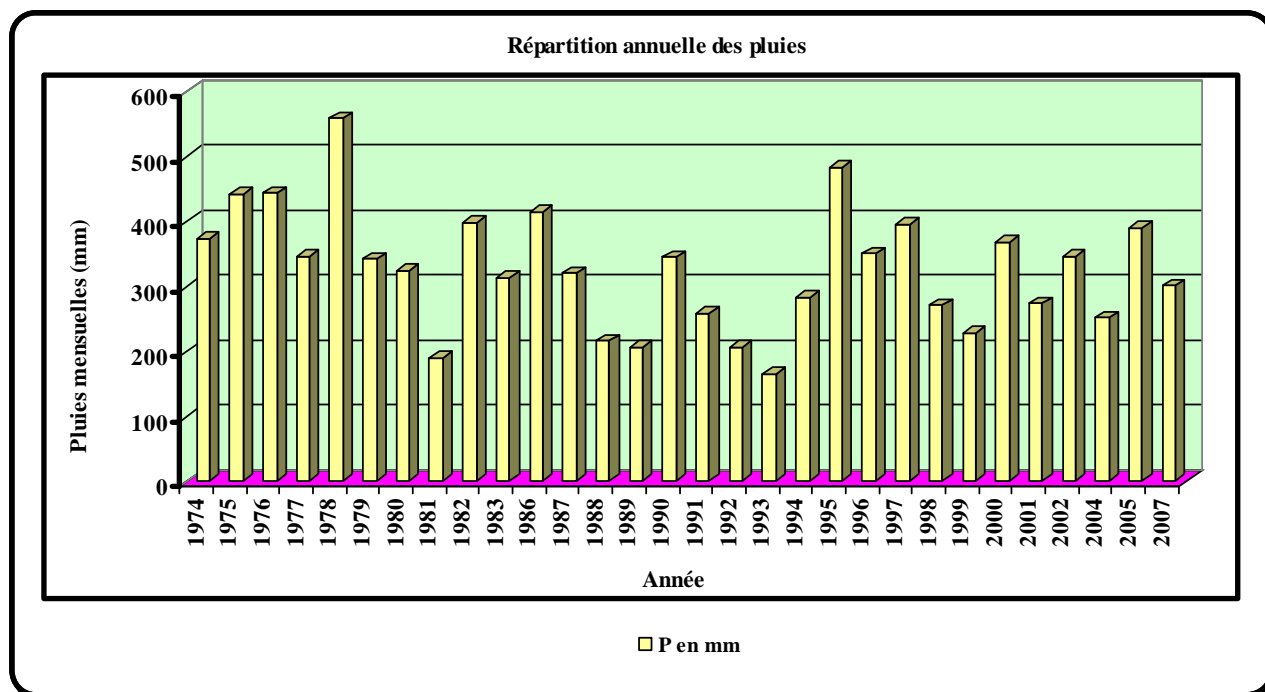
La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude est comprise entre 400 et 500 mm d'après l'ANRH.

La répartition de la Pluie moyenne interannuelle estimée à partir de la série d'observation de la station pluviométrique (012219) de l'ANRH est comme suit :

Tableau I.1 : Répartition annuelle des précipitations.

Année	P en (mm)	Année	P en (mm)
1974	374,1	1991	259
1975	442,9	1992	207,4
1976	444,3	1993	165
1977	346,6	1994	282,8
1978	559,5	1995	483,3
1979	342,5	1996	350,5
1980	324,4	1997	396,4
1981	190,2	1998	271,2
1982	397,9	1999	229,1
1983	314,3	2000	368,7
1986	415,9	2001	273,8
1987	320,6	2002	347
1988	216,6	2004	252,2
1989	206,6	2005	389,6
1990	345,2	2007	301,6

Station de Chlef (012219).

**Histogramme I.1 : Répartition annuelle des précipitations**

La précipitation moyenne, calculée à partir de la série d'observation de la station de Chlef (012219) est de 327,3 mm.

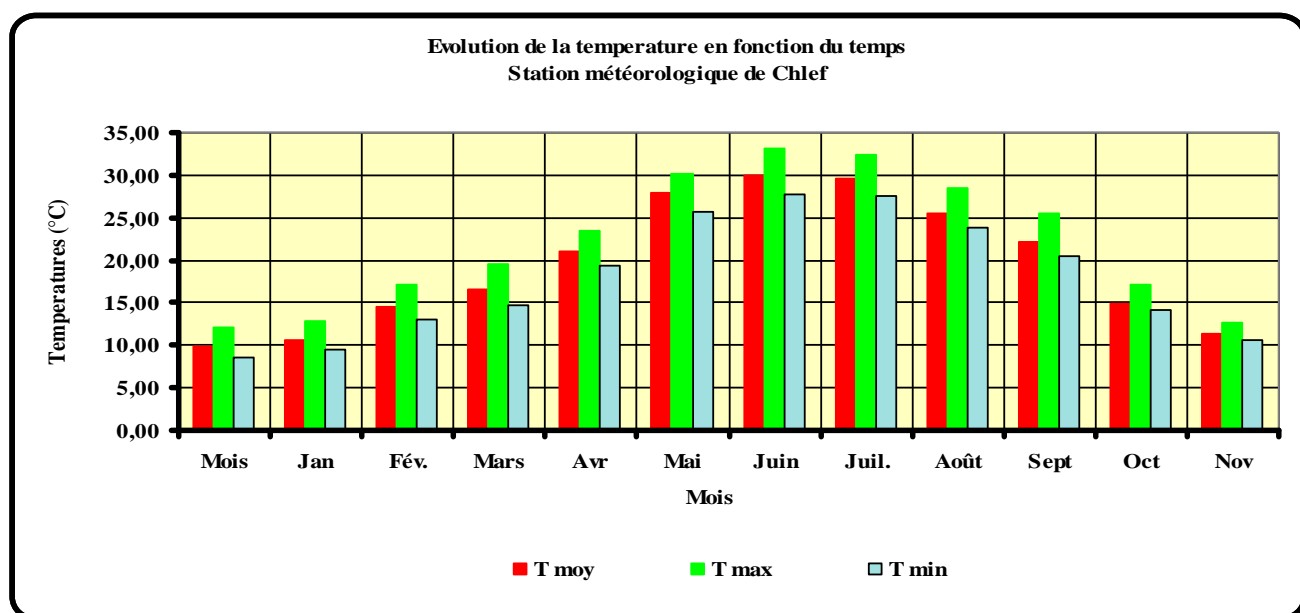
b) Températures :

La distribution mensuelle de la température est donnée au (tableau I.2) :

Tableau I.2: Moyennes mensuelles des températures minimales et maximales

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T moy °C	9,87	10,65	14,50	16,63	21,08	27,85	30,00	29,53	25,50	22,15	14,90	11,30
T max °C	12,13	12,92	17,08	19,53	23,55	30,25	33,15	32,47	28,50	25,42	17,20	12,75
T min °C	8,60	9,57	13,02	14,75	19,32	25,63	27,78	27,52	23,90	20,57	14,07	10,57

Station météorologique de Chlef



Histogramme I.2 : Evolution des températures moyennes, maximales et minimales

Le gradient de la température moyenne du mois le plus froid (janvier) au mois le plus chaud (juillet) varie entre 9,87°C et 30°C. Le mois le plus chaud est de 3,04 fois plus que le mois le plus froid. En d'autres termes, le mois le plus froid ne représente que 33% du mois le plus chaud.

Les mois les plus chauds correspondent aux mois de juillet à septembre. Les mois les plus froids sont ceux de décembre à février.

c) Evaporation :**Tableau I.3: Evaporation moyenne mensuelle et moyenne inter –annuelle.**

Mois	Evap moy (mm)	% Evaporation moyenne annuel
Jan	49,17	2,84
Fév	58	3,35
Mars	86,83	5,02
Avr	102,33	5,92
Mai	169	9,77
Juin	243,83	14,1
Juil	295,67	17,09
Août	262,17	15,16
Sept	187,17	10,82
Oct	149,17	8,62
Nov	74,87	4,26
Dec	52,67	3,05
An	1729,6	100

Station météorologique de Chlef

- L'évaporation moyenne interannuelle est de 173,87 mm.
- Le mois de juillet est le mois on enregistre l'évaporation la plus élevée de l'année, soit 295,67 mm tandis que le mois de janvier est le mois où l'on enregistre l'évaporation la plus basse, soit 49,17mm.

d) Caractérisation du climat :

Pour faire la classification de climat il faut calculer l'indice d'aridité de Martonne. Cet indice va nous permettre de connaître le degré de sécheresse de la région pour son calcul nous utiliserons la formule ci-dessous :

$$I_A = P / (T + 10)$$

I_A : indice d'aridité

P : précipitation moyennes annuelle (mm)

T : température moyennes annuelle (c°)

Une fois que nous avons calculé cet indice, nous allons le comparer avec les valeurs Limites qui sont résumées dans le (tableau I.4).

Tableau I.4 : Classification de climat selon MARTONNE.

Valeurs de I_A	Types de climat	Remarque sur le nécessite d'irrigation
$I_A < 5$	désertique	indispensable
$5 < I_A < 10$	Très sec	indispensable
$10 < I_A < 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < I_A < 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I_A > 30$	Humides	inutile

$$I_a = 327,3 / (19,50 + 10) = 11,09$$

$10 < I_a < 20 \Rightarrow$ le climat de Chlef est de type semi-aride.

☛ La zone d'étude appartient à l'étage bioclimatique semi-aride. L'aire de l'étude est caractérisée par un climat à cuvette, froid en hiver et très chaud en été.

I.4. Séismicité de la région d'étude :

La région d'étude est située dans la zone III. Elle est caractérisée par une sismicité forte (voir figure I.2). Elle a connue plusieurs séismes destructeurs :

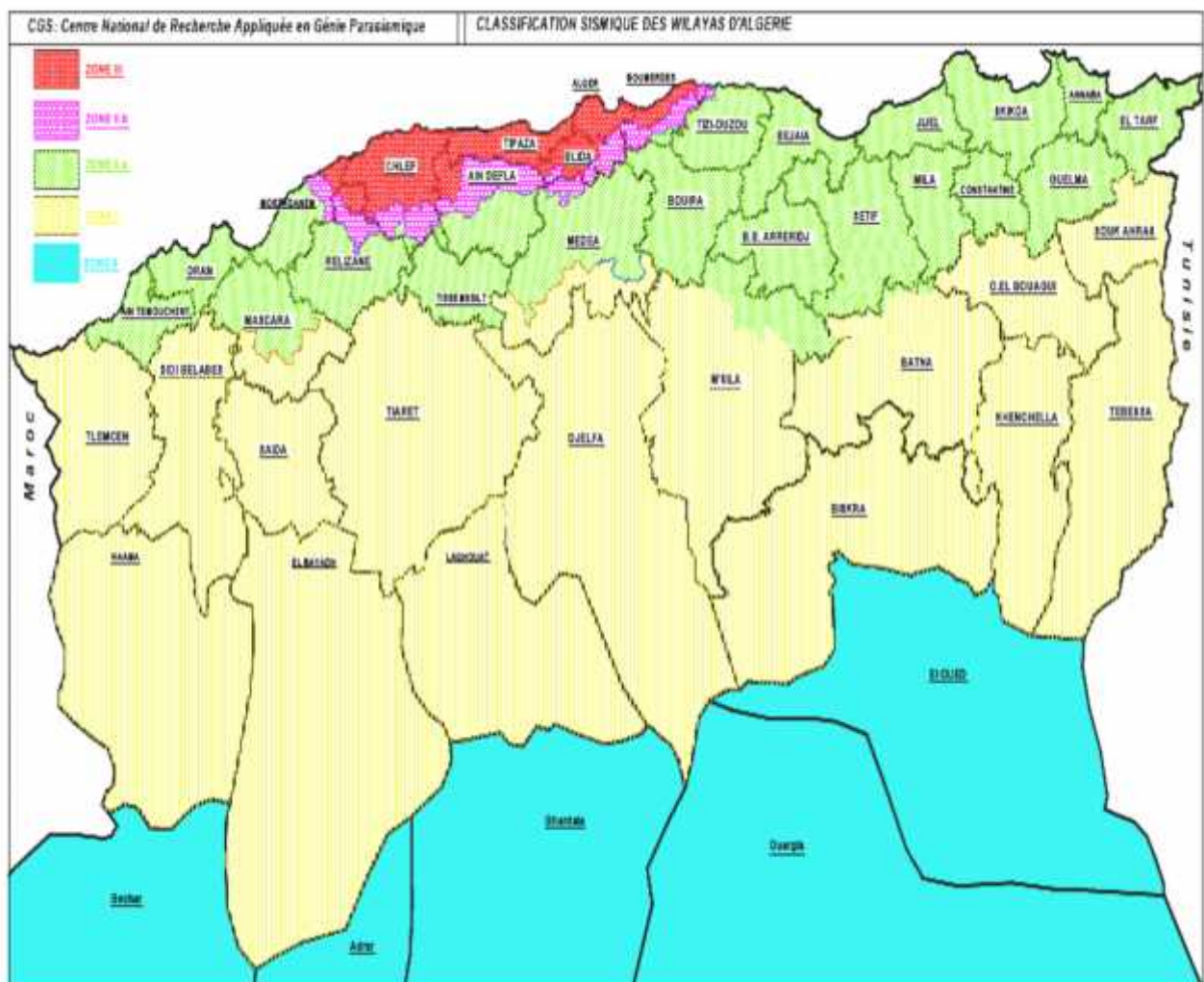


Figure I.2: Séismes Carte de zonage sismique du territoire national, et localisation (carré rouge) de la région d'étude (d'après CGS 2003)

Zone d'activité sismique permanente, la région a été ébranlée par un terrible tremblement de terre le 10 octobre 1980, séisme très meurtrier qui a totalement déstructuré la configuration urbaine de la ville. Ce séisme du 10 octobre 1980, de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter, a été le plus destructeur avec plus de 23 % de constructions détruites et une grande perte de vies humaines.

I.5. Hydrographie :

Une hydrographie moyenne avec, particulièrement, Oued Cheliff dont le cours d'eau est le plus important d'Algérie et qui traverse la wilaya d'est en ouest.

I.6. Situation hydraulique :

A l'heure actuelle, le taux de raccordement en eau potable et de réseau d'assainissement est de 88% et 80% successivement. L'alimentation en eau potable et industrielle du territoire faisant l'objet de notre étude se fait à partir de plusieurs ressources, notamment:

- Des forages et des puits, au nombre de 15 environ, implantées dans les alluvions de la zone d'étude avec un débit exploité de 107 l/s.

La capacité de stockage de la zone d'étude est de 8800 m³ divisé entre les 4 communes comme il a été représenté dans le (tableau I.5).

Tableau I.5 : production en eau et capacité de stockage de l'air d'étude.

Commune		Nombre des forages	Débit exploité (l/s)	Nombre des réservoirs	Capacité de stockage (m ³)
Oued fodda	Oued Fodda	3	31	4	4000
	Zebabdja	1	9	2	2000
Ouled Abbes		4	-	3	2800
Karimia		3	23	4	5550
Harchoun	Harchoun	5	24	6	1650
	Bounaama	-	-	1	1000

I.7. Présentation de l'unité de dessalement de l'eau de mer :

L'unité de dessalement de l'eau de mer à Ténès se situe dans la zone d'expansion touristique de Mainis, à la sortie de la ville côtière d'environ 6km ouest de la ville de Ténès et 60km de la ville de Chlef, elle s'étend sur une superficie de 6100m².

Elle est créée pour éliminer la déficience en matière d'alimentation en eau potable des cartiers de la commune Côtière « Mainis » qui reçoit de nombreux estivants en été.

La première station de dessalement de l'eau de mer par osmose inverse a été installée le 17 janvier 2007 par l'entreprise de traitement hydraulique (hydrotraitement) au niveau de la wilaya de Boumerdes (station monobloc).

En février 2007, la station a fait l'objet d'un transfert à partir de Corso, wilaya de Boumerdes vers Ténès, les travaux de réalisation de projet ont pris fin le 6 juin 2007. Les premiers essais ont débuté le 15 juin 2007 avec le groupe électrogène. Le jeudi 19 juillet 2007, la station a été mise en service.

L'unité de dessalement de Ténès a pour but de produire l'eau douce pour la consommation humaine. Cette dernière comprend une station de pompage des eaux brutes, un décanteur lamellaire avec pompes de transfert des eaux, une station de dessablement, un poste de transformation, un groupe électrogène de secours, un local de stockage, un magasin, un logement de service et un laboratoire. Les capacités de l'unité sont de l'ordre de 200000m^3 par jour. Les procédés de production conduisent à des rejets liquides d'un débit de 416m^3 par heure, qui est ensuite rejeté par des canalisations à la mer.

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 : Les besoins en eau de la zone
d'étude***

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

Classiquement les consommateurs potentiels en eau dans un tissu urbain sont classés comme suit :

- Besoins Domestiques.
- Besoins des Equipements Publics.
 - Scolaires.
 - Administratifs.
 - Sanitaires.
 - Culturels.
 - Commerciaux.
 - Services.
- Besoins industriel.

II.1. Evaluation de la population :

La population à différents horizons est estimée à partir de la formule des croissances composées, qui est :

$$P = P_0 * (1+T)^n \quad (II-1)$$

Où:

- P : Population à l'horizon d'étude (hab).
- P₀: population à l'année de recensement (hab).
- T : Taux d'accroissement démographique.
- n : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

Sur la base du recensement de la population RGPH 2008 et du taux d'accroissement (2,04% pour les horizons 2008 et 2030) communiqués par la Direction des ressources en eau de la Wilaya de Chlef, nous donnons, au tableau II.1 la population de l'aire de l'étude estimée à l'horizon 2030.

Tableau II.1 : la population de l'aire de l'étude estimée a l'horizon 2030.

Agglomération	Type	Population RGPH 2008 (hab)	Population Projetée 2030 (hab)
OUED FODDA	A.C.L	20208	31512
Zebabdja	A.S	6464	10080
Bir Safsaf	A.S	3956	6169
Dahmania	A.S	1227	1913
Sekassik	A.S	1443	2250
Zemoul	A.S	1126	1756
Djaouti Salah	A.S	1572	2451
Kouadjlia	A.S	798	1244
Cité Caper	A.S	1008	1572
Medjamia	A.S	1110	1731
Zone Eparsé		3592	5601
Total		42504	66280
OULED ABBES	A.C.L	5618	8761
Ouled Bouali	A.S	1559	2431
Hemaid	A.S	541	844
Braithienne Dhokara	A.S	1050	1653
Total		8778	13688
EL KARIMIA	A.C.L	14868	23185
Sidi Ali Aichoun	A.S	1964	3063
Chekallil	A.S	938	1463
Bessakra	A.S	1034	1612
Cité 250 logts Hemri	A.S	1596	2489
Zone Eparsé	A.S	9251	14426
Total		29651	46237
HARCHOUNE	A.C.L	3872	6038
Kouacheria +VSA 18	A.S	2652	4135
Thénea	A.S	1791	2793
M'Zaouet (VSA 17)+kouari	A.S	1820	2838
El Abadla	A.S	716	1117
Bounaama	A.S	1213	1892
Felafla	A.S	639	996
Bezair	A.S	735	1146
Zone Eparsé		4799	7483
Total		18237	28438
total général		99170	154643

Avec :

ACL : agglomération chef lieu ;

AS : agglomération secondaire (type rural) ;

II.2. Evaluation des besoins en eau potable:

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

II.2.1. Dotation en eau potable :

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération.

Suite aux orientations de Direction des ressources en eau de la Wilaya de Chlef et les recommandations internationales les dotations pour les différentes agglomérations de l'aire de l'étude sont représenté dans le (tableau II.2):

Tableau II.2 : les dotations pour les différentes agglomérations de l'aire de l'étude

Désignation	Dotation (l/j/hab)
Agglomérations Urbaine et Agglomération Chef Lieu	200
Agglomération semi-rurale	150
Agglomération rurale et Zone éparse	100

II.2.2 Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule :

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

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

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

N : Nombre de consommateurs. (hab)

Les besoins domestiques pour les différentes zones sont indiqués dans le (tableau II.3):

Tableau II.3 : besoins domestiques pour les différentes zones de l'air d'étude.

Agglomération	Type	dotation (l/j)	Population Projetée 2030(hab)	Demande moyenne journalière (m ³ /j)
OUED FODDA	A.C.L	200	31512	6302,4
Zebabdja	A.S	150	10080	1512
Bir Safsaf	A.S	150	6169	925,35
Dahmania	A.S	150	1913	286,95
Sekassik	A.S	150	2250	337,5
Zemoul	A.S	150	1756	263,4
Djaouti Salah	A.S	150	2451	367,65
Kouadjlia	A.S	150	1244	186,6
Cité Caper	A.S	150	1572	235,8
Medjamia	A.S	150	1731	259,65
Zone Eparsé		100	5601	560,1
Total			66280	11237,4
OULED ABBES	A.C.L	200	8761	1752,2
Ouled Bouali	A.S	150	2431	364,65
Hemaid	A.S	150	844	126,6
Braihienne Dhokara	A.S	150	876	131,4
Zone Eparsé	A.S	100	777	77,7
Total			13688	2452,55
EL KARIMIA	A.C.L	200	23185	4637
Sidi Ali Aichoun	A.S	150	3063	459,45
Chekallil	A.S	150	1463	219,45
Bessakra	A.S	150	1612	241,8
Cité 250 logts Hemri	A.S	150	2489	373,35
Zone Eparsé	A.S	100	14426	1442,6
Total			46237	7373,65
HARCHOUNE	A.C.L	200	6038	1207,6
Kouacheria +VSA 18	A.S	150	4135	620,25
Thénea	A.S	150	2793	418,95
M'Zaouet (VSA 17)+kouari	A.S	150	2838	425,7
El Abadla	A.S	150	1117	167,55
Bounaama	A.S	150	1892	283,8
Felafla	A.S	150	996	149,4
Bezair	A.S	150	1146	171,9
Zone Eparsé		100	7483	748,3
Total			28438	4193,45
total général			154643	25257,05

II.2.3. Besoins des équipements :

Les besoins des équipements regroupent tous les besoins (administratifs, scolaires, sanitaires, culturels et sportifs).

II.2.4. Besoins sanitaires :*Tableau II.4 : Evaluation des besoins sanitaires.*

Nature de l'établissement	nombre de lit	Dotation (m ³ /j.lit)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
salle de soins	100	0,3	30
centre de santé	200	0,3	60
total	300	0,3	90

II.2.5. Besoins scolaires :*Tableau II.5 : Evaluation des besoins scolaires..*

l'établissement	nombre d'élève	Dotation (m ³ /j.élève)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Ecoles	3432	0,02	68,64
C.E.M	4022	0,02	80,44
Lycées	3500	0,02	70
Crèches	700	0,02	14
Téchnicume	2000	0,02	40
total	13654	0,02	273,08

II.2.6. Besoins commerciaux :*Tableau II.6 : Evaluation des besoins commerciaux.*

type de besoins	Surface (m ²)	Dotation (m ³ /j.m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
centre commercial	3000	0,005	15
commerce privé	10000	0,005	50
marché couvert	4000	0,005	20
total	17000	0,005	85

II.2.7. Besoins socioculturels et sportifs :*Tableau II.7 : Evaluation des besoins socioculturels et sportifs*

désignation	surface ou place	Dotation (m ³ /j.m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
salle omnisport	2000	0,16	320
mosquée	7000	0,1	700
bibliothèque	423	0,005	2
centre culturel	600	0,015	9
stade	5000	0,03	150
aires de jeux	3000	0,04	120
total			1301

II.2.8. Besoins publics :*Tableau II.8 : Evaluation des besoins publics.*

l'établissement	nombre d'employées	Dotation (m ³ /j.unité)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
APC	1500	0,015	22,50
PTT	1500	0,015	22,50
Daïra	1200	0,015	18
protection civile	200	0,015	3
agence bancaire	250	0,015	3,75
sonelgaz	500	0,015	7,50
gendarmerie	500	0,015	7,50
total	5650	0,015	84,75

Les besoins journaliers domestiques et d'équipements (m³/j) des agglomérations sont récapitulée dans le (tableau II.9).

Tableau II.9 : Récapitulation de toutes les besoins de la zone à desservir.

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
domestique	25257,05
sanitaires	90
scolaires	273,08
commerciaux	85
socioculturels et sportifs	1301,115
publics	84,75
total	27091

II.3. Estimation des pertes :

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc..

Ces pertes sont aussi de différents types: eau de lavage et de nettoyage (des filtres et des décanteurs de la station de traitement, des réservoirs), les fuites dans tous les ouvrages et en particulier dans les réseaux d'adduction et de distribution, les pertes accidentelles en cas de ruptures des conduites, vidange de conduites (en cas de travaux, remplacement de conduites ou de vannes, branchements avant, etc.....).

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau.
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.....).

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit : Considérant un taux de perte de 20%

$$\text{Les Besoins} = 20\% \cdot \text{Demande totale (m}^3/\text{j)} ;$$

$$= 1.2 \cdot Q_{\text{moy j}} = 1.2 \cdot 27091 = 32509.2 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4. Caractéristique de la consommation en eau :

Les besoins des consommateurs varient dans le temps. Celle-ci peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend essentiellement du mode de vie de l'abonnée. Ces variations servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et besoins moyens journaliers et aussi entre les débits maximums horaires et débits moyens horaires. [5]

II.4.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalier :

La consommation d'eau est variable en fonction du mois du jour de la semaine et de, l'heure de la journée. Les ouvrages de prise, de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites, etc.....) doivent être dimensionnés pour pouvoir fournir la demande journalière maximale (la journée de pointe ou la pointe journalière), de l'année du projet. On définit alors un coefficient de pointe journalière

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

Avec :

$K_{\text{max, j}}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier ;

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

$Q_{\text{moy, j}}$: Débit de consommation moyen journalier (m^3/j).

La valeur de $K_{\text{max, j}}$ varie entre 1,1 et 1,3. Dans notre cas on prend : $K_{\text{max, j}} = 1.3$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.4.2. Coefficient d'irrégularité journalière minimum :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}}$$

Avec :

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier ;

$Q_{\min,j}$: Débit de consommation minimum journalier (m^3/j).

$Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier (m^3/j).

La valeur de $K_{\min,j}$ varie entre 0,7 et 0,9 .Dans notre cas on prend : $K_{\min,j} = 0,9$;

Ce coefficient indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

II.4.3. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) :

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

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

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

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

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

On prend $K_{\max,j}=1,3$.

D'où : $Q_{\max,j}=1,3*Q_{\text{moy},j}$

II.4.4. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

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

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy} j} \quad (\text{II-4})$$

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

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

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

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

D'où : $Q_{\min,j}=0,9*Q_{\text{moy},j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le (tableau II-10):

Tableau II.10: Récapitulatif des besoins journalières $Q_{min,j}; Q_{moy,j}; Q_{max,j}$ (m^3/j)

Agglomérations	Besoins domestiques (m^3/j)	Besoins d'équipements (m^3/j)	Besoins totaux majoré avec 20% $Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)
OUED FODDA	9725,4	343,85	12083,1	1,3	15708,03	0,9	10874,79
Zebabdja	1512	114,62	1951,94	1,3	2537,53	0,9	1756,75
EL KARIMIA	7373,65	458,47	9398,54	1,3	12218,11	0,9	8458,69
HARCHOUNE	3909,65	435,54	5214,23	1,3	6778,50	0,9	4692,81
Bounaama	283,8	22,93	368,08	1,3	478,50	0,9	331,27
OULED ABBES	2452,55	458,47	3493,22	1,3	4541,19	0,9	3143,90
totaux	25257,05	1833,88	32509,12	1,3	42261,85	0,9	29258,20

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier.

II.4.5. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($k_{max,h}$) :

Les ouvrages de distribution d'eau (réseau, réservoirs) doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale (l'heure de pointe ou la pointe horaire), de la journée de pointe, de l'année du projet. On définit aussi un coefficient de pointe horaire :

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

Avec :

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.

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le (tableau II.11) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.11 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
S_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Pour $K_{max,h}$ des agglomérations, sont récapitulés dans le (tableau II.12).

Tableau II.12 : $K_{max,h}$ pour chaque agglomération.

Agglomérations	Population en 2030	$r_{max,h}$	$S_{max,h}$	$K_{max,h}$
Oued FODDA	56199	1,3	1,13	1,469
Zebabdja	10080	1,3	1,3	1,69
EL KARIMIA	46237	1,3	1,38	1,794
HARCHOUNE	26546	1,3	1,17	1,521
Bounaama	1892	1,3	1,72	2,236
OULED ABBES	13688	1,3	1,26	1,638

II.4.6. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($k_{min,h}$) :

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

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

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 0,4 à 0,6 et dépend du niveau de développement local.

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le (tableau II.13) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
S_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Tableau II.14: $K_{min,h}$ pour chaque agglomération.

Agglomérations	Population en 2030(hab)	$r_{min,h}$	$S_{min,h}$	$K_{min,h}$
Oued FODDA	56199	0,5	0,64	0,32
Zebabdja	10080	0,5	0,4	0,2
EL KARIMIA	46237	0,5	0,62	0,31
HARCHOUNE	26546	0,5	0,56	0,28
Bounaama	1892	0,5	0,1	0,05
OULED ABBES	13688	0,5	0,44	0,22

II.4.7. Variation des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Le débit moyen horaire (horizon 2030) est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \quad (m^3/h) \quad (II-5)$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m^3/h)

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

Dans la présente étude, la détermination du débit de pointe se repose sur la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans diverses communes en se basant sur le (tableau II.15).

Tableau II.15: Répartition horaire du débit maximum journalier.

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

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

Etant donné que la zone d'étude comprend six localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elle.

A l'horizon 2030 :

- Les agglomérations à savoir Karimia et Bounaama dont le nombre d'habitant de chacune est < 10000 correspondent à la première colonne de répartition.
- Les agglomérations Harchoune, Zebabdja et Ouled Abbes dont le nombre d'habitant de chacune est compris entre 10 000 et 50 000 correspondent à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

- L'agglomération d'Oued Fodda à un nombre d'habitant compris entre 50000 et 10000 correspondant à la troisième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.16: Variation du débit horaire de l'agglomération de Karimia.

heurs	%	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
0-1	1	122,18
1-2	1	122,18
2-3	1	122,18
3-4	1	122,18
4-5	2	244,36
5-6	3	366,54
6-7	5	610,91
7-8	6,5	794,18
8-9	6,5	794,18
9-10	5,5	672,00
10-11	4,5	549,81
11-12	5,5	672,00
12-13	7	855,27
13-14	7	855,27
14-15	5,5	672,00
15-16	4,5	549,81
16-17	5	610,91
17-18	6,5	794,18
18-19	6,5	794,18
19-20	5	610,91
20-21	4,5	549,81
21-22	3	366,54
22-23	2	244,36
23-24	1	122,18
TOTAL	100	12218,11

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Karimia est de 855.27 m³/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.17: Variation du débit horaire de l'agglomération de Bounaama.

heurs	%	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
0-1	1	4,78
1-2	1	4,78
2-3	1	4,78
3-4	1	4,78
4-5	2	9,57
5-6	3	14,35
6-7	5	23,92
7-8	6,5	31,10
8-9	6,5	31,10
9-10	5,5	26,32
10-11	4,5	21,53
11-12	5,5	26,32
12-13	7	33,49
13-14	7	33,49
14-15	5,5	26,32
15-16	4,5	21,53
16-17	5	23,92
17-18	6,5	31,10
18-19	6,5	31,10
19-20	5	23,92
20-21	4,5	21,53
21-22	3	14,35
22-23	2	9,57
23-24	1	4,78
TOTAL	100	478,50

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Bounaama est de 33.49 m³/h et survient entre midi et 14h.

Tableau II.18: Variation du débit horaire de l'agglomération de Harchounn.

heurs	%	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
0-1	1,5	101,68
1-2	1,5	101,68
2-3	1,5	101,68
3-4	1,5	101,68
4-5	2,5	169,46
5-6	3,5	237,25
6-7	4,5	305,03
7-8	5,5	372,82
8-9	6,25	423,66
9-10	6,25	423,66
10-11	6,25	423,66
11-12	6,25	423,66
12-13	5	338,92
13-14	5	338,92
14-15	5,5	372,82
15-16	6	406,71
16-17	6	406,71
17-18	5,5	372,82
18-19	5	338,92
19-20	4,5	305,03
20-21	4	271,14
21-22	3	203,35
22-23	2	135,57
23-24	1,5	101,68
TOTAL	100	6778,50

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Harchoune est de 423.66 m³/h et survient entre 10h et 12h.

Tableau II.19: Variation du débit horaire de l'agglomération de Zebabdja

heurs	%	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
0-1	1,5	38,06
1-2	1,5	38,06
2-3	1,5	38,06
3-4	1,5	38,06
4-5	2,5	63,44
5-6	3,5	88,81
6-7	4,5	114,19
7-8	5,5	139,56
8-9	6,25	158,60
9-10	6,25	158,60
10-11	6,25	158,60
11-12	6,25	158,60
12-13	5	126,88
13-14	5	126,88
14-15	5,5	139,56
15-16	6	152,25
16-17	6	152,25
17-18	5,5	139,56
18-19	5	126,88
19-20	4,5	114,19
20-21	4	101,50
21-22	3	76,13
22-23	2	50,75
23-24	1,5	38,06
TOTAL	100	2537,53

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Zebabdja est de 158.60 m³/h et survient entre 10h et 12h.

Tableau II.20: Variation du débit horaire de l'agglomération d'Ouled Abbès

heurs	%	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)
0-1	1,5	68,12
1-2	1,5	68,12
2-3	1,5	68,12
3-4	1,5	68,12
4-5	2,5	113,53
5-6	3,5	158,94
6-7	4,5	204,35
7-8	5,5	249,77
8-9	6,25	283,82
9-10	6,25	283,82
10-11	6,25	283,82
11-12	6,25	283,82
12-13	5	227,06
13-14	5	227,06
14-15	5,5	249,77
15-16	6	272,47
16-17	6	272,47
17-18	5,5	249,77
18-19	5	227,06
19-20	4,5	204,35
20-21	4	181,65
21-22	3	136,24
22-23	2	90,82
23-24	1,5	68,12

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Ouled Abbès est de 283.82 m³/h et survient entre 10h et 12h.

Tableau II.21: Variation du débit horaire de l'agglomération d'Oued Fodda

heurs	%	Q _{maxh} (m ³ /h)
0-1	3	471,24
1-2	3,2	502,66
2-3	2,5	392,70
3-4	2,6	408,41
4-5	3,5	549,78
5-6	4,1	644,03
6-7	4,5	706,86
7-8	4,9	769,69
8-9	4,9	769,69
9-10	5,6	879,65
10-11	4,8	753,99
11-12	4,7	738,28
12-13	4,4	691,15
13-14	4,1	644,03
14-15	4,2	659,74
15-16	4,4	691,15
16-17	4,3	675,45
17-18	4,1	644,03
18-19	4,5	706,86
19-20	4,5	706,86
20-21	4,5	706,86
21-22	4,8	753,99
22-23	4,6	722,57
23-24	3,3	518,36
TOTAL	100	15708,03

Le débit de pointe Q_{max,h} pour Oued Fodda est de 879.65 m³/h et survient entre 9het 10h.

II.5. Calcul de déficit de consommation :

Dans le but de satisfaire les besoins en eau des localités à l'horizon d'étude (2030), il faudra déterminer le déficit en eau à combler par la mobilisation d'autres ressources comme les eaux du dessalement de la station du Ténès pour notre cas.

Le déficit est défini par la différence entre les besoins estimés et la production en eau actuelle.

Tableau II.22: Tableau des déficits à combler à l'an 2030.

Agglomérations	Besoins en eau à l'an 2030 $Q_{\max j}$ (m ³ /j)	production actuelle en eau (m ³ /j)	Déficit en eau (m ³ /j)
OUED FODDA	15708,03	2678,4	13029,63
Zebabdja	2537,53	777,6	1759,9272
EL KARIMIA	12218,11	1987,2	10230,9072
HARCHOUNE	6778,50	777,6	6000,8964
Bounaama	478,50	-	-
OULED ABBES	4541,19	-	-

Conclusion :

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2030, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que le dimensionnement de l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III : Etude des réservoirs

Introduction:

Le réservoir est un ouvrage hydraulique permettant l'accumulation en général de l'eau, il doit être résistant, étanche tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution.

Le débit maximum demandé aux heures de pointe et la quantité d'eau nécessaire pour combattre efficacement les incendies.

III.1. Rôle des réservoirs:

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

- **l'emmagasinement** : lors des heures creuses pendant la journée ($Q_{\text{apport}} > Q_{\text{demandé}}$), un volume se cumule dans le réservoir, on dit que le réservoir se remplit. Pendant les heures qui suivent, où la consommation est élevée ($Q_{\text{demandé}} > Q_{\text{apport}}$), l'écart entre ces deux débits sera compensé par le volume emmagasiné auparavant, on dit que réservoir se vide.
- **d'un régulateur de pressions** : en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
- **l'équilibre** : si le réseau s'allonge (augmentation de sa longueur par rapport à la position du réseau principal), aux points les plus éloignés, apparaissent des pressions faibles. dans ce cas, on installe un réservoir d'équilibre qui permet d'augmenter les pressions faibles et les débits dans la partie du réseau étendue. le réservoir d'équilibre joue le rôle d'un contre réservoir par rapport au principal.
- **d'une brise-charge** : son utilité est d'abaisser la pression dans une adduction (au point bas) à celle de l'atmosphère (en tout point le long de la canalisation, si la pression dépasse celle de fonctionnement normal, on doit protéger la canalisation contre les ruptures en plaçant un réservoir qui va amener la pression à la pression atmosphérique de telle sorte l'emplacement de ce dernier assure des pressions optimales le long de la conduite, on dit que le réservoir joue le rôle d'une brise-charge).
- **d'un relai** : ou intermédiaire, ce que nous appelons souvent un réservoir tampon. Dans une adduction mixte ; refoulement-gravitaire ; ce type de réservoir est nécessaire pour éviter les dépressions et la cavitation, il assure aussi la continuité de la distribution en cas de l'arrêt de la pompe.
- **L'assurance de la réserve d'incendie** : une demande en eau exceptionnelle qui sera utile en cas d'incendie, son volume est toujours réservé qui est au moins 120 m^3 . Comme le réservoir offre d'autres réserves qui ont comme avantages :
 - ✓ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
 - ✓ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
 - ✓ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
 - ✓ Simplification de l'exploitation.
 - ✓ Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.

- ✓ Régularité des pressions dans le réseau.

III.2. Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants :

a) Situation par rapport au sol :

Réservoir enterré.

Réservoir semi enterré.

Réservoir surélevé.

Même niveau avec le sol. [5]

b) Selon les matériaux de construction :

Réservoir métallique.

Réservoir en maçonnerie.

Réservoir en béton armé (ordinaire ou précontraint).

Réservoir en plastique.

c) Selon la forme de la cuve :

Réservoir carré.

Réservoir circulaire.

Réservoir rectangulaire.

Réservoir de forme quelconque. [5]

d) Selon la complexité de la construction :

Réservoir simple.

Réservoir multiple.

Réservoir superposé.

Réservoirs superposés multiples. [5]

e) Selon le mode de couverture :

Réservoir non couvert (bassin).

Réservoir couvert. [5]

III.3. L'emplacement d'un réservoir :

L'emplacement du réservoir doit respecter les aspects suivants :

- Etre le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer.
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité.
- La cote radiée doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau;

L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.

III.4. Capacité de réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.4.1. Réservoirs alimentés gravitairement :

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

III.4.1.1. Méthode de calcul de la capacité de stockage pour le cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant :

Lorsque les réservoirs de l'alimentation en eau potable des abonnés est alimenté par des conduites gravitaires à partir du complexe hydraulique (réservoir tampon) .Il est bien évident que si $Q_a > K_p Q_{moyh}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moyh} < Q_a < K_p Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe d la matinée entre environ 7h et 11h ou la consommation peut atteindre $K_p Q_{moyh}$. [1] [2]

Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à :

$$V_1 = 12Q_a + 4(K_p Q_{moyh} - Q_a) .$$

$$Q_a = Q_{maxj} / T_f ;$$

$$Q_{moyh} = Q_{maxj} / 24 ;$$

$$K_p = K_{maxj} \cdot K_{maxh} ;$$

Avec :

V_1 : volume utile de réservoir (m^3).

Q_a : débit horaire disponible (m^3/h).

Q_{maxj} : débit max journalier (m^3/j) ;

Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h) ;

T_f : temps de fonctionnement de la pompe (20h) ;

K_p : coefficient de pointe ;

Cette capacité est augmentée d'un volume de $120 m^3$ comme réserve d'incendie ; ceci au niveau des ouvrages de stockage des agglomérations desservies par le raccordement.

$$V = V_1 + 120 (m^3);$$

- Pour notre étude on est appelé de calculer la capacité de stockage des villes suivantes : oued fouda et l'agglomération mixte de Zebabedja, la ville de ouled Abbes, la ville de Harchoun et l'agglomération mixte Bounaama, et la ville de Karimia.

Pour des raisons économique et pour éviter autant que possible les pompages inutiles on a choisit des adductions gravitaires pour le remplissage des réservoirs des villes de notre étude.

Les résultats de calcul des capacités des stockages pour les six réservoirs sont représentés dans le tableau III.1 :

Tableau III.1 : capacité de stockage nécessaire pour les six agglomérations à l'horizon 2030.

Agglomération	Q_{maxj} (m^3/j)	Q_{moyh} (m^3/h)	Q_a (m^3/h)	K_p	$K_p \cdot Q_{moyh}$	V_1 (m^3)	V (m^3)
OUED FODDA	15708,03	654,50	785,40	1,74	1140,14	10843,78	10963,78
Zebabdja	2537,53	105,73	126,88	1,95	206,17	3362,22	3482,22
EL KARIMIA	12218,11	509,09	610,91	2,17	1105,23	9308,16	9428,16
HARCHOUNE	6778,50	282,44	338,92	1,95	550,75	4914,41	5034,41
Bounaama	478,50	19,94	23,92	2,17 1	43,28	364,54	484,54
OULED ABBES	4541,19	189,22	227,06	1,95	368,97	3292,36	3412,36

Bilan entre les capacités existantes et les capacités estimées :

D'après l'estimation et la normalisation des capacités des réservoirs nécessaires, il faut la comparer avec les capacités existantes pour avoir le nombre d'ouvrage à réaliser. Le tableau III.2 récapitule les capacités des réservoirs existants, calculer et additionnel des agglomérations de la zone d'étude.

Tableau III.2 : capacités des réservoirs existants, calculées, additionnelles et normalisées des agglomérations de la zone d'étude.

Agglomération	Stockage existant (m^3)	stockage nécessaire (m^3)	stockage additionnel (m^3)	stockage normalisé (m^3)
OUED FODDA	4000	10963,78	6963,78	7500
Zebabdja	2000	3482,22	1482,22	1500
EL KARIMIA	5550	9428,16	3878,16	4000
HARCHOUNE	1650	5034,41	3384,41	4000
Bounaama	1000	484,54	-515,46	
OULED ABBES	2800	3412,36	612,36	750

D'après les résultats du tableau précédant les villes de notre région d'étude ont besoin des nouveaux réservoirs projetés pour assurer l'alimentation en eau potable des abonnés jusqu'à l'horizon 2030 sauf l'agglomération de Bounaama qui a une capacité existante suffisante. L'emplacement de ces réservoirs doit répondre à l'aspect de la projection des réservoirs. Le (tableau III.3) représente les cotes de terrain pour tous les réservoirs.

Tableau III.3 : les cotes de terrain des réservoirs.

Agglomération	Volume de stockage (m ³)	observation	cote de terrain (m)
OUED FODDA	7500	projeté	247,44
Zebabdja	1500	projeté	245
EL KARIMIA	4000	projeté	260
HARCHOUNE	3000	projeté	264
Bounaama	1000	existant	245
OULED ABBES	500	projeté	320

III.4.2 Calcul de la Capacité du Complexe Hydraulique (réservoir tampon) :

Le réservoir tampon est un régulateur de débit il permet de transformer la conduite de refoulement à une conduite gravitaire. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

III.4.2.1. Estimation de la capacité du réservoir tampon :

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

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

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

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

Dés l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de m'adduction gravitaire entre en action de fermeture. [11] [6]

Pour un instant ' t ' le débit sera :

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

Et le volume dV du réservoir sera :

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

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

Donc le volume du réservoir est fonction direct du temps de fermeture du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaître la **loi de manœuvre** du robinet vanne choisi pour l'adduction.

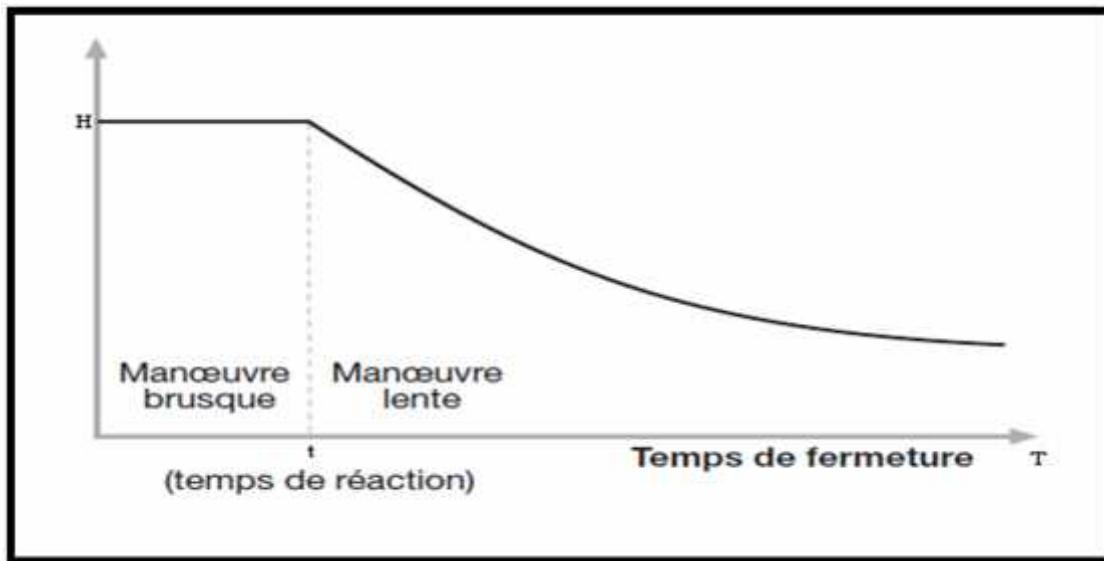


Figure III.1: Lois de manœuvre d'un robinet vanne

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

Le robinet vanne à un temps de fermeture d'une durée de **35min** donc le volume résiduel du réservoir sera :

Le volume de réservoir tampon sera déterminé selon formule suivant :

$$V_{rt} = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

Avec :

$$Q_{tr} : \text{débit transite } (Q_{tr} = \frac{Q_{maxj}}{T_f} = \frac{42261,96}{20} = 2013,098 \text{ (m}^3/\text{h)}.$$

t : le temps de fermeture de robinet vanne (t = 35 min). [12]

$$V_{rt} = \left(\frac{2013,098}{2} \right) * 0,58 = 587,15 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Cette capacité est augmentée d'un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie :

$$V = V_{rt} + 120 = 587,15 + 120 = 707,15 \text{ m}^3 ;$$

On prend donc un volume de 1000 m³. Deux sites ont été étudiés pour le calage du complexe projeté.

- Le premier site est calé à la côte 290 m NGA.
- Le deuxième site est calé à la côte 320 m NGA.

III.5. Dimensionnement du Bâche de reprise de la station de pompage :

La bâche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min). La station de pompage (SP1) se situe à la cote de terrain 206m NGA La bâche de reprise est alimentée par une conduite gravitaire avec un débit entrant de 42261.96 m³/j ; soit un débit de 489.14 l/s.

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

$$V_{\text{bête}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20}$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total (m^3/j).

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$)

Donc le volume de la bête de reprise (SP1) est :

$$V_{\text{bach}} = \frac{42261,96 * 0,25}{20} = 528.27 \text{ m}^3 ;$$

On choisi un volume normalise de 750 m^3 ;

III.6. Forme des réservoirs :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à $10\,000 \text{ m}^3$, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

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

III.6.1 Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve par la formule

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{f * h}}$$

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

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6$ m on prend 5m de hauteur pour tous les réservoirs.

Les diamètres calculés des différents réservoirs terminaux sont portées dans le (tableau III.4):

Tableau III.4 : calcul des diamètres des différents réservoirs.

réservoir	capacité de stockage (m^3)	observation	Cote de terrain(m)	Diamètre D (m)
OUED FODDA	7500	projeté	247,44	43,7
Zebabdja	1500	projeté	245	19,5
EL KARIMIA	4000	projeté	260	31,9
HARCHOUNE	4000	projeté	264	31,9
Bounaama	1000	existant	245	16,0
OULED ABBES	750	projeté	320	13,8
tampon	1000	projeté	320	35,7
bête d'eau de SP1	750	projeté	206	13,8

III.6.2. Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

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

III.6.3. La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé par la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.34m$

Tableau III.5 : les démentions des réservoirs.

réservoir	capacité de stockage (m ³)	observation	Diamètre D (m)	Diamètre normalisé (m)	Hauteur d'eau h (m)	Hauteur de réservoir H (m)
OUED FODDA	7500	projeté	43,7	44	4,93	5,27
Zebabdja	1500	projeté	19,5	20	4,78	5,12
EL KARIMIA	4000	projeté	31,9	32	4,98	5,32
HARCHOUNE	4000	projeté	31,9	32	4,98	5,32
Bounaama	1000	existant	16,0	16	4,98	5,32
OULED ABBES	750	projeté	13,8	14	4,87	5,21
tampon	1000	projeté	16	16	4,91	5,25
bâche d'eau de SP1	750	projeté	13,8	14	4,87	5,21

III.7. Equipement des réservoirs :

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs:

- ✓ Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange), un accès pour le nettoyage de la cuve,
- ✓ Une chambre de vannes,
- ✓ Une conduite de trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau),
- ✓ une galerie de vidange (au fond),
- ✓ une fermeture par flotteur de l'alimentation,
- ✓ un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir à l'aide d'un système informatisé à partir d'un capteur ;
- ✓ un by-pass entre adduction et distribution (utile en cas d'indisponibilité du réservoir: nettoyage, entretien, réparation,...).

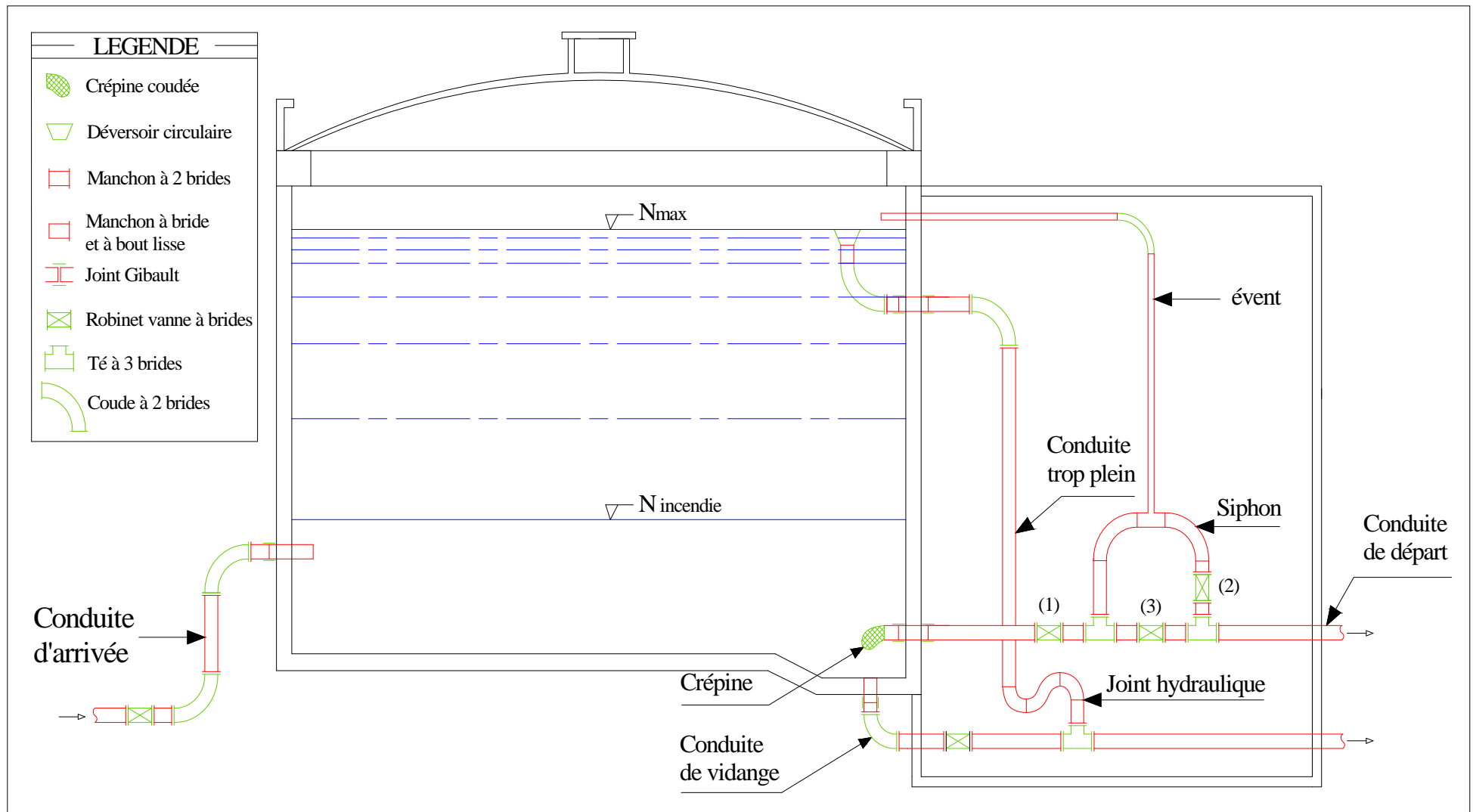
- ✓ L'installation des vannes sur les canalisations de départ des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation (cette vanne sera motorisée).
- ✓ A l'arrivée des canalisations de refoulement lorsque celle-ci ne se fait pas par surverse, l'installation selon les cas, soit d'un clapet anti-retour, soit d'une vanne papillon motorisée afin d'éviter que le réservoir ne se vide pas en cas de casse sur la conduite du refoulement

Autres dispositions à prendre: l'arrivée de l'eau se fait par le haut (en chute libre ou noyée), la sortie se fait par le bas du réservoir (à 0,2 m au-dessus du radier), prévoir une charge minimale de 0,5 m au-dessus de la conduite de sortie (pour éviter des entrées d'air dans la canalisation), garder la réserve d'incendie toujours disponible, assurer un renouvellement continu des eaux et contrôler périodiquement les réservoirs (qualité de l'eau, étanchéité de la cuve, nettoyage, dépôt de matières solides, fonctionnement des accessoires.

III.8. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;
- doivent être aérés par des ouvertures grillées.



Conclusion :

D'après la détermination des capacités des réservoirs pour toutes les agglomérations de notre région d'étude nous avons remarqué qu'il y a une insuffisance entre la capacité de stockage existante et la demande des abonnés à l'horizon d'étude 2030 sauf dans le cas de l'agglomération de Bounaama .c'est pour cette raison qu'on a projeté des nouveaux réservoirs avec des capacités déterminées précédemment pour accomplir cette garantie.

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

Chapitre IV : Etude du réseau d'adduction

Introduction :

Le terme d'adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

On distingue généralement deux types d'adduction:

- ◆ adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la cote de la source est supérieure à la cote du réservoir. L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge. Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours,
- ◆ adduction par refoulement (écoulement en charge seulement) par pompage en utilisant une station de pompage.

IV.1. Choix du tracé :

En vue de l'établissement d'une conduite d'adduction, il a lieu de tenir compte de certaines conditions qui doivent être impérativement respectés tel que:

- ◆ Rechercher un profil en long aussi régulier que possible. Celui-ci étant établi, de préférence dans le sens de la rampe dans le cas d'une adduction en refoulement et dans le sens de la pente dans le cas d'une adduction gravitaire.
- ◆ Eviter les contre-pentes qui peuvent donner lieu à des bouchons d'air lors de l'exploitation de l'adduction.
- ◆ Concevoir un tracé peu sinueux afin de minimiser le nombre de butée.
- ◆ Dans une adduction mixte (refoulement-gravitaire) nous devons toujours chercher de raccourcir le tronçon de refoulement afin de diminuer le coût du projet afin de réduire au maximum la hauteur manométrique totale.
- ◆ Favoriser l'accotement des routes afin de faciliter l'accès aux engins pendant la réalisation et aidera plus tard le gestionnaire à détecter les fuites dès leur apparition.
- ◆ Prendre en considération la nature du sol traversé par le tracé. Il faut qu'il soit le moins possible agressif.
- ◆ Eviter au maximum les traversés de massif boisé ainsi que la rivière, les routes et chemin de fer. Leur traversée fait grimper le coût du projet. [4]

IV.2. Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- ◆ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd) ;
- ◆ Adaptation aux terrains de pose ;
- ◆ Bonne étanchéité ;
- ◆ Facilité d'entretien et de mise en service

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement ;

- ◆ De prix de la fourniture et du transport ;
- ◆ La disponibilité sur le marché ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer l'acier, la fonte, le béton et le PVC

(polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD.

Dans ce présent projet :

- ◆ La nature des conduites d'adduction principale sera en Fonte ductile.
- ◆ La nature des conduites d'adduction secondaire sera en PEHD.

IV.3. Etude des variantes :

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

a) Variante 1 :

La canalisation commence à partir d'un point de piquage au niveau de la conduite du transfert général reliant la SDEM de Ténès aux réservoirs $2 \times 5000 \text{ m}^3$ de la ville de Cheliff.

Le tracé traverse et suite la RN°19 jusqu'à l'oued Cheliff ou il change de leur direction atteindre RN°4.

Le tracé poursuit son cheminement jusqu'à la station de pompage projeté sur une cote de terrain 206 m NGA ; cette conduite à une longueur de 22707m.

La station de pompage refoule l'eau vers le complexe hydraulique (réservoir tampon) situé sur une cote de 320m NGA par l'intermédiaire d'une conduite de 3912m de longueur.

A partir du réservoir tampon, le tracé prend la direction Sud-est pour atteindre le réservoir de Karimia projeté à une cote de terrain de 260 m NGA passant par les agglomérations de Zebabdja et Harchoune avec une conduite de 14559 ml.

b) Le réseau d'adduction de notre projet :

- ✓ L'adduction principale qui relie le point de raccordement, longe la conduite du transfert général reliant la SDEM de TENES aux réservoirs $2 \times 5000 \text{ m}^3$ de la ville de Chlef et le complexe hydraulique.
- ✓ L'adduction entre le complexe hydraulique et le réservoir de l'agglomération de KARIMIA avec une conduite gravitaire de 14559m de longueur.
- ✓ L'adduction secondaire vers le réservoir d'OUED FODDA à partir du point de piquage N°1 sur l'adduction compris entre le complexe hydraulique et l'agglomération de KARIMIA par l'intermédiaire d'une conduite de 5387 m
- ✓ L'adduction secondaire vers le réservoir de HARCHOUNE à partir du point de piquage N°3 sur l'adduction compris entre le complexe hydraulique et l'agglomération de KARIMIA par l'intermédiaire d'une conduite de 431m.
- ✓ L'adduction secondaire vers le réservoir de ZEBABDJA à partir du point de piquage N°2 sur l'adduction compris entre le complexe hydraulique et l'agglomération de KARIMIA.
- ✓ L'adduction secondaire entre le complexe hydraulique et l'agglomération d'OULED ABBES (dans une autre étude).

Voir tracé en plan de la variante 01 sur la planche N°1.

c) Variante 2 :

Pour la 2^{ème} variante on a opté pour le même tracé avec une nouvelle projection du réservoir et de la station de pompage.

Voir le tracé en plan de la variante 02 sur la planche N°1.

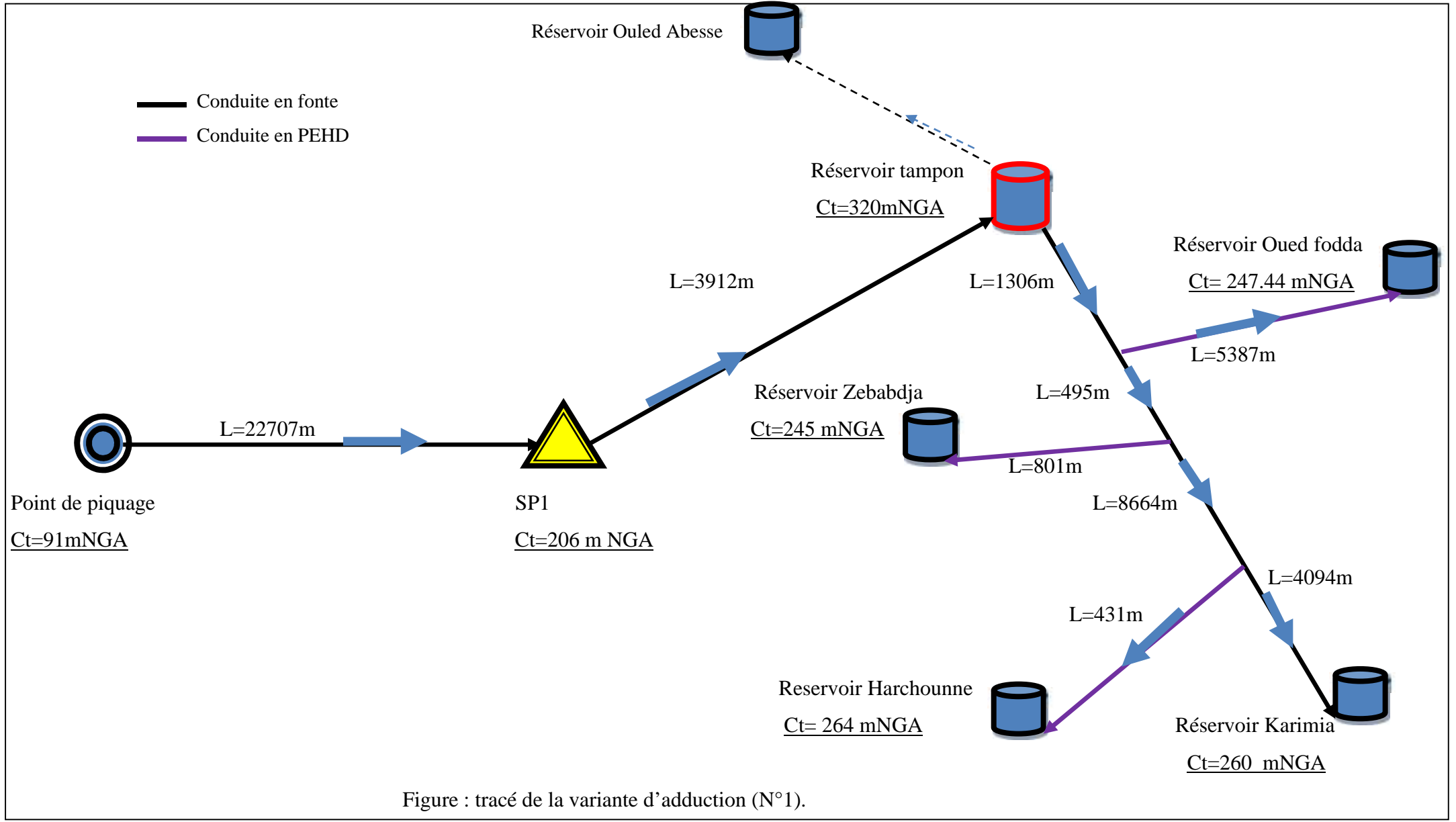
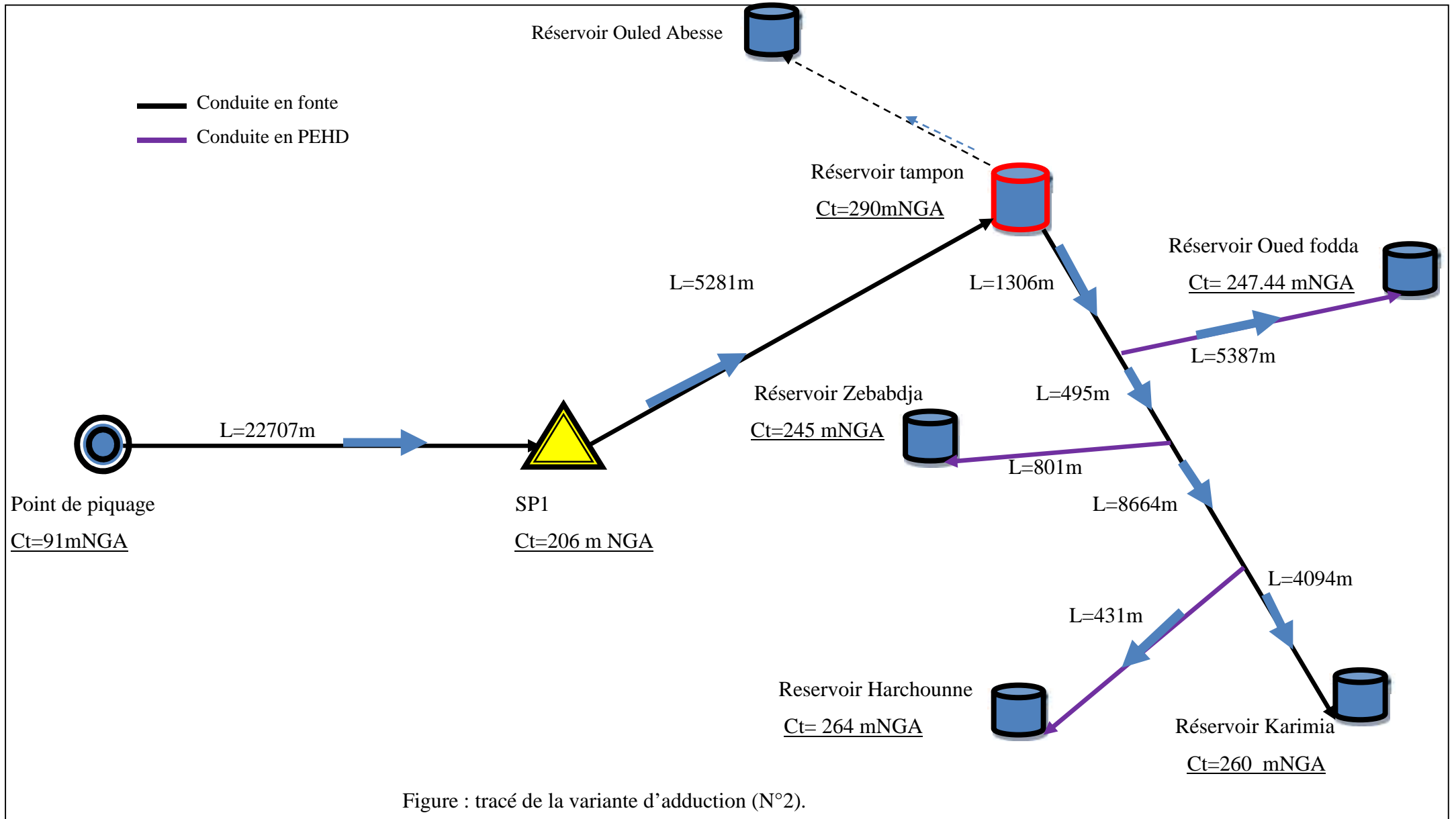


Figure : tracé de la variante d'adduction (N°1).



d) le choix de la variante :

D'après la présentation des deux variantes on remarque que la différence entre eux est dans la longueur de la conduite de refoulement et la cote de pose du réservoir tampon. Donc le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement de la conduite de refoulement pour les deux variantes.

IV.4. Etude technico-économique de l'adduction (conduite de refoulement) :

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

Dimensionnement du tronçon station de pompage-complexe hydraulique :

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte (gravitaire – refoulement) vu de la topographie de la zone du projet.

IV.4.1 Calcul de diamètre économique de la conduite de refoulement :

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESSE, ces formules sont données comme suit :

$$\text{La formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-1})$$

$$\text{La formule de BRESSE : } D = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite de refoulement en mètre;

Q : Débit véhiculé en m³/s;

Remarque :

- La formule de BRESSE est valable pour une vitesse économique de $v=0.56\text{m/s}$.
- La formule de BONNIN est valable pour une vitesse $v= 1.27\text{m/s}$.

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit la plus économique.

IV.4.2. Calcul des pertes de charge :

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

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

a) Pertes de charge linéaires :

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

- 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).

$$\Delta H_l = I * L = \left\} \frac{L V^2}{D 2g} = \right\} \frac{L \cdot 16 \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot f^2 D^5} \quad (\text{IV-3})$$

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I : gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV-4})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-5})$$

R_e : nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon} \quad (\text{IV-6})$$

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

$$\epsilon = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

t : température de l'eau en degré;

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

Le coefficient de rugosité moyen dans les conduites est lié à la fois à la nature des parois et à leur évolution dans le temps et aux caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée.

Dans la présente étude, en tenant compte du vieillissement des conduites et pour des raisons de sécurité hydraulique nous optons pour les valeurs du coefficient de rugosité suivantes :

- 0,03 mm pour les conduites en fonte ductile. [9]
- 0,01 mm pour les conduites en PEHD. [9]

b) Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

c) Pertes de charge totales (H_t) :

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

IV.4.3. Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV-7})$$

Hg : la hauteur géométrique ;

H_{lin} : pertes de charge linéaires (m);

H_{sing} : pertes de charge singulières (m) ;

IV.4.4. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$N = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV-8)$$

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

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

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

IV.4.5. Energie consommée par la pompe :

$$E = N * t * 3665 \text{ [Kwh]}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas [$t = 20h$].

N: puissance de la pompe en (kW).

IV.4.6. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA].}$$

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

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

IV.4.7. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA].}$$

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

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

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

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$.

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 16$ ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{16} - 1} + 0,08 = 0,1129 = 11.29\%$$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité "A".

➤ Dimensionnement de la conduite de refoulement (SP1-complexe hydraulique) :

Le calcul du diamètre économique est donné par la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q_{ref}}$$

Avec :

$D_{C \text{ Bonin}}$: diamètre économique selon BONIN (mm).

Q_{ref} : débit moyenne refoulé (m^3/s).

$$Q_{ref} = \frac{Q_{max j}}{t_f * 3600} = \frac{42261.96}{20 * 3600} = 0.5869 \text{ m}^3/s.$$

Donc : $D = \sqrt[3]{0.5869} = 766,14 \text{ mm.}$

Cette valeur nous donne une gamme de diamètre qu'il faut prendre en considération pour le calcul du diamètre économique. Le diamètre de la conduite est autour de 700 mm donc la conduite est en fonte ductile.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-1, IV-2, IV-3 et IV-4 pour la variante 1 :

Tableau IV.1: Calcul de la HMT du tronçon SPI- complexe hydraulique (variante 1).

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)		h (m)	H _{Tot} =1.15* h (m)	H _g (m)	HMT (m)	N (kw)
400	3912	0,5869	0,0115	125,62	144,46	119	263,46	1849,84
450	3912	0,5869	0,0113	68,22	78,45	119	197,45	1386,35
500	3912	0,5869	0,0111	39,52	45,44	119	164,44	1154,61
600	3912	0,5869	0,0107	15,37	17,67	119	136,67	959,64
700	3912	0,5869	0,0104	6,92	7,96	119	126,96	891,41
800	3912	0,5869	0,0102	3,47	3,99	119	122,99	863,53
900	3912	0,5869	0,0100	1,89	2,17	119	121,17	850,76

Tableau IV-2 : la puissance et les frais d'exploitation du tronçon SPI- complexe hydraulique (variante 1).

N (KW)	E= N*t*365 (KWh)	e (DA)	Fex =E.e (DA)
1850,3089	13507254,68	3.5	47275391,4
1386,6516	10122556,95	3.5	35428949,3
1154,83	8430258,904	3.5	29505906,2
959,78365	7006420,662	3.5	24522472,3
891,5318	6508182,16	3.5	22778637,6
863,64652	6304619,605	3.5	22066168,6
850,86858	6211340,625	3.5	21739692,2

Tableau IV-3: les frais d'amortissement du tronçon SPI-complexe hydraulique (variante 1).

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	longueur (m)	Pi*Li (DA.ml)	A	Pi*Li*A (DA)
400	20 000	3912	78240000	0,1129	8839310,5
450	24 000	3912	93888000	0,1129	10607173
500	28 000	3912	109536000	0,1129	12375035
600	38 000	3912	148656000	0,1129	16794690
700	48 000	3912	187776000	0,1129	21214345
800	61 000	3912	238632000	0,1129	26959897
900	74 000	3912	289488000	0,1129	32705449

Tableau IV-4: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de (variante 1)

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
400	8839310,464	47263289,8	56102600,3
450	10607172,56	35421186,4	46028359
500	12375034,65	29500312,5	41875347,2
600	16794689,88	24518703,8	41313393,7
700	21214345,11	22775507,7	43989852,9
800	26959896,92	22063299,7	49023196,6
900	32705448,72	21736942,9	54442391,6

En conclusion : selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement qui nous donne le cout moins cher de **600 mm** en fonte.

Variante N° 2 : Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux IV-5, IV-6, IV-7 et IV-8 pour la variante 2 :

Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon SP1- complexe hydraulique (variante N°2).

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)		h (m)	H _{Tot} =1.15* h (m)	H _g (m)	HMT (m)	N (kw)
400	5281	0,5869	0,01154	169,58	195,01	86,5	281,51	1976,59
450	5281	0,5869	0,01129	92,09	105,90	86,5	192,40	1350,91
500	5281	0,5869	0,01108	53,34	61,35	86,5	147,85	1038,08
600	5281	0,5869	0,01072	20,75	23,86	86,5	110,36	774,87
700	5281	0,5869	0,01043	9,34	10,74	86,5	97,24	682,77
800	5281	0,5869	0,01019	4,68	5,38	86,5	91,88	645,14
900	5281	0,5869	0,00999	2,55	2,93	86,5	89,43	627,90

Tableau IV-6: la puissance et des frais d'amortissement du tronçon SP1- complexe hydraulique (variante N°2).

N (KW)	E= N*t*365 (KWh)	F _{ex} =E.e (DA)
1976,59	14429137,76	50501982
1350,91	9861642,289	34515748
1038,08	7577963,13	26522871
774,87	5656558,254	19797954
682,77	4984208,082	17444728
645,14	4709509,682	16483284
627,90	4583633,947	16042719

Tableau IV-7: les frais d'exploitation du tronçon SP1-complexe hydraulique (variante2).

Diamètre(mm)	Prix du ml (DA)	longueur (m)	Pi*Li (DA.ml)	A	Pi*Li*A (DA)
400	20 000	5281	105620000	0,1129	11932617
450	24 000	5281	126744000	0,1129	14319141
500	28 000	5281	147868000	0,1129	16705664
600	38 000	5281	200678000	0,1129	22671973
700	48 000	5281	253488000	0,1129	28638281
800	61 000	5281	322141000	0,1129	36394483
900	74 000	5281	390794000	0,1129	44150684

Tableau IV-8: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement de (variante 2).

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
400	11932617,22	50501982,2	62434599,4
450	14319140,66	34515748	48834888,7
500	16705664,11	26522871	43228535,1
600	22671972,72	19797953,9	42469926,6
700	28638281,33	17444728,3	46083009,6
800	36394482,52	16483283,9	52877766,4
900	44150683,71	16042718,8	60193402,5

En conclusion; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement qui nous donne le cout moins cher est celui de **600 mm** en fonte. La vitesse d'écoulement est de 2.07m/s.

IV.4.8. Choix de la variante :

D'après les calculs précédents on remarque que les deux variantes nous donnent un diamètre de 600mm mais pour le choix final du tracé de refoulement on prend la variante N°1 qu'elle nous donne un gain sur le prix d'amortissement et exploitation.

IV.5. Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaire :

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

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * f^2 * D^5}$$

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

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^5}{D_{av}^m}$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_v}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^S}{\Delta H_T}}$$

Avec :

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

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

D_{av} : Diamètre avantageux (m) ;

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et S sont donnés dans le (tableau IV-9).

Tableau IV-9: Coefficients K' , m , S pour différents types du tuyau.

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,1$ pour les tuyaux en fonte ;

Et : $K' = 0,001052$; $\beta = 1,77$; $m = 4,774$ pour les tuyaux en PEHD ;

IV.5.1. Les caractéristiques des différents tronçons pour l'adduction gravitaire :

Les Caractéristiques des différents tronçons de notre adduction sont données dans le (tableau IV.10)

Tableau IV.10 : Les Caractéristiques des différents tronçons.

tronçon	longueur(m)	longueur équivalent (m)	cote terrain amont(m)	cote terrain aval(m)
point de piquage-SP1	22707	26113,05	91	206
réservoir tampon-point piquage1	1306	1501,9	320	204
point piquage1 - point piquage2	495	569,25	204	185.01
point piquage2-point piquage3	8664	9963,6	185.01	240
point piquage3-réservoir karimia	4094	4708,1	240	260
point piquage3-réservoir Harchoun	431	495,65	240	264
point piquage2-réservoir Zbabdja	801	921,15	185.01	245
point vpiquage1-réservoir Oued fodda	5387	6195,05	204	247.44

➤ **Dimensionnement du tronçon (réservoir tampon- réservoir karimia) :**

Le tronçon (réservoir tampon –réservoir Karimia) est composé par 4 tançons reliant en série comme suit :{ réservoir tampon-point piquage1 ; point piquage1 -point piquage2 ; point piquage2-point piquage3 ; point piquage3-réservoir karimia}.

➤ **Notion de la charge disponible :**

La charge disponible est définie comme la différence entre deux cotes piézométriques lorsque le diamètre de la conduite est inconnu.

Pour résoudre le problème de dimensionnement de l'adduction on considère que la charge disponible est la perte de charge entre deux cotes piézométriques.

$$H = C_{R \text{ tampon}} - C_{TP \text{ karimia}} = \Delta H_{\text{tampon-karimia}}$$

Avec :

H : charge disponible (m) ;

$C_{R \text{ tampon}}$: cote de radier de réservoir tampon (317.5mNGA) ;

$C_{TP \text{ karimia}}$: cote de trop plain de réservoir de Karimia (262.5mNGA) ;

$\Delta H_{\text{tampon-karimia}}$: La perte de charge entre le réservoir tampon et réservoir de Karimia ;

Donc : $\Delta H_{\text{tampon-karimia}} = 317.5 - 262.5 = 55\text{m}$;

Ce qui nous permet de calculer le gradient hydraulique :

$$\Delta H_{\text{tampon-karimia}} = I_{\text{moy}} \cdot \Sigma L_i \iff I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_{\text{tampon-karimia}}}{\Sigma L_i} = \frac{55}{14559} = 0.00378 \text{ (m/m)}.$$

Où ΣL_i : somme des longueurs des tronçons formant la ligne principale.

Donc :
$$H_i = I_{\text{moy}} \cdot L_i \text{ eq}$$

Et :
$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K^* L_e * Q^s}{\Delta H_t}}$$

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le (tableau IV.11) :

Tableau IV.11 : les diamètres avantageux calculés pour les 3 premiers tronçons (réservoir tampon- réservoir karimia).

tronçon	Nature de la conduite	longueur équivalent(m)	gradient hydraulique I_{moy}	H(m)	Débit (l/s)	diamètre calculé (mm)
réservoir tampon- point piquage1	fonte	1501,9	0,00378	5,67	359,043	578,02
point picage1 - point piquage2	fonte	569,25	0,00378	2,15	208,23	466,84
point piquage2-point piquage3	fonte	9963,6	0,00378	37,64	187,86	448,37

➤ **Vitesse d'écoulement :**

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

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

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre avantageux normalisé (mm) ;

Tableau IV.12 : les caractéristiques hydraulique final des 3 premiers tronçons (réservoir tampon- réservoir karimia).

tronçon	diamètre normalisé (mm)	Débit (l/s)	longueur équivalent(m)	H (m)	Vitesse (m/s)	Cp amont(m)	Cp avale(m)
réservoir tampon- point piquage1	600	359,044	1501,9	4,69	1,27	317,5	312,81
point piquage1 - point piquage2	500	208,238	569,25	1,52	1,06	312,81	311,29
point piquage2- point piquage3	450	187,868	9963,6	36,95	1,18	311,29	274,35

➤ **Tronçon point de picage3 – réservoir Karimia :**

Ce tronçon représente le dernier tronçon de la conduite de relie principale entre le **réservoir tampon et le réservoir de Karimia**, et d'après les résultats des calculs précédent on peut déterminer le diamètre de ce tronçon comme suit:

On a les données suivantes :

Cp (point piquage3) = 274.35 m ;

Cp (réservoir Karimia) = 262.5 m ;

Longueur équivalente = 4708.1 m ;

Débit du tronçon = 118.41 l/s ;

$H = C_p(\text{point piquage3}) - C_p(\text{réservoir Karimia}) = 274.35 - 262.5 = 11.84 \text{ m}$;

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{K' * L_e * Q^5}{\Delta H}} = \sqrt[5]{\frac{0.00179 * 4708.1 * 0.11841^5}{11.84}} = 405.16 \text{ mm} ;$$

Nous avons le diamètre D_i (calculé) qui est compris entre deux diamètres normalisés : D_1 et D_2 de telle façon que :

$$D_2 < D_i < D_1$$

- ✓ D_1 correspond une valeur de L_1 ;
- ✓ D_2 correspond une valeur de L_2 .

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

Avec :
$$L_{\text{tot}} = L_1 + L_2$$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus.

Alors il faut normaliser nos diamètres calculés par des diamètres que peut l'on trouvé dans le marché avec deux valeurs l'un inférieur par rapport au diamètre calculé et l'autre doit être supérieur.

Chacun de ces diamètres à une longueur spécifique et doit être placer en série pour éviter le surdimensionnement ou bien le sou dimensionnement.

Pour le cas du tronçon **point picage3-réservoir Karimia** le diamètre calculer trouvé doit être normalisé entre $400\text{mm} < 405.16\text{mm} < 450\text{mm}$ avec des longueurs de **46.31m** pour le diamètre **450mm** et de **4047.68m** pour le diamètre **400mm** ;

D'autre part:
$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{f * D^2} \text{ (m/s).}$$

$$V_1 = \frac{4 * Q}{f * D_1^2} = \frac{4 * 0.11841}{f * 0,450^2} = 0,74 \text{ m/s.}$$

$$V_2 = \frac{4 * Q}{f * D_2^2} = \frac{4 * 0.11841}{f * 0,400^2} = 0,94 \text{ m/s.}$$

➤ **Dimensionnement des tronçons qui ont comme point de départ un piquage** {point de picage-SP1 ; point picage1-réservoir Oued fouda ; point picage2-réservoir Zbabdja ; point picage3-réservoir Harchoun}.

Comme on a est expliquer précédamen, en suite la même méthode pour le dimensionnement de ces tronçons (L'équation de Darcy-Weisbakh), avec l'utilisation de la notion de la charge disponible ;

$$H_{\text{desp}} = C_{p \text{ amont}} - C_{p \text{ aval}} = \Delta H_{\text{amont-aval}}$$

H_{desp} : charge disponible (m) ;

$C_{p \text{ amont}}$: cote piézométrique en amont (m) ;

$C_{p \text{ aval}}$: cote piézométrique en aval (m) ;

$\Delta H_{\text{amont-aval}}$: La perte de charge entre deux cotes piézométriques (m) ;

Le diamètre avantageux doit être calculé par la formule :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^s}{\Delta H_{amont-aval}}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le (tableau IV.13) :

Tableau IV.13 : les diamètres avantageux calculés pour les différents tronçons.

tronçon	Nature de la conduite	Longueur (m)	longueur équivalent (m)	Cp amont (m)	Cp aval (m)	H (m)	Débit (l/s)	diamètre calculé (mm)
point de picage-SP1	fonte	22707	26113,05	277	208,5	68,5	489,14	700,00
point picage1-réservoir Oued fodda	PEHD	5387	6195,05	312,81	249,5	63,31	150,81	308,01
point picage2-réservoir Zbabdja	PEHD	801	921,15	311,29	247,5	63,79	20,37	98,21
point picage3-réservoir Harchoun	PEHD	431	495,65	274,35	266,5	7,85	69,45	210,82

➤ Normalisation des diamètres avantageux :

Pour éviter le problème de débordement de l'eau potable au niveau des réservoirs ou bien l'insuffisance de la charge hydraulique il faut que les conduites de l'adduction soit normalisées avec des conduites placées en série avec deux diamètres différents l'un inférieur par rapport au diamètre calculé et l'autre doit être supérieur.

$$D_2 < D_i < D_1 \text{ (mm).}$$

- ✓ D_1 correspond une valeur de L_1 ;
- ✓ D_2 correspond une valeur de L_2 ;

L_1 et L_2 sont calculés par le système d'équation suivante :

$$\begin{cases} \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' * L_1 * Q^s}{D_1^m} + \frac{K' * L_2 * Q^s}{D_2^m} \\ L_{tot} = L_1 + L_2 \end{cases}$$

D'autre part : $V = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{f * D^2}$ (m/s)

Tableau IV.14 : les diamètres avantageux normalisés et la vitesse d'écoulement.

tronçon	Nature de la conduite	Débit (l/s)	diamètre calculé (mm)	diamètre normaliser D ₁ (mm)	diamètre normaliser D ₂ (mm)	Longueur L ₁ (m)	Longueur L ₂ (m)	V ₁ (m/s)	V ₂ (m/s)
point de picage-SP1	fonte	489,14	700,00	700	-	22707,00	-	1,27	-
point picage1-réservoir Oued fodda	PEHD	150,81	308,01	315	250	4637,89	749,11	1,94	3,07
point picage2-réservoir Zbabdja	PEHD	20,37	98,21	110	90	314,23	486,77	2,14	3,20
point picage3-réservoir Harchoun	PEHD	69,45	210,82	250	200	69.54	361.46	2,14	3,20

Conclusion

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

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction :

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

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

V.1. Caractéristiques des pompes:

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Une station de pompage comporte principalement :

- la salle d'arrivée d'eau (ou bêche d'aspiration).
- La salle des commandes.
- La salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur et d'une pompe. Le moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel).

En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau:

- Énergie sous forme potentielle: vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et dans les stations d'épuration).
- Énergie sous forme de pression: pompes volumétriques ou à piston (faibles débits)
- Énergie sous forme de vitesse: pompes axiales et centrifuges (appelées aussi turbopompes). Ces turbopompes sont actuellement les plus utilisées.

Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe sont le débit Q , la hauteur de refoulement H , la puissance absorbée P_a , le rendement et, éventuellement, la capacité d'aspiration $NPSH$ (Net Positive Suction Head).

V.2. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminé à partir du calcul technico- économique qui tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

V.3. Choix du type de Pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ✓ Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT .
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Etre fabriquée en série.
- ✓ Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

V.4. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.5. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.6 : Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP1):

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, le débit appelé est de 2113.08 m³/h et la Hauteur manométrique totale nécessaire est de 136.68m.

Dans notre cas on a utilisé le logiciel CAPRARI pour faire le choix du type et du nombre des pompes. Le tableau V.1 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes disponibles.

n	Q (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre d'étage	Diamètre de la reou
1	2113.08	136.68	—		—	—	—	—	—	-
2	1056.54	136.68	—		—	—	—	—	—	-
3	704.36	136.68	—		—	—	—	—	—	-
4	528.27	136.68	—		—	—	—	—	—	-
5	422.62	136.68	PM150/4A	138	75.3	1750	250	8.03	4	200
6	352.18	136.68	PM150/4C	136.68	78.6	1750	200	4.93	4	200
7	301.87	136.68	PM150/4D	136	78.2	1750	160	3.43	4	200

D'après le tableau V.1 la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 6 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure du point de vue rendement, puissance absorbé, $(NPSH)_r$. La pompe choisie est de type Centrifuge multicellulaire (**PM150/4C**).

V.7. Courbes caractéristiques des pompes :

Il est commode de connaître pour une pompe comment varie la hauteur qu'elle fournit ainsi que le rendement η et la puissance P en fonction du débit Q qui lui est demandé on a ainsi un ensemble de courbes caractéristiques de la pompe fournies par le constructeur pour une vitesse de rotation donnée, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$[H - Q], [P_{\text{abs}} - Q], [\eta - Q], [(NPSH)_r - Q].$$

Les courbes caractéristiques de la pompe sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la (figure V.1) pour notre station de pompage.

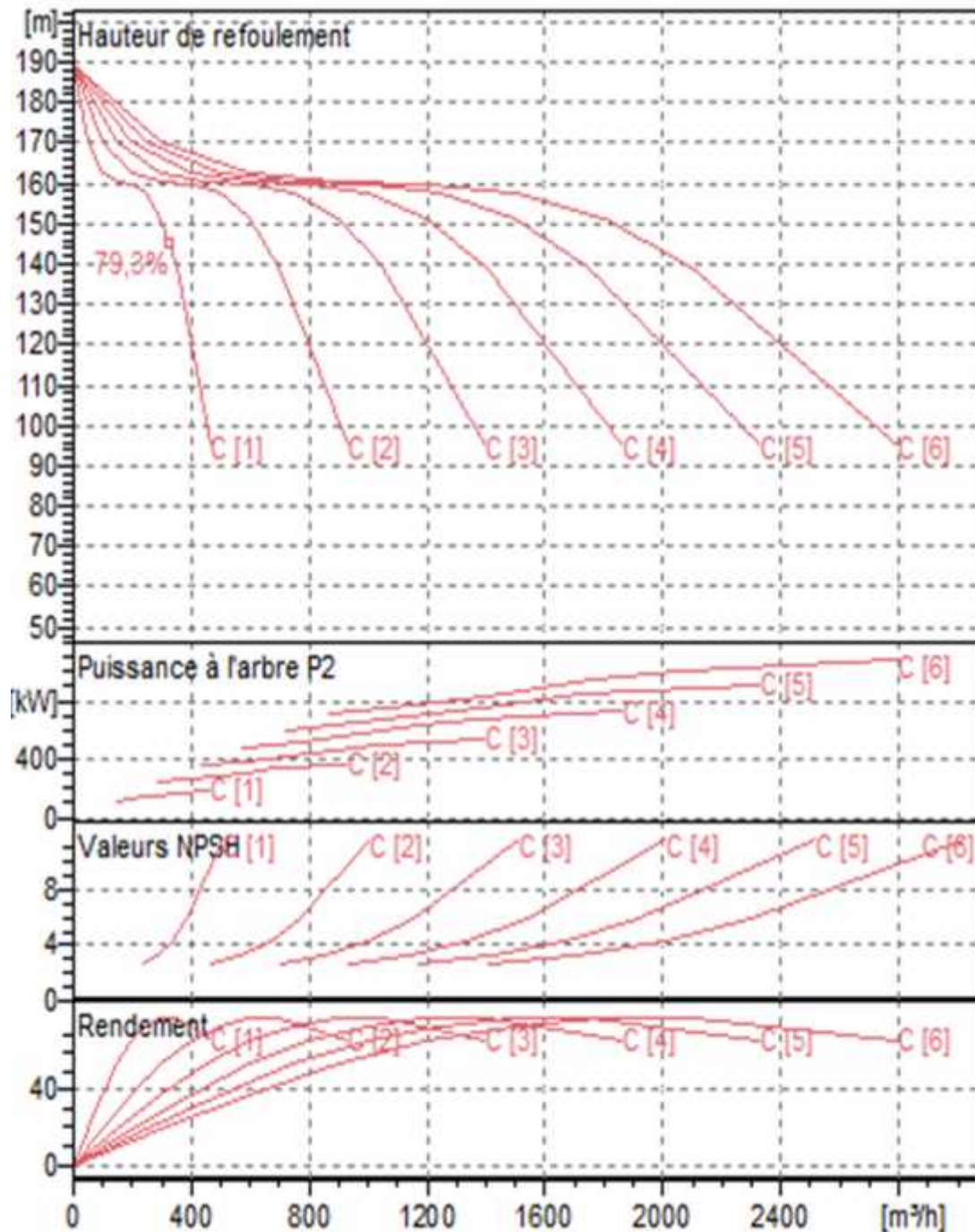


Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe type PM150/4C

V.8. Points de fonctionnement des pompes :

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

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

Remarque :

La pompe fonctionne dans des bonnes conditions lorsqu'on a un meilleur rendement et dans la zone de nocavitation donc il faut déterminer la plage de bon fonctionnement (-10% +10%) → de débit Q.

V.8.1. Courbes caractéristiques de la conduite :

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

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N°	Q (m ³ /h)	6Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0,0	119	3912	600	0,0107	0,0	0,0	119,0
2	36,66	220,0	119	3912	600	0,0107	0,2	0,2	119,2
3	73,32	439,9	119	3912	600	0,0107	0,7	0,8	119,8
4	110	659,9	119	3912	600	0,0107	1,5	1,7	120,7
5	146,6	879,8	119	3912	600	0,0107	2,7	3,1	122,1
6	183,3	1099,8	119	3912	600	0,0107	4,2	4,8	123,8
7	220	1319,8	119	3912	600	0,0107	6,0	6,9	125,9
8	256,6	1539,7	119	3912	600	0,0107	8,1	9,4	128,4
9	293,3	1759,7	119	3912	600	0,0107	10,6	12,2	131,2
10	329,9	1979,6	119	3912	600	0,0107	13,5	15,5	134,5
11	366,6	2199,6	119	3912	600	0,0107	16,6	19,1	138,1
12	403,3	2419,6	119	3912	600	0,0107	20,1	23,1	142,1
13	439,9	2639,5	119	3912	600	0,0107	23,9	27,5	146,5

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés par figure V.2

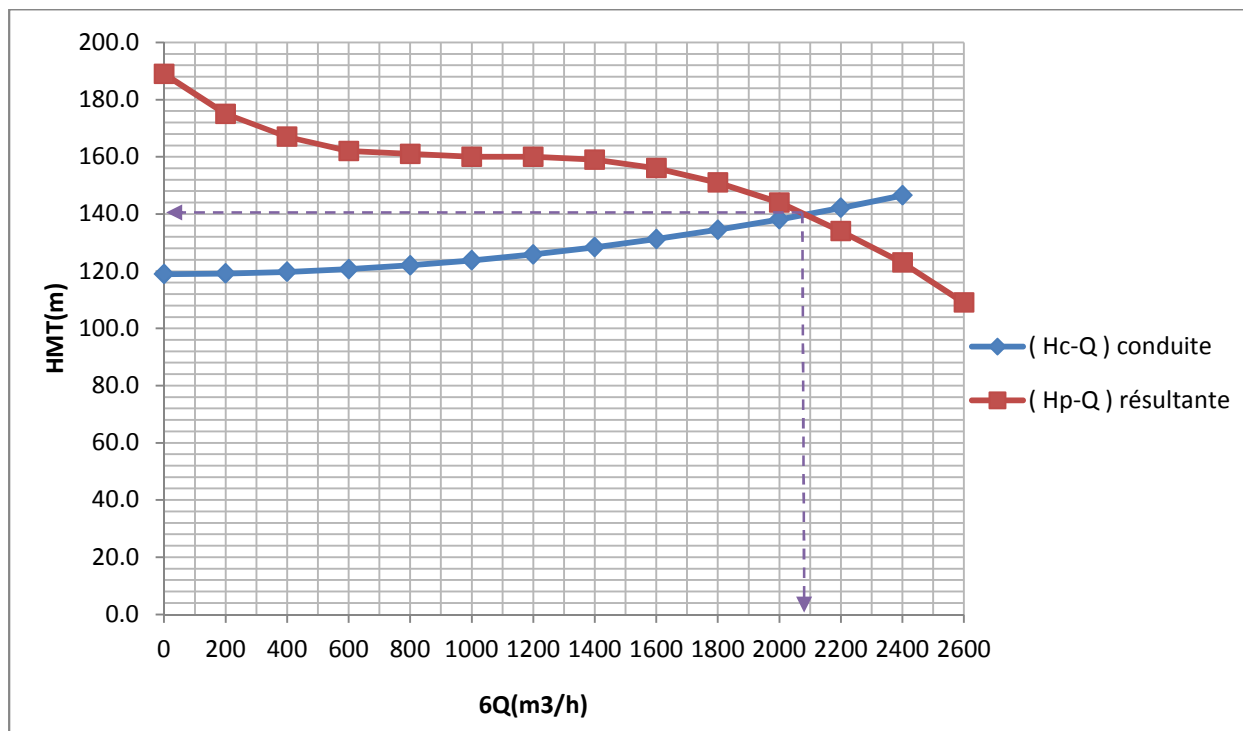


Figure V.2: Point de fonctionnement des pompes de la SP 1.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{app} = 2113.089 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{pf} = 2100 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{app} = 136.68 \text{ m} < H_{pf} = 140 \text{ m} \end{array} \right.$$

Conclusion : sachant que le débit demandé se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) donc aucun réglage n'est nécessaire.

V.9. Encombrement des pompes choisies :

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel CABRARI par figure V.3 :

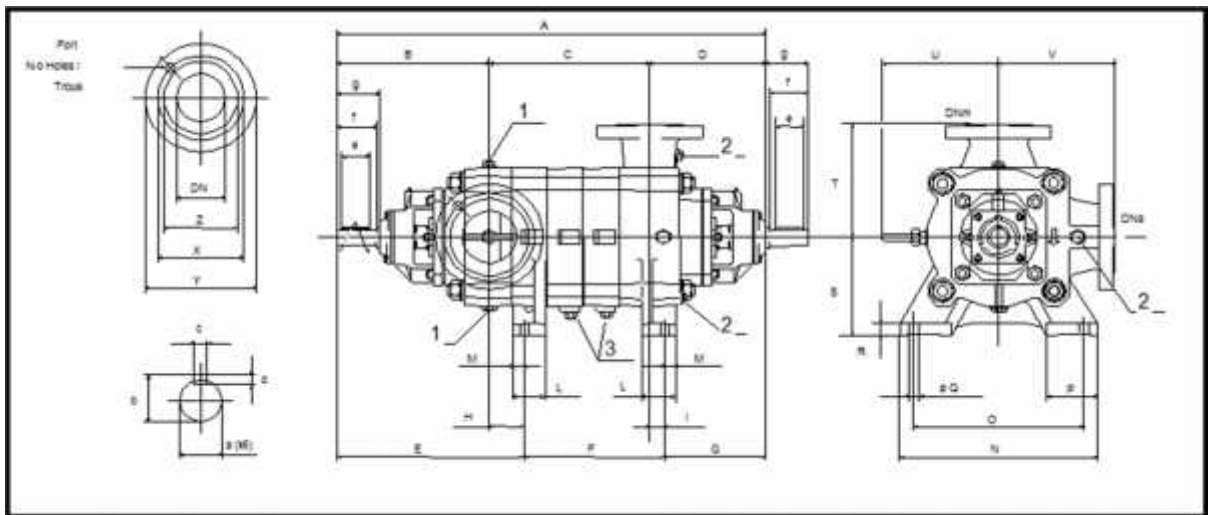


Figure V.3 : Encombrement de la pompe Caprari PM150/4C

A=1140mm
B=479mm
C=610mm
D=351mm
E=619mm
F=520mm
G=301mm

H=140mm
I=50mm
L=125mm
M=45mm
N=680mm
O=590mm
P=170mm

Q=24mm
 $D_N = 200\text{mm}$
T=370mm
S=315mm
R=40mm
 $D_{NM} = 200\text{mm}$

V.10. Equipement des pompes :

Suivant le schéma de la (figure V.4) nous allons définir chaque accessoire

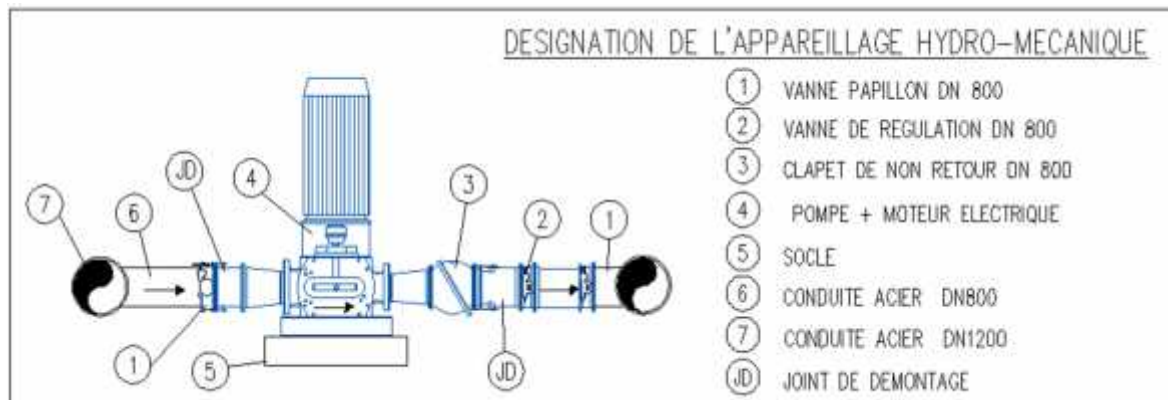


Figure v.4 : Équipements en amont et en aval de la pompe.

a) Équipements en amont :➤ **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.

➤ **joints :**

La conduite 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 une 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.

b) Équipements en aval :➤ **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 de non 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, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ **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 réglé

➤ **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.

➤ **Conduite de refoulement :**

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

➤ **Collecteur de refoulement :**

Il sert a véhiculé 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 en amont des groupes de pompes.

➤ **Soupape de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression.

V.10.1. Dimensionnement des équipements :

a) Equipement d'aspiration et leur dimensionnement :

- ❖ Le nombre de conduites d'aspiration est égal au nombre des pompes installées
- ❖ I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations $> 5\%$
- ❖ La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

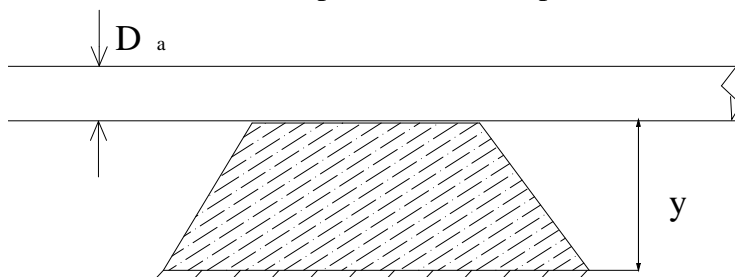


Figure V.5 : conduite d'aspiration placée sur une butée.

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration (mm).

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe (200mm).

Donc : $D_a = 200 * 1.4 = 280$ mm.

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

$y = 0.3$ m pour $D_a \leq 500$ mm.

$y = 1$ m pour $D_a > 500$ mm.

Et comme on a $D_a \leq 500$ mm on prend $y = 0.3$ m

Longueur de convergent:

$$l_{con} = (3,5 \div 4) (D_a - d_a)$$

$$\text{Prenons: } l_c = 4 (D_a - d_a) = 4 * (280 - 200) = 320 \text{ mm;}$$

$l_c = 0,32 \text{ m}$

Dimension du tronçon:

$$l_{tr} = 2 * D_a \text{ on aura:}$$

$$l_{trasp} = 2 * 280 = 560 \text{ mm}$$

Dimension du Diamètre d'entrée:

$$D_e = (1.2 \div 1.5) D_a = 1.4 * 280 = 392 \text{ mm.}$$

Vérification de la vitesse :

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier les fourchettes suivantes :

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

Donc pour $D_a = 280$ mm :

$$V = \frac{4Q}{f \cdot D_a^2} = \frac{4 * 0,0978}{f * 0,280^2} = 1.5 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement à vérifier.

b) Equipement de refoulement et leur dimensionnement :

- ❖ Nombre des collecteur de refoulement = nombre des pompes
- ❖ 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

Il faudra respecter les fourchettes de vitesses suivantes :

- ✓ Si $D_r < 250$ mm il faut que $V_r = (1 \div 1,5)$ m/s
- ✓ Si $300 \leq D_r \leq 800$ mm il faut que $V_r = (1,2 \div 2)$ m/s
- ✓ Si $D_r > 800$ mm il faut que $V_r = (1,8 \div 3)$ m/s

Dans notre cas on a $300 < D_r \leq 800$ mm.

Donc il faut prendre $V_r = (1,2 \div 2)$ m/s

D'autre part on a :

$$l_{tr} \geq 2D_r \text{ et on a } D_r = 600 \text{ mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4) * (D_r - d_r)$$

$$d_r = 0,25 * D_r = 0.25 * 600 = 150 \text{ mm}$$

D'où :

$$l_{tr} = 2 * 600 = 1200 \text{ mm.}$$

$$l_{div} = 4 (D_r - d_r) = 4*(600 - 150) = 1800 \text{ mm.}$$

D_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

V.11. Etude du phénomène de cavitation :

On appelle cavitation (du latin cavus, « trou ») la naissance et l'oscillation radiale de bulles de gaz et de vapeur dans un liquide soumis à une dépression. Si cette dépression est suffisamment élevée, la pression peut devenir inférieure à la pression de vapeur saturante, et une bulle de vapeur est susceptible de se former. Qui vont changer complètement le comportement du liquide. La cavitation hydrodynamique détruit le rendement de l'hélice ou de la pompe.

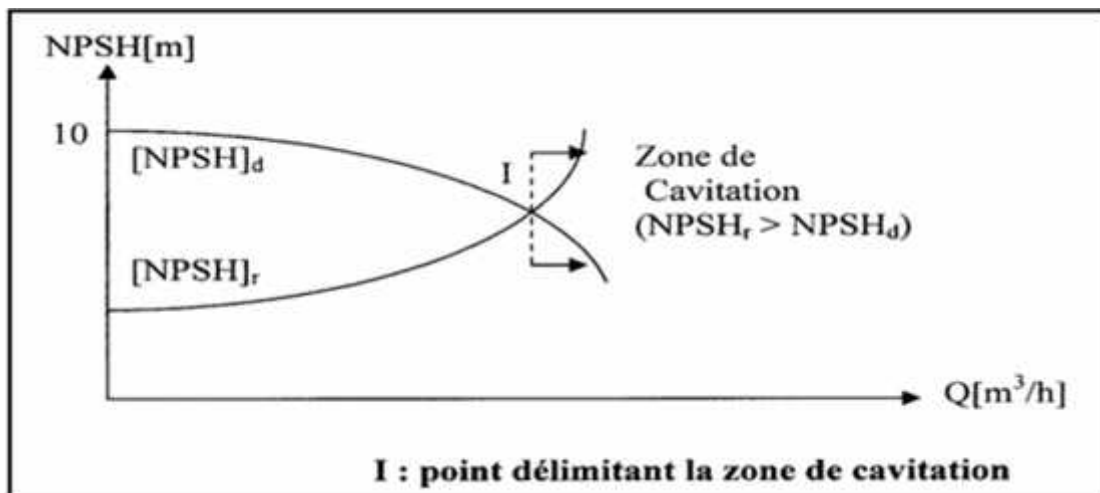


Figure V.6 : Graphe des courbes NPSH

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

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.4)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$. On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.5$$

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0.5 - \frac{P_{at}}{\rho g} + \frac{P_v}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp}$$

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

$(NPSH)_r$: Déterminé d'après le (tableau V.1).

$\frac{P_{atm}}{\rho g}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau V.3)

$\frac{P_v}{\rho}$: dépend de la température du liquide pompé (voir tableau V.4)

Tableau V.3. : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

On a :

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement égal à 4.93 m

La côte de la station de pompage est de 206 m NGA, par l'interpolation linéaire on trouve : $\frac{P_{atm}}{\rho} = 10.12$ m.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\rho} = 0.24$ m.

$V_{asp} = 1.5$ m/s

$$\sum hp_{asp} = 1.15 * h^{lin} = 1.15 * (4.10^{-3} L_{asp}) = 1.15 * (4.10^{-3} * 10) = 0.046m.$$

$$ha^{ad} = 4.93 + 0.5 - 10.12 + 0.24 + 0.115 + 0.046 = - 4.2m.$$

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

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0.5 + \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp} = -4.93 - 0.5 + 10.12 - 0.24 - 0.115 - 0.046 = 4.2m.$$

Pour éviter tout risque de cavitation il suffit de respectée l'inégalité suivante :

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.5$$

$$(NPSH)_d + r = 4.93 + 0.5 = 5,43 .$$

Donc la condition est vérifiée $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

V.12. Calage de la pompe :

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

Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V.5)$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h = 208.5 - 5 = 203.5mNGA$$

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

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

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,5)$ m.

• Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 203.5m$

• La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 203.5 + 4.2 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 207.9m$

V.13. Choix du moteur électrique :

V.13.1. Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

On choisit les moteurs adéquats à partir du logiciel caprari et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

Les caractéristiques des moteurs sont dans l'annexe I.

V.13.2. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \dots\dots\dots (V-6)$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 1750$ tr/min.

V.13.3. Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\%_0 * Q_{app} * HMT * K}{y_p * y_{acc} * y_m} \dots\dots\dots (V-7)$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe (m³/h) ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m) ;

η_p : rendement de la pompe (78.6%) ;

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 est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.5: Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.

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 =200KW ; K=1,05.

$$P_m = \frac{9810 * 0.586 * 136.68 * 1.05}{1000 * 0.786 * 0.93 * 0.92} = 1226.78 \text{ kW.}$$

V.14. Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

- ✓ Choix du bâtiment.
- ✓ Partie souterraine.
- ✓ Partie supérieur (salle des machines, salle annexe.)

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

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

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

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;

V.14.1. Choix du bâtiment :

Les critères de choix sont représentés dans le (tableau V.6).

Tableau V.6: les types des bâtiments.

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m³/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
h_a^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d’eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

Dans notre cas on adopte pour type bâtiment semi enterre pour la station de pompage.

V.14.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage :

a). Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.8)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.9)$$

H_p : hauteur de la pompe.

A.N : $H_p = 0.685$ m.

H_s : hauteur du socle $h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5)$ m en prend $h_{\text{socle}} = 0,4$ m.

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

A.N : $H_5 = 0.685 + 0.4 + 0.5 \Rightarrow H_5 = 1.6$ m

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

H_7 : hauteur du 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.

A.N : $H_b = 1.6 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.4$ m.

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 ; 9.6 ; 12.6 ; 14 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 8.4$ m.**

b). Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4 \dots \dots \dots (V.10)$$

n : nombre de pompes, $n = 7$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N: $L = 1140 + 301 = 1441$ mm $\Rightarrow L = 1.441$ m.

$L = 7 \times 1.441 \Rightarrow L = 10.087$ m.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-2)$ m.

On prend : $L_{\text{int}} = 1,5$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 2$ m.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{\text{tr}} + l_{\text{asp}} + l_{\text{c}} + l_{\text{div}} \dots \dots \dots (V.11)$$

Où :

A.N: $l_3 + l_4 = 0.3 + 0.56 + 0.32 + 0.45 = 1,63$ m .

A.N: $L_b = 7 \times (1.44 + 1.5) + 2 + 0.5 + 1.63 = 24,71$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **25 m.**

C). Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.12)$$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 1,5$ m.

l_2 =distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l_2=1,2m$.

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

On prend : $L_r = 2m$.

L_b : longueur du bureau du personnel.

On prend : $L_p = 3,0$.

L_p : longueur de la pompe et le moteur.

On prend : $L_p = 1.44 m$;

A.N: $l_b = 1.5+1.2+3+2+1.44 = 9,14 m$.

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **10 m**.

d). Dimensions des portes :

✓ porte principale : **3×3**.

✓ Porte du personnel : **2,5×1,6**.

e). Dimensionnement des fenêtres :

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

$$S_F = 0,15 * 25 * 10$$

Le nombre de fenêtres sera :



$$S_F = 37,5 m^2$$

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, **$S_f = (1,2 * 2,2)$** .

$$A.N : n = \frac{37,5}{1,2 * 2,2} \Rightarrow n = 14 \text{ fenêtres.}$$

f). Dimensionnement des marches d'escalier :

✓ hauteur : **17 cm** ;

✓ largeur : **100cm** ;

✓ pente : **1/1,75** ;

✓ Profondeur : **30cm** ;

V.14.3. Equipements auxiliaire :

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et de la personne un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Anti bélier ;
- Un système de levage ;
- Un système de commande automatique ;
- Un système de ventilation ;
- Un système de d'alimentation en énergie ;
- Un système de drainage ;

- Un système d'éclairage ;
- Un système anti-incendie ;
- Système de prise d'échantillon et de mesure, contrôle

✓ **Système de levage :**

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Il diffère de la grue, du portique, du semi-portique, de la potence et du monorail principalement par sa conception.

Il est constitué d'une ou de deux poutres en acier, motorisé par 1, 2 ou 4 moteur(s) ou non motorisé, sur laquelle un palan ou un treuil motorisé ou non est placé.

Il peut être suspendu ou posé sur 2 rails, comme le montre la (figure V.7).



Figure V.7 : Pont roulant motorisé posé sur deux poutres.

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement à l'air libre. Ils permettent la manutention de la charge dans tout l'espace de ces halls. Ils sont installés en hauteur sur des rails de roulements posés sur des poutres en acier ou en béton reposants elles-mêmes sur des poteaux.

Le pont roulant est constitué d'une ou deux poutres longitudinales reposant à chaque extrémité sur un chariot appelé sommier équipé de roues se déplaçant sur un rail. La largeur du pont correspond à celle du hall de la station dans laquelle est installé. Les ponts pour faibles charges sont mono-poutre, les autres à double poutre. Sur la ou les poutres longitudinales repose

Un chariot équipé d'un ou deux treuils permettant d'enrouler le câble de levage. A l'extrémité du câble, est monté soit directement soit sur une poulie, le crochet de levage.

Sur un petit pont roulant, la conduite de l'engin se fait par télécommande ou radiocommande, les gros ponts possèdent souvent une cabine de conduite, mais ils peuvent également être pilotés depuis le sol par une télécommande. Ils sont utilisés pour les manutentions dans les

parcs à matières premières, à produits finis (parcs à fers) dans les gros halls de stockage (déchargements de péniches ou de wagons, rechargements de camions).

➤ Dimensionnement du pont roulant

La formule (V.13) va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant

$$C = P + 20\%P \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe.

Le poids d'une seule pompe est de 800 kg → $C = 800 + (20\% * 800)$.

Ce qui nous donne une capacité de $C = 960$ kg.

✓ Système de ventilation :

Le rôle essentiel de la ventilation c'est d'évacuer la chaleur dégagée par l'ensemble des équipements de la station et renouvellement l'air ambiant, évacuer gaz en chaud en cas d'incendie. Cette évacuation se fait par le renouvellement de l'air et le remplacé par l'air extérieur frais, et ceci afin de permettre au personnel travaillant dans la station de mieux respirer.

Pour calculer le débit d'air nécessaire à la ventilation nous envisagerons d'utiliser les méthodes suivantes

➤ Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation :

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et à le multiplier par le coefficient K qui est le taux de renouvellement.

$$Q = V.K \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec :

Q : débit d'air en (m³/h) ;

K : taux de renouvellement par heure (h⁻¹),

V : volume de la station

$$V = 25 * 10 * 8.4 = 2100 \text{ m}^3$$

Donc : $Q = 2100 * 30 = 63000 \text{ m}^3/\text{h}$

✓ Système anti-incendie :

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais, ces moyens réservés à cet effet dépendent de la capacité de la station et son importance, généralement, sont les pompes d'incendie et les extincteurs.

Pour la pompe d'incendie, la commande se fait manuellement et elle doit être installée en charge s'il est possible pour assurer un jet d'eau au moins 10 m au-dessus du point le plus haut du bâtiment, et afin que la mise en marche soit facile et rapide.

Pour un volume du bâtiment inférieur à 5000m³ :

Le débit nécessaire à maîtriser l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris est égal à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

D'où le débit totale de la pompe $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{ext}} + Q_{\text{int}} = 10 + 5 = 15$ l/s.

$Q_{\text{tot}} = 15$ l/s.

La charge de la pompe d'incendie est déterminée en fonction de la hauteur du bâtiment.

$H_{\text{p incendie}} = H + H_{\text{batiment}} + h_p \dots\dots\dots (V.15)$

Ou :

H_{batiment} : la hauteur du bâtiment ;

H : pression au niveau de la bouche d'incendie ;

✓ **Système de drainage :**

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau.

On prévoit comme système de drainage :

- Des caniveaux projetés aux extrémités de la station qui mènent l'eau vers des regards,

✓ **Système d'éclairage :**

Pour que l'équipe de gestion de la station travaille dans bonnes conditions, il faut lui assurer un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

L'éclairage du bâtiment est assuré par des lampes à incandescence, des néons et des tubes fluorescents en cas de coupure du courant.

On doit aussi disposer de torches alimentées aux batteries de forte puissance.

Conclusion

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes Centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés, le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

Chapitre VI : Etude du coup de bélier

Introduction :

Le coup de bélier, qui génère des ondes de surpression et de dépression de grande amplitude, est un phénomène transitoire qui prend naissance lors du démarrage et de l'arrêt des pompes et des turbines ou lors de la fermeture de vannes. Durant ce phénomène, le liquide se comprime et la conduite se dilate pour absorber partiellement l'onde de choc.

VI.1. Principe :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles et en particulier sur les extrémités de la conduite en changeant de signe ou nous suivant les conditions physiques qui ont été rencontrées. [1]

VI.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.3. Les risques dus aux coups de bélier :

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

• Risque de forte pression :

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints. [7]

• Pression négative :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection. [7] [3]

• Fatigue des conduites :

En régime transitoire, les alternances des surpressions et des dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible. [7] [3]

VI.4. Description des phénomènes physiques :

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe :

❖ Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

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

❖ Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche.

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

❖ Phase 03 :

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

❖ Phase 04 :

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

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

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

La période du mouvement est donc de " $T = 4 \cdot \frac{L}{a}$ ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression. L'analyse du phénomène, dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3e, 4e ensuite 1re et 2e)

VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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)

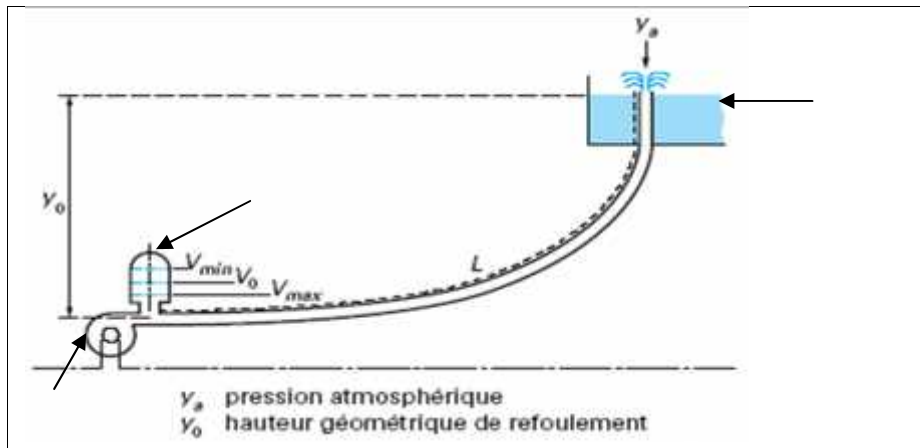


Figure VI.1: Emplacement d'un réservoir anti-bélier.

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 dépression 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.

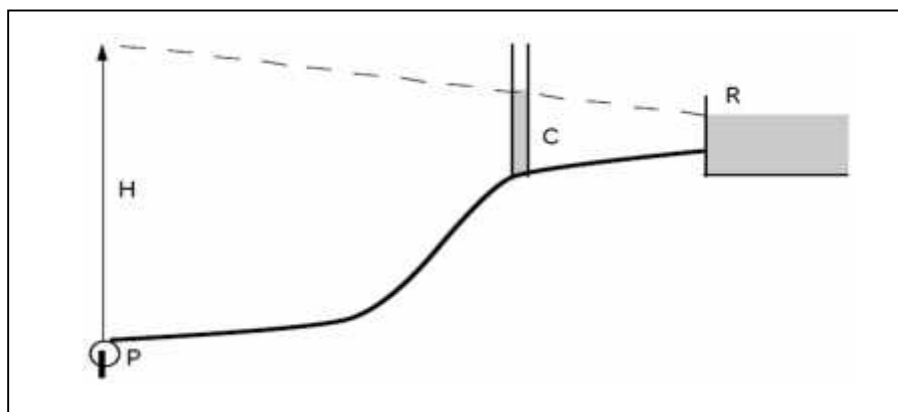


Figure VI.2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

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.

On opte pour le réservoir d'air car il est le moins encombrant qui trouve sa place à l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression et la longueur dépasse $L > 1000\text{m}$

VI.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 se soit pour les petites ou pour les grandes installations.

➤ **Méthode de PUECH et MEUNIER :**

La méthode de PUECH et MEUNIER est une excellente méthode de dimensionnement des anti-béliers car elle met en évidence les enveloppes de dépressions qui permettent de protéger les zones vulnérables.

Dans notre cas on travaille avec la méthode de **PUECH** et **MEUNIER** vue sa simplicité, on peut l'utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépassent les 1 000 m et pour sa fiabilité des résultats.

VI.6.1. Cas dépression :

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti-bélier afin que la conduite soit protégée dans son ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et total de la station.

Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons à l'aide de la méthode de PUECH et MEUNIER le volume U_0 afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite. [6]

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	HMT (m)
SP « 1 »	Fonte	600	0.2826	2.07	3912	136.68

Calcul de la célérité des ondes avec la loi d'Alleivei (A. Morel, 1994)

$$a = \frac{9900}{48,3+k\frac{D}{E}} \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec :

k : Coefficient dépend de la nature de conduite voir le (tableau VI.3).

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0086$ m pour la fonte (DN600)

D : diamètre de la conduite (mm).

Tableau VI.2 : Coefficient dépend de la nature de conduite.

Matériau	k	Matériau	k
Fer	0,5	Béton	5
Acier	0,5	Amiante ciment	4
Fonte grise	1	PEHD	83
Fonte ductile	0,59	PEBD	500
PVC	33		

(A. Morel,1994)

A.N :

$$a = \frac{9900}{48,3+0,59 \times \frac{0,6}{0,0086}} = 1112,63 \text{ m/s}$$

La méthode PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels

K : coefficient qui caractérise les pertes de charge $K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots \dots \dots (IV-2)$

A : coefficient qui caractérise la conduite de refoulement $A = \frac{aV}{gH_0} \dots \dots \dots (IV-3)$

B : coefficient qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A nous superposerons la famille de courbes B au profil en long absolu (Figure VI.3) de la conduite, nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé

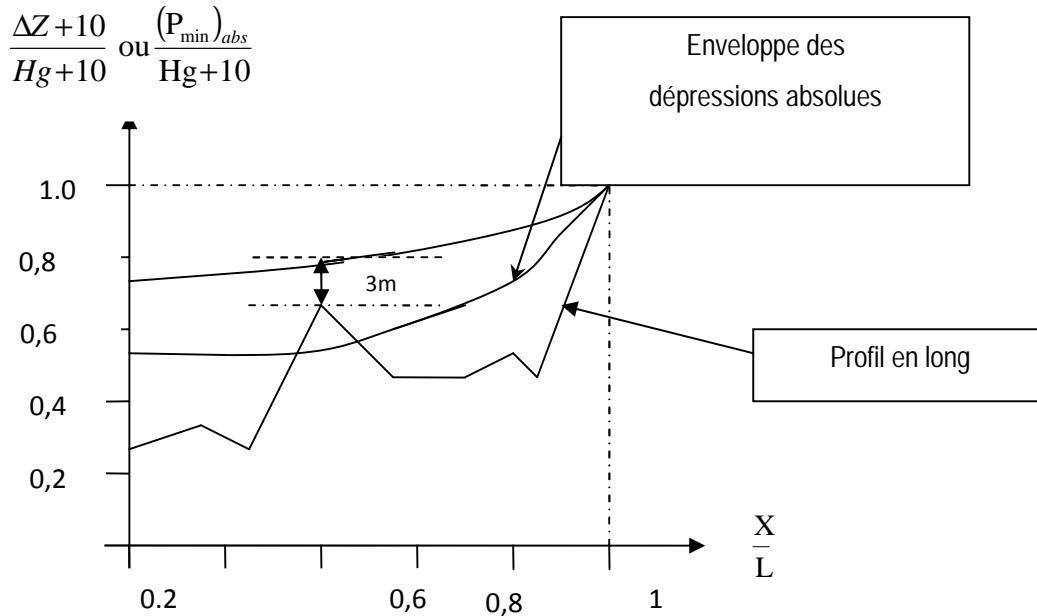


Figure IV.3 : profil en long absolu d'une conduite.

On a :

- HMT = 136.68m
- Hg = 119 m
- la hauteur de refoulement absolu $H_{abs} = HMT + 10$
 $H_{abs} = 146.68$ m
- pression minimal, $H_0 = Hg + 10 = 129$ m

A.N:

- ✓ $K=0.14$
- ✓ $A=1.8$

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour $A=2$ et $K=0.1$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes ($K=0.1 ; A=2$) et ($K=0.2 ; A=2$).

Complétons d'abord le tableau du profil en long.

Tableau VI.3 : Tableau du profil en long absolu.

cote (m)	206	232	246	230	237	220	230	240	281	310	320
longueur	0	451	931	1191	1451	1951	2931	3331	3671	3871	3912
Z	0	26	40	24	31	14	24	34	75	104	114
$\frac{\Delta z + 10}{H_g + 10}$	0,08	0,28	0,38	0,26	0,32	0,18	0,26	0,34	0,65	0,88	1
x/L	0	0,11	0,23	0,3	0,37	0,49	0,74	0,85	0,93	0,98	1

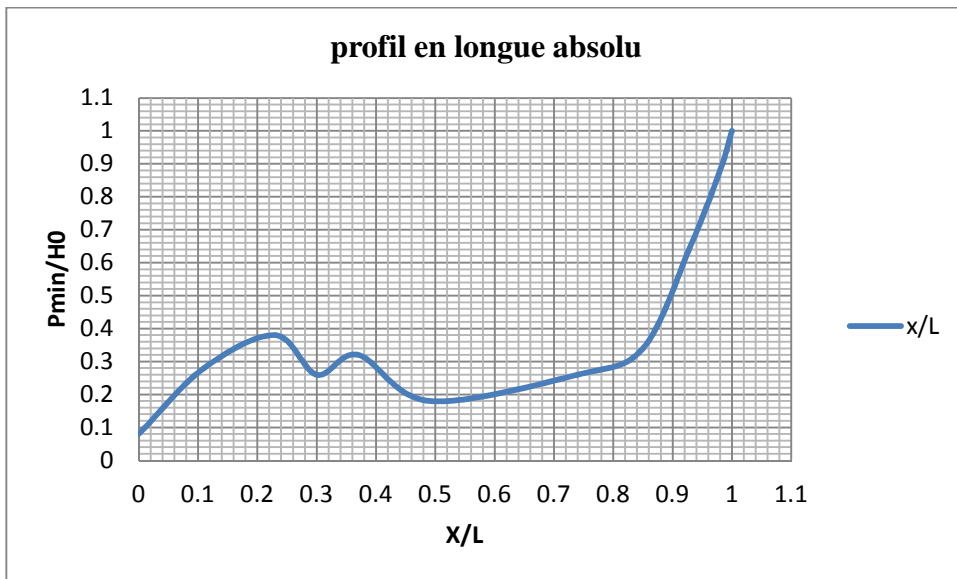


Figure IV.4 : profile en long absolu.

Après la superposition avec des abaques en annexe II.1 et annexe II.2 nous optons la valeur de B = 1

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B}$$

A.N :

$$U_0 = 3.29 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,39$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2} \dots\dots\dots (IV-4)$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 8.03 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 % et normalisé $V = 9.64 \text{ m}^3$.

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de 10 m^3 .

Détails du réservoir d'air

VI.6.2. Caractéristiques finales du réservoir d'air :

D'après la figure (VI-5) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le (tableau VI.4) :

Tableau VI.4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Volume normalisé (Litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP 1	10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400

VI.6.3. Encombrement du réservoir d'air :

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-5).

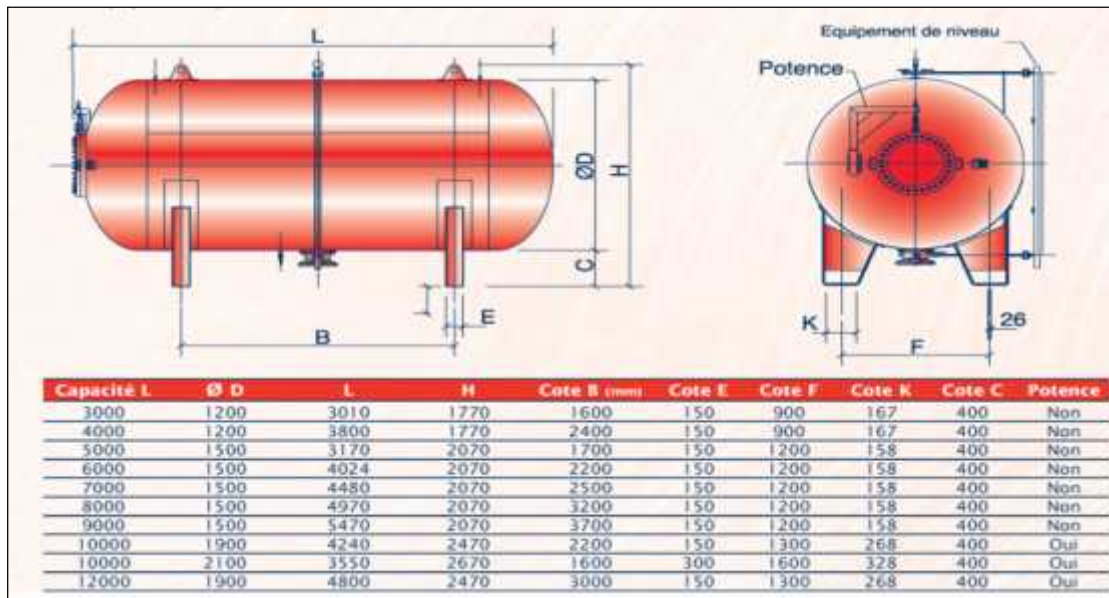


Figure VI-5 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI.6.2. Cas surpression :

Nous nous servons de l'abaque du DUBIN et GUENEAU (annexe II-3)

$$\begin{cases} A = 1.8 \\ B = 1 \end{cases} \text{ Nous lisons } \begin{cases} \alpha \frac{v_0^2}{H_0} = 5.4 \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1,089 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{1}{2 \times g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2$$

$$\Rightarrow d = 102mm$$

La valeur de la surpression : $\frac{P_{max}}{H_0} = 1,04 \Rightarrow P_{max} = H_0 * 1.089$

$P_{max} = 140.5 \text{ m.}$

Donc la conduite de refoulement peut résister à cette surpression.

VI.7. Installation du réservoir d'air :

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

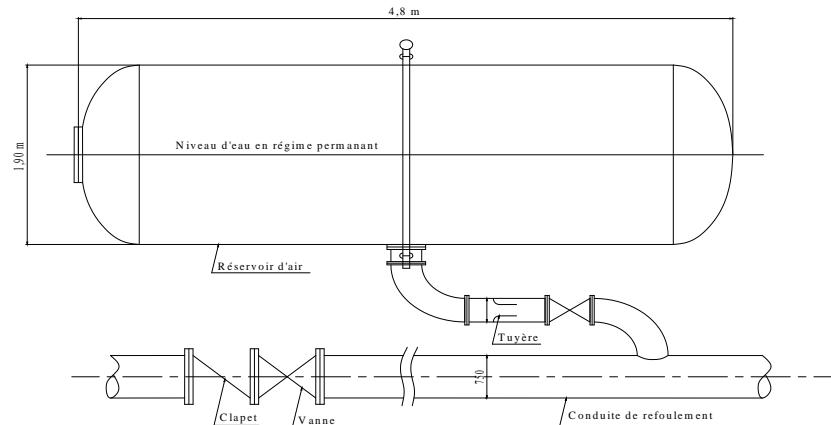


Figure VI.6: Schéma d'installation du réservoir d'air

VI.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c'est alors cette déformation qui se propage à l'amont de la conduite qui constitue un véritable danger (pour la conduite).

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

➤ **Calcul de la célérité d'onde « a »**

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

a : Célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : dépend du constituant de la canalisation Pour la fonte .

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde a pour tous les tronçons gravitaires sont regroupés dans le (tableau VI.5):

Tableau VI.5 la célérité d'onde des tronçons gravitaire.

tronçon	Diamètre équivalent (mm)	e (m)	K	a (m/s)
point de picage-sp1	700	0,0086	0,59	1008,71
point 1-réservoir Oued fodda	299	0,027	83	318,22
point 2-réservoir Zbabdja	266	0,0235	83	314,74
point 3-réservoir Harchoun	256	0,0227	83	315,51
réservoir tampon-réservoir Karimia	438	0,0086	0,59	1118,38

➤ **Détermination du temps de fermeture :**

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde de surpression « t » (**A.Morarel, 1994**)

Où :
$$t_r = \frac{2 \times L}{a} \quad \text{(VI-5)}$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Tableau VI.6: temps de retour de l'onde de déformation.

tronçon	Longueur (m)	célérité d'onde (m/s)	temps de retour d'onde (s)
point de picage-sp1	22707	1008,72	45,02
point 1-réservoir Oued fodda	5387	318,23	33,85
point 2-réservoir Zbabdja	801	314,75	5,08
point 3-réservoir Harchoun	431	315,52	2,73
Réservoir tampon-réservoir Karimia	14559	1118,38	26,03

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \quad \dots \dots \dots \text{(VI - 6)}$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne(min)

L : longueur de l'adduction gravitaire (m).

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent (m/s).

Tableau VI.7: temps de retour de l'onde de déformation.

tronçon	Longueur (m)	temps de fermeture (min)	vitesse d'écoulement (m/s)	b (m)
point de picage-sp1	22707	35	1,27	2.8
point 1-réservoir Oued fodda	5387	35	2,50	1.31
point 2-réservoir Zbabdja	801	35	2,67	0.21
point 3-réservoir Harchoun	431	35	2,67	0.11
réservoir tampon-réservoir Karimia	14559	35	1,07	1.51

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de la protection des conduites soit de refoulement ou bien gravitaire contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul de réservoir d'air, et nous avons déterminé le volume de ce dernier qui doivent être installés juste à la sortie de chaque station de pompage.

Chapitre VII : pose de canalisation et accessoires

Introduction:

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose. La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation de réseau et l'adduction reposent sur une pose convenable. 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 :**

Dans la plupart des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin.

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

VII.1.1.1. Pose en terre :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m permettant aux ouvriers d'y accéder.

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suite :

- On laisse une distance suffisante au dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges. Cette distance peut varier de 0.80 à 1.20 m, suivant que les régions qui sont exposées aux gels importants ou non.
- On recouvre ensuite le fond de la fouille d'un lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et aussi bien nivelé, suivant les côtes du profil en long.

Ce lit de pose est assuré :

- Par du gravier dans les terres ordinaires ;
- Par des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
- Par un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs.

Enfin, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées en dessous et sur les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres.

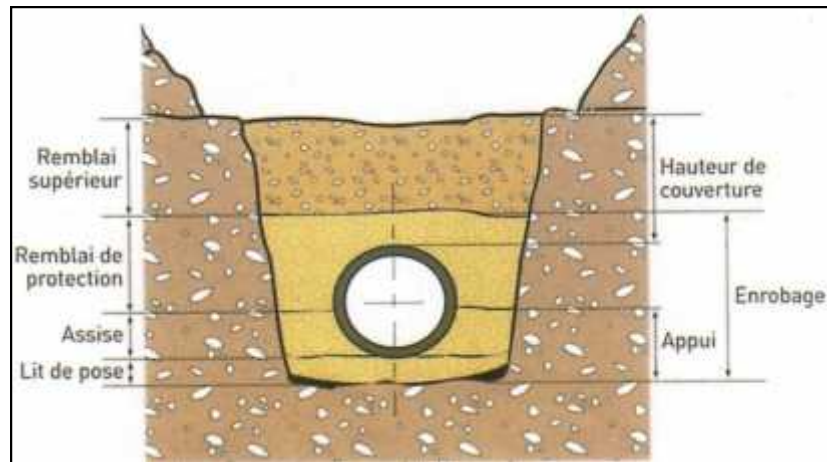


Figure VII-1 : Pose de canalisation

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).

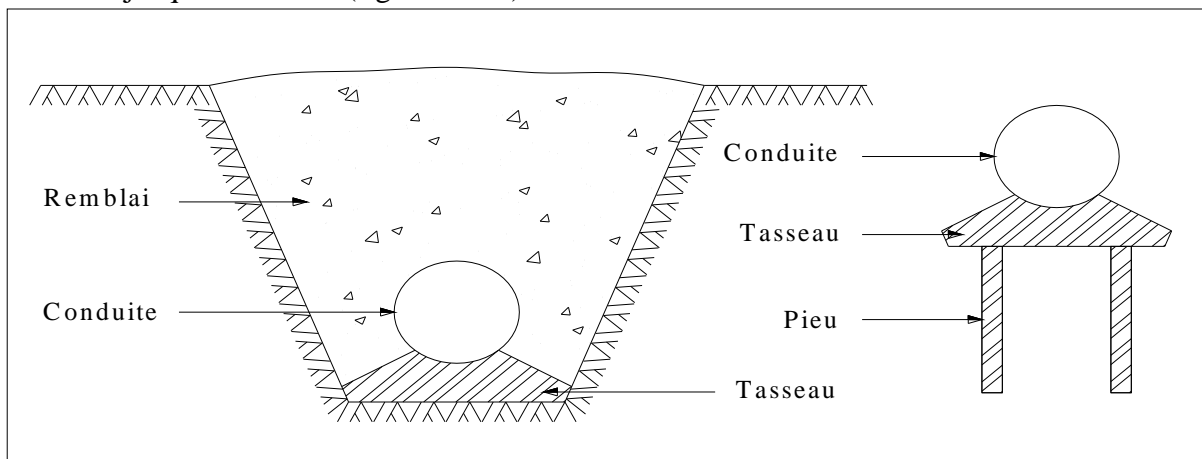


Figure VII-2 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.

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.

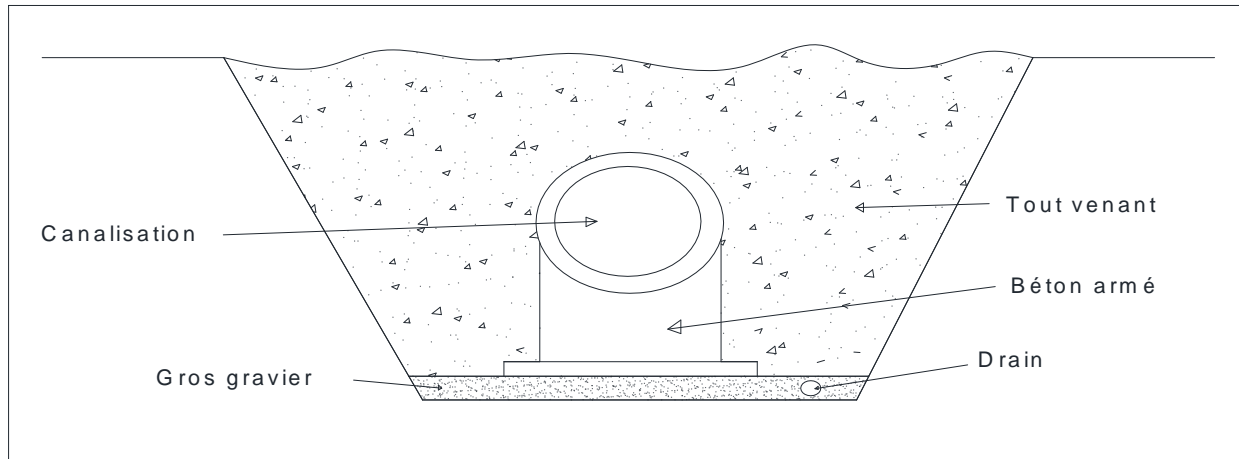


Figure VII-3 : Pose de canalisation dans un terrain mouillé

VII .1.1.3. Pose de canalisation en galerie :

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 qui 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).

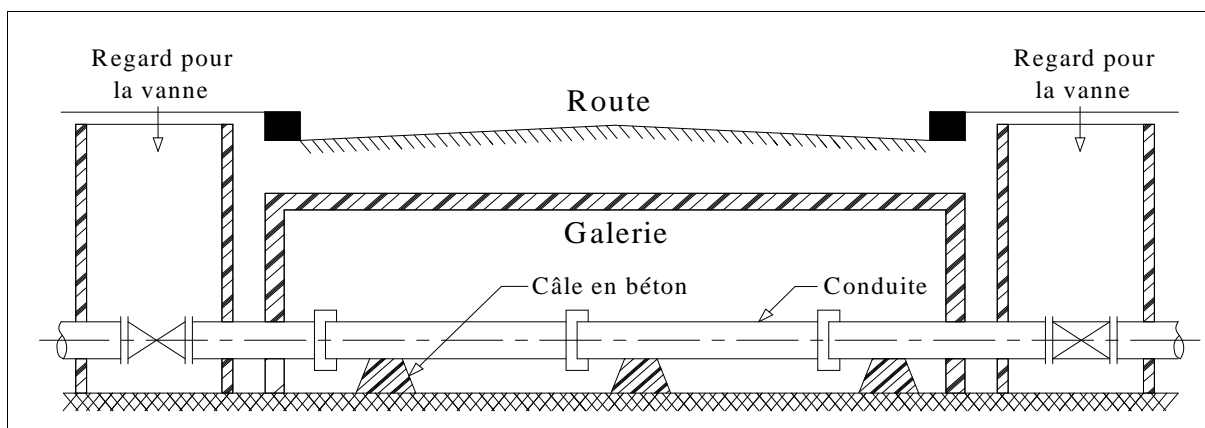


Figure VII-4 : Pose de canalisation en galerie

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.

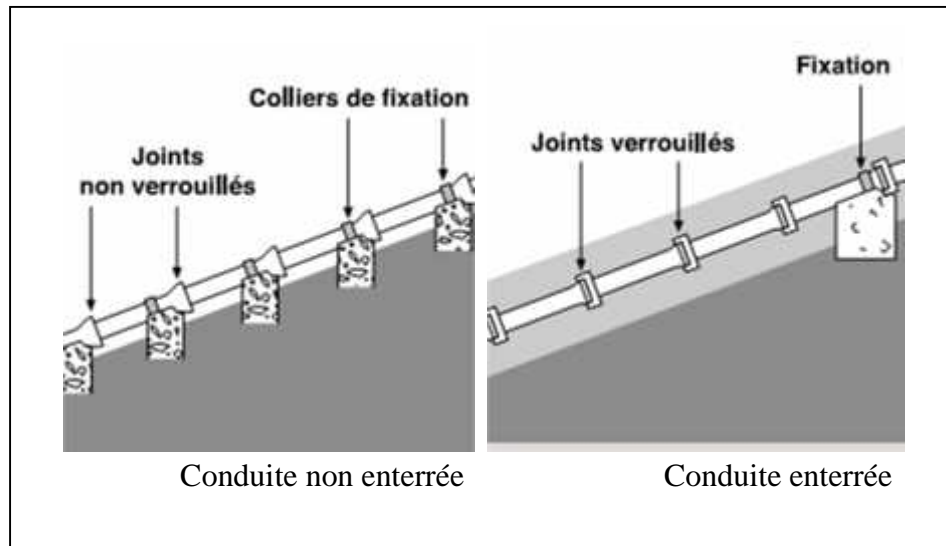


Figure VII-5 : Pose de canalisation en pente

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).

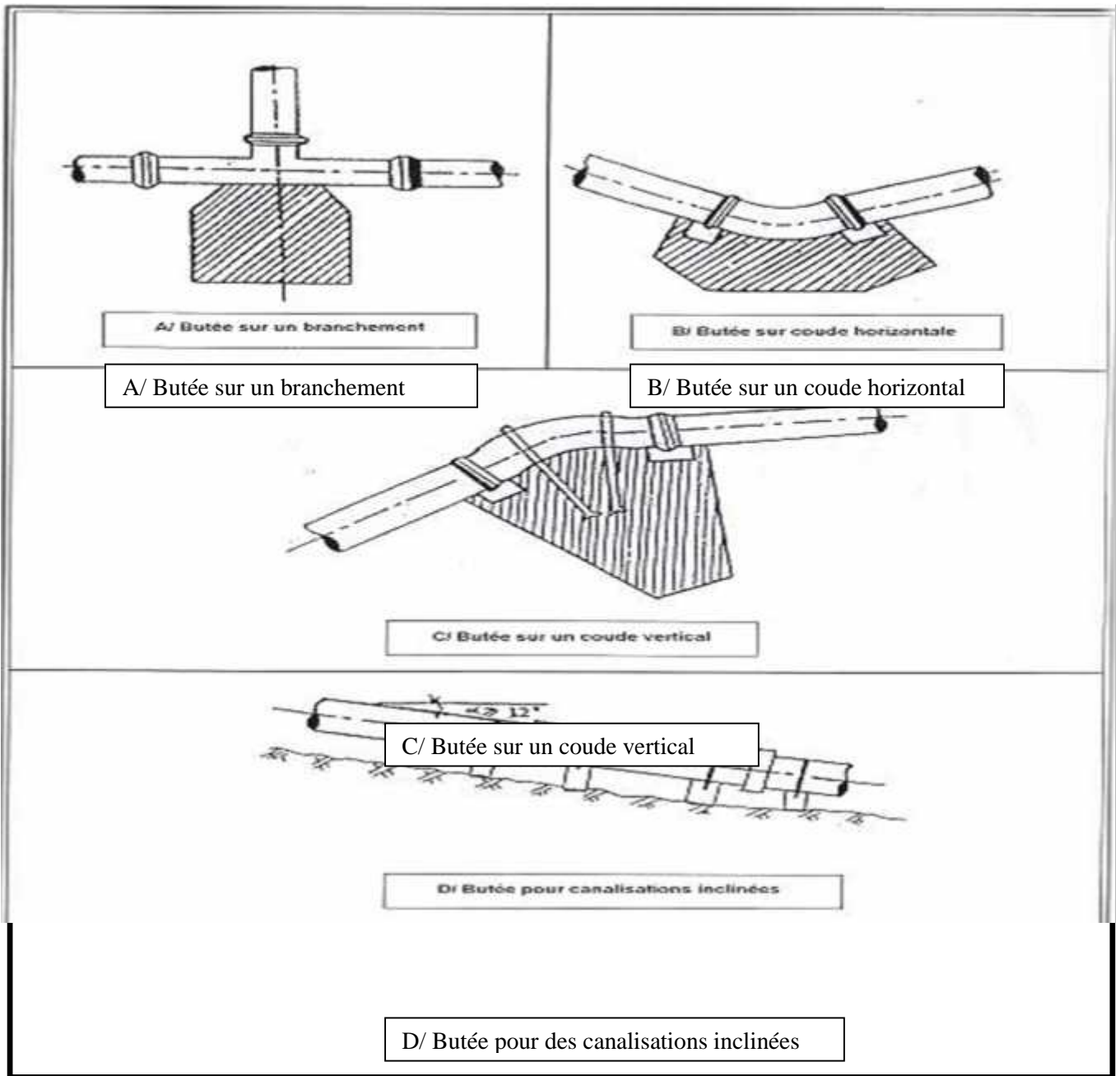


Figure VII-6 : Butées et Amarrages

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.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.



Figure VII-7 : Construction d'un regard

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. (Figures VII-8 et VII-9)

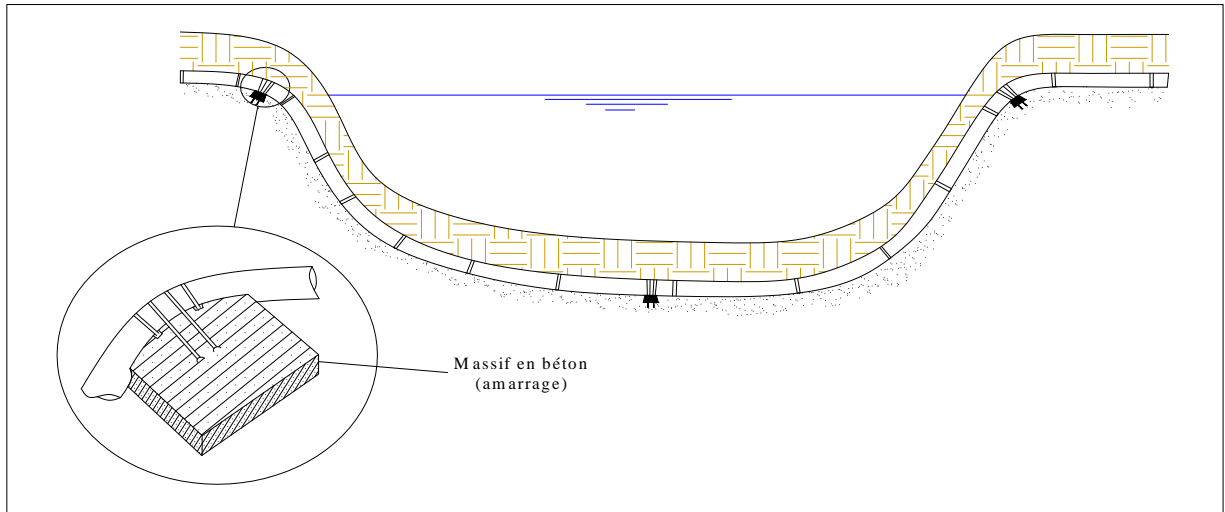


Figure VII-8 : Traversée d'une rivière

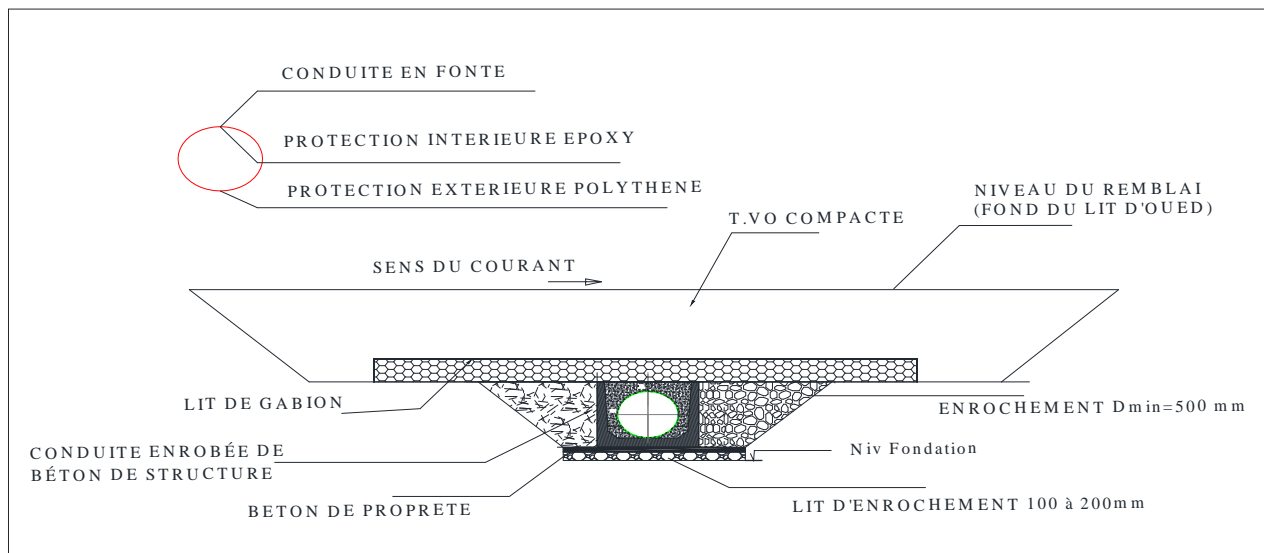


Figure VII-9 : Mise en place de la conduite

VII.1.4. Traversée de l'oléoduc et du gazoduc :

En plus de la protection cathodique citée précédemment, il serait judicieux de prévoir un enrobage en béton afin d'éviter tout accident aux traversées et tout risque de tassement. Dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus de 80 cm minimum des tuyaux d'oléoduc et du gazoduc.

Ces passages devront être particulièrement surveillés lors de la pose en présence du personnel de la SONATRACH.

VII.1.5. Traversée de la voie ferrée :

Dans de nombreux pays, les sociétés exploitantes exigent que les canalisations qui doivent passer sous voie ferrée, soient posées sous fourreau avec vanne amont et aval. Le fourreau est en béton, la canalisation en fonte est positionnée à l'intérieur du fourreau.

VII.2. Accessoires :

Les 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 vannes papillon :

VII.2.1.1. Robinets vannes papillon :

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. [2]



Figure VII-10 : Robinet vanne papillon

VII.2.1.2. Robinets vannes à coin (à opercule) :

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. (*Figure VII-11*)

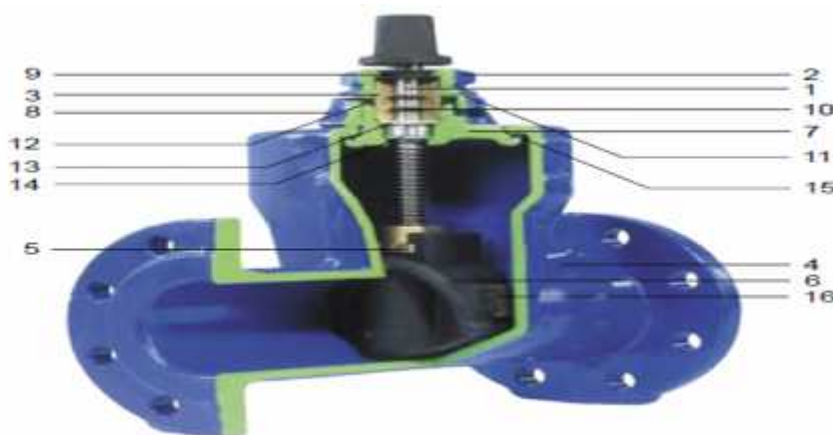


Figure VII-11 : Robinet vanne à opercule

Repere	Désignation	Matière	Revêtement
1	Vis	Acier inoxydable type Z20C13	-
2	Ecrou de palier	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
3	Palier	Laiton type CuZn39Pb2	-
4	Corps	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
5	Ecrou de manœuvre	Laiton type CuZn40Pb2	-
6	Opercule	Fonte GS	Surmoulage EPDM
7	Chapeau	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
8	Etrier	Fonte GS	Epoxy bleu mini250 microns
9	Joint anti poussière	chloroprène	-
10	Joints de palier	NBR	-
11	Rondelle frein	Acier TYPE Z6CN18.8	-
12	Joint chapeau- Etrier	NBR	-
13	Rondelle d'étanchéité	Polyamide 6-6	-
14	Rondelle de butée	Polyamide 6-6	-
15	Joints corps-chapeau	EPDM	-
16	Guides	Polyamide 6-6	-

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit :

➤ Les robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

➤ Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.2.2. Clapet anti retour :

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux. (*Figure VII-12*)

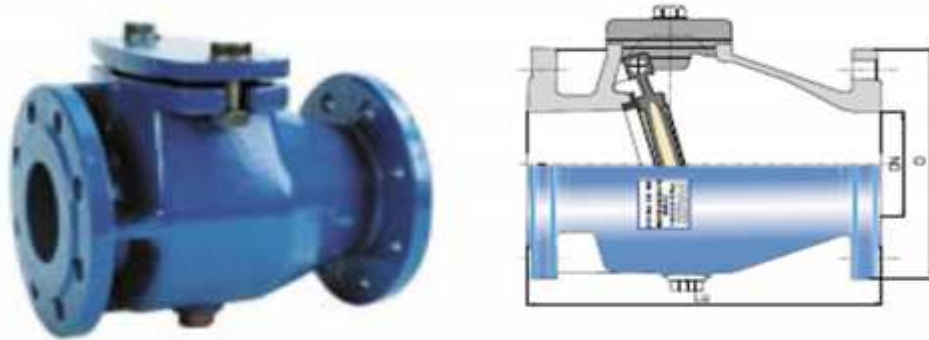


Figure VII-12 : Clapet anti retour

Remarque :

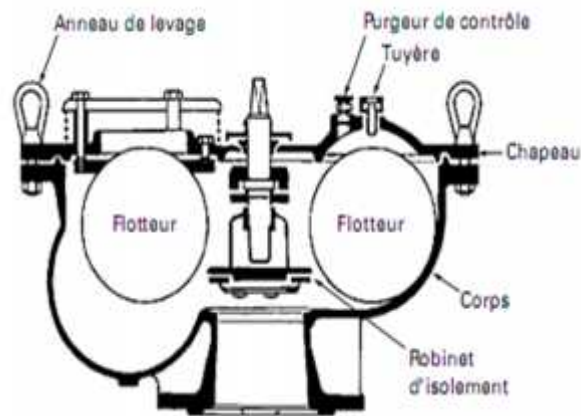
Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VII.2.3. Ventouses :

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer voire même de renforcer en soulignant les changements de pente. Car ces changements entraînent l'emplacement des vidanges aux points bas et des purges d'air aux points haut.

La ventouse est actionnée par la simple présence d'air. Elle fonctionne un peu comme un tuba d'enfant. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obturer l'orifice de la ventouse.

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau. (*Figure VII-13*)



*Figure VII-13 : Ventouse à trois fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)*

VII.2.4. Vannes de décharge :

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite.

La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile.

VII.2.5. Conduite by-pass :

La conduite by-pass est utilisée pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre des vannes pour remplir le troisième rôle.

VII.2.6. Crépines :

Une crépine est un cylindre avec un fond - portant tous deux des perforations - et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier.

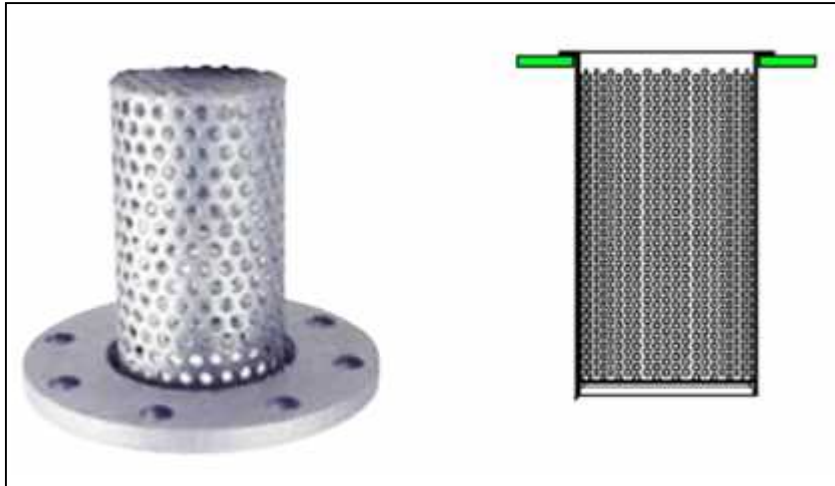


Figure VII-14 : Crépine

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (conduite d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VII.2.7. Réducteurs de pression :

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varie.

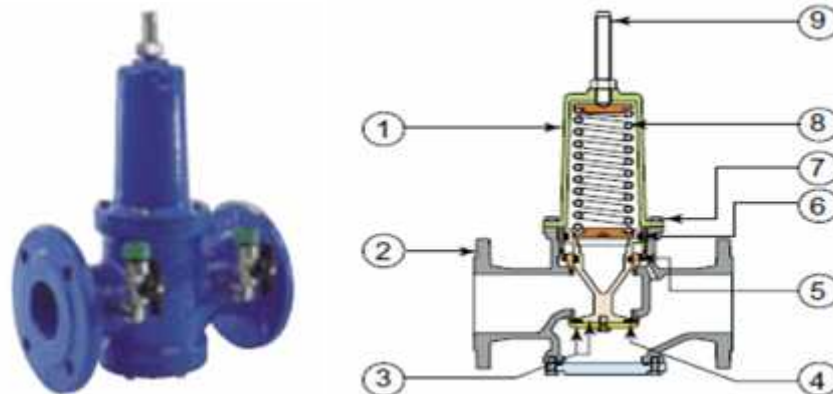


Figure VII-15 : Réducteur de pression

- 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

VII.2.8. Joints de raccordements :

Les longueurs des tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage. Selon les diamètres et les types de joints

VII.3. Organes de mesure :

VII.3.1. Mesure de débit :

Les débitmètres sont des appareils de mesure des débits. Les plus utilisés au niveau des installations sont : (*Figure VII-16*)

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Le phénomène de la dynamique des fluides où il y a formation d'une dépression dans une zone où les particules de fluides sont accélérées. Également, l'accélération du vent occasionne une augmentation de la température de l'autre côté de l'obstacle (décompression adiabatique) et favorise l'évaporation dans un milieu gazeux.

Le théorème de Bernoulli permet de comprendre ce phénomène : si le débit du fluide est constant et que le diamètre diminue, la vitesse augmente nécessairement ; du fait de la conservation de l'énergie, l'augmentation d'énergie cinétique se traduit par une diminution d'énergie élastique, c'est-à-dire une dépression.

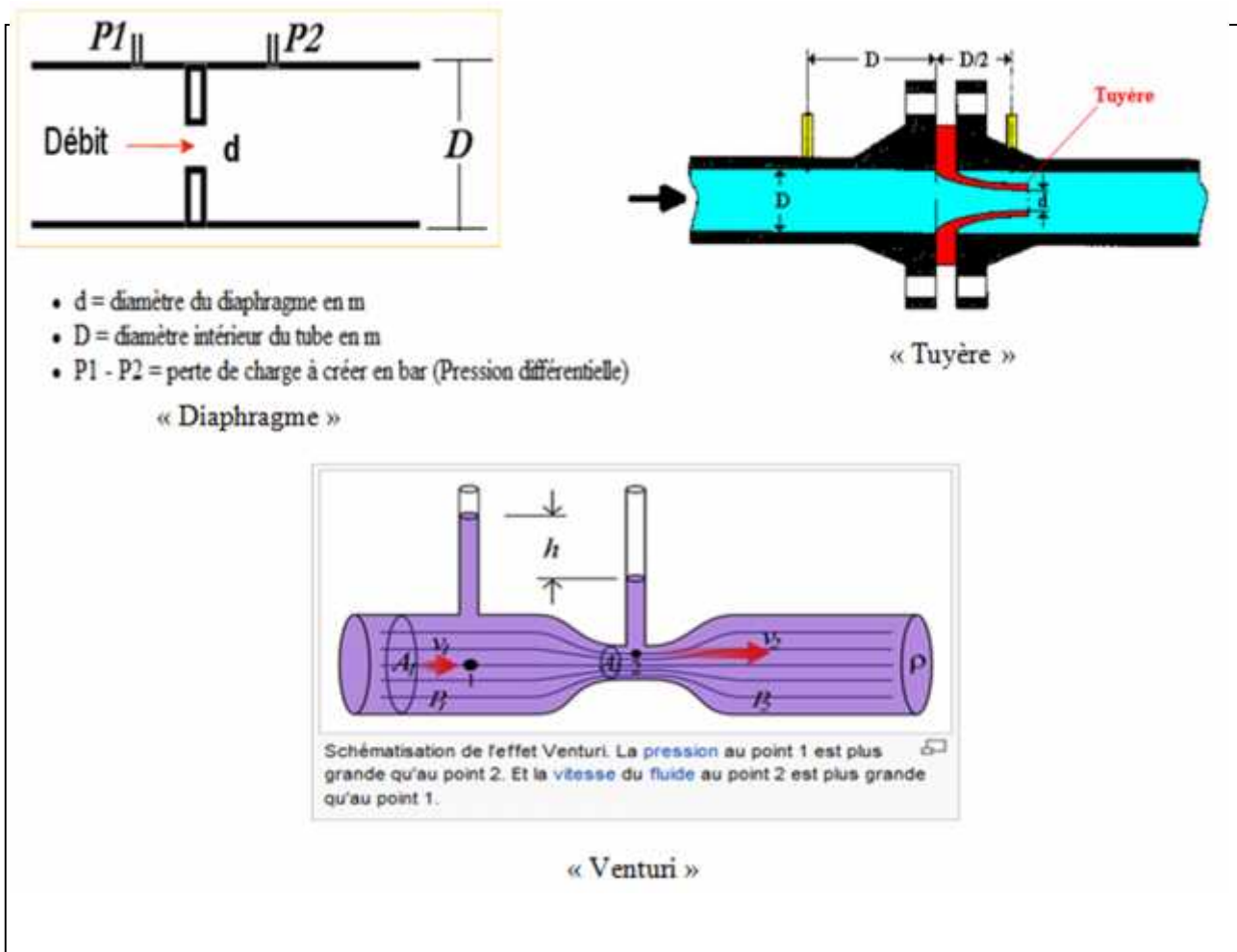


Figure VII-16 : Différents types de débitmètres

VII.3.2. Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

➤ *manomètres à aiguilles :*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ *manomètres à soufflet :*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure VII-17 : Manomètre

Remarque :

Dans le cas, où les quatre installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et à la sortie de chaque pompe.

VII.4. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie de l'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VII.4.1. Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle r de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VII.4.2. Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VII.4.3. Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont utilisés dans des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et bride.

VII.4.4. Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride. On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion:

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions sont 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 étude ont été considérées. Les accessoires correspondants ont été énumérés.

Chapitre VIII : gestion du réseau d'adduction

Introduction :

La gestion d'un système d'adduction, est la dernière étape connaissant la conception de notre projet (réseau d'adduction). La gestion est recommandée et chargée par une équipe spéciale vue son l'importance et garder le système en marche dans les meilleurs conditions, qui dit meilleurs conditions, dit meilleur rendement. Comme toute infrastructure, les ouvrages doivent être entretenus, réparés et, à terme, renouvelés. La question est de prévoir et d'organiser ces opérations pour maintenir, aux meilleurs coûts, la qualité du service à l'utilisateur, c'est à dire la permanence et la qualité de l'eau distribuée. La bonne gestion assure un cout de revient plus élevé et l'amortissement du projet dans le plus proche délai et d'éviter les problèmes de l'insuffisance de l'eau.

VIII.1 : Pérennité des ouvrages :

L'objectif primordial de tout gestionnaire est sans doute d'assurer la pérennité des tous les ouvrages (les conduites, réservoir de stockage et station de pompage) pour augmenter leurs durées de vie, l'assurance de leurs pérennité repose sur la maintenance avant l'entretien. Pour atteindre cette objectif, un bon gestionnaire doit tenir compte les paramètres suivant :

1. Faire une étude sérieuse sur le régime transitoire en dimensionnant parfaitement le réservoir anti-bélier et en faisant un bon dimensionnement mécanique.
2. Tenir compte de la protection contre la corrosion dans le cas des conduites en acier même si le sol n'est pas agressif.
3. Faire un mode de remplissage par un dixième de débit pour la mise en fonctionnement du réseau de distribution.
4. Prévoir une arrivée par le haut du réservoir pour le remplissage pour pallier au problème de l'entartrage.

VIII.1.1 : Gestion et exploitation de la conduite d'adduction :

La conduite est posée dans des conditions favorables (chapitre pose de la conduite), la protection contre la corrosion interne est assurée par la vitesse moyenne d'écoulement et la qualité de l'eau (rôle de la station de dessalement), ne soit pas incrustante (agressive), même il faut éviter les dépôts par une vitesse minimale de 0,8 m/s et que l'eau ne soit pas entartrant, ces dépôts de tartre fait diminuer la section mouillée et par conséquent une augmentation de la vitesse d'écoulement et changement du régime.

La canalisation doit être équipée par des accessoires qui vont travailler sur la protection de cette dernière tel que, chaque une distance de 200 m on place une vanne de sectionnement avec une ventouse juste après, un robinet vanne de vidange est placé à l'extrémité aval de chaque tronçon et un by-pass relie entre les deux tronçon de diamètre 1/10 de ceux des tronçons, muni d'un robinet vanne. Ces vannes de sectionnement sont de type opercule, elles sont fermées avant la mise en service.

Le remplissage de la conduite se fait progressivement, on ouvre la vanne (à papillon) à la sortie du réservoir tampon d'un 1/10 de débit, l'eau s'écoule dans le premier tronçon, la ventouse laisse l'air de s'échappé, on ouvre les robinets vannes des by-pass l'un après l'autre de l'amont à l'aval, les tronçons se remplissent, puis on va ouvrir les vannes de sectionnement. A l'aval la conduite est munie d'une vanne à opercule, la fermeture de cette

vanne obéit à la loi de manœuvre, à mi-section de la conduite la vanne se ferme rapide mais dès cette section là la vanne se ferme lentement pour ne pas créer de coups de bélier.

La canalisation est bien équipée par des différents joints qui sont étanches et résistants aux pressions de service qui lient les accessoires avec, les conduites entre eux sont liées par des soudures bout à bout qui est une technique très efficace, assure l'étanchéité et elle résiste aux pressions de service.

- Après la mise en service, on veille contre les fuites pour toujours laisser le rendement élevé. Ces fuites peuvent être aperçues ou inaperçues. Pour une bonne gestion de répartition on doit équiper chaque réservoir terminal ou bête d'aspiration d'un compteur ou d'un débit mètre pour but d'évaluer les volumes distribués, dans ce cas le rendement sera égal à la somme des volumes reçus pour chaque réservoir divisé par le volume fourni multipliant le résultat par cent ($r = \frac{V_{reçus}}{V_{fourni}} * 100$), chute de ce rendement veut dire des pertes considérables. On aussi d'autres facteurs agissent sur ce rendement, Les plus fréquemment cités sont :

- ✓ L'âge moyen du réseau ;
- ✓ la nature des canalisations et de leurs joints ;
- ✓ les conditions d'exploitation (pression, coups de bélier) ;
- ✓ la nature des terrains ;
- ✓ la longueur du réseau ;
- ✓ le nombre de branchements.

L'amélioration du rendement s'obtient par un affinage des comptages amont et aval, par une recherche et une détermination précise des volumes utilisés non comptés et par une recherche systématique des fuites.

Les différents calculs de rentabilité effectués dans de nombreux services ont montré que les bénéfices induits couvrent largement les frais d'amélioration et qu'il faut continuer l'effort de maintien d'un haut rendement même lorsque ce dernier est finalement obtenu.

Une retombée appréciable réside dans l'excellente connaissance, mise à jour en permanence grâce à la continuité de cet effort, des différentes composantes du réseau et dans la possibilité offerte ainsi à l'exploitant d'intervenir à bon escient. [8]

VIII.1.1.1 : Recherche des fuites :

La surveillance du réseau comprend le constat visuel des anomalies (affleurements d'eau, affaissements de terrain) ; le contrôle des débits et pressions sur le réseau et aux stations de pompage, d'où on trouve plusieurs méthodes :

➤ **Méthodes acoustiques traditionnelles :**

Elles consistent à déceler les bruits provoqués par la fuite à l'aide d'appareils mécaniques ou électroniques. Elles sont lentes et elles sont perturbées par les bruits ambiants. L'écoute au sol est gênée par l'affaiblissement du bruit avec la profondeur (ou l'écart latéral par rapport à la conduite) ; l'écoute sur conduite est plus efficace sur les petits diamètres et sur les conduites métalliques.

Les appareils mécaniques dérivent du principe du stéthoscope. Les appareils électroniques comportent un capteur, un amplificateur réglable, un filtre de fréquences, un casque d'écoute et un microampèremètre. À présent, le capteur est devenu microphone puis accéléromètre ; l'amplification est à réglage de la bande d'écoute par filtres.

➤ **Méthodes nouvelles :**

Corrélation acoustique ; On procède à une écoute à deux microphones ; un dispositif analyse les bruits captés en deux points éloignés de moins de 100 m de la même conduite (figure VIII.1) ; la courbe de corrélation de ces bruits est relativement plate s'il n'y a pas de génération de bruit entre les deux points d'écoute. Dans le cas contraire, la courbe de corrélation présente un maximum très net. Connaissant la vitesse de propagation (qui est celle de la vitesse du son dans l'eau), on peut localiser la fuite.

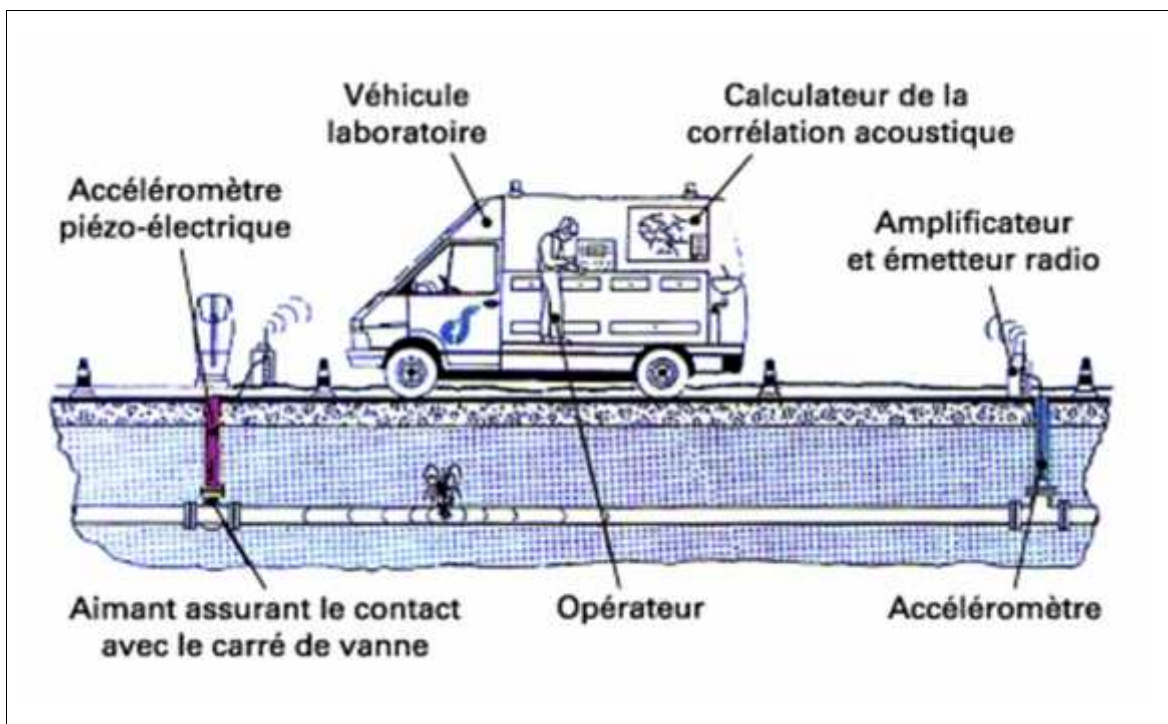


Figure VIII.1 : Méthode nouvelle « corrélation acoustique ». d'après document Générale-des-eaux)

VIII.1.1.2. Les bruits dans les conduites :

Sont soumis aux phénomènes suivants :

- Les hautes fréquences s'atténuent plus vite que les basses ;
- les basses fréquences sont mieux véhiculées par l'eau que par les conduites ;
- les conduites en plastique amortissent beaucoup plus rapidement les vibrations que les conduites métalliques. Plus le diamètre est important, plus les bruits sont atténués.

C'est cette faculté de bonne localisation de la fuite (figure VIII.2) qui rend cette méthode particulièrement intéressante, car elle tend à des économies de temps et de terrassement. Son avantage principal réside dans la neutralisation des bruits de l'environnement ; elle permet par conséquent un travail de jour. Combinée avec les méthodes précédentes, qui déterminent une

zone où peut se trouver la fuite, elle permet une localisation rapide et précise. Elle exige deux accès à la conduite séparés au plus de 100 m.

➤ **Thermographie infrarouge :**

On détecte les fuites par mesure du gradient de température provoqué par la remontée de l'eau par capillarité du sous-sol. Cette technique est bien adaptée aux canalisations passant à travers champs. On obtient ainsi une cartographie rapide des zones potentielles de fuites par survol en hélicoptère, puis traitement différé des images infrarouges sur ordinateur.

➤ **Oreilles acoustiques :**

Le principe est de détecter le bruit de l'eau qui s'échappe des canalisations sous pression. La sensibilité de « l'oreille » s'étend sur une gamme de fréquences très large, et la période d'écoute est de l'ordre de 3 heures, ce qui permet de détecter des fuites faisant très peu de bruit.

➤ **Injection de SF₆ :**

Quand on a la certitude d'une fuite dans une zone déterminée et que sa localisation précise est difficile à obtenir, on peut faire appel à une injection d'hexafluorure de soufre (SF₆), produit inodore, insipide et sans danger. SF₆ s'échappe par la fuite, pénètre dans le sol et la verticale de la fuite se détermine au moyen d'une sonde introduite dans de petits trous percés le long du tracé de la conduite.

Cette méthode est longue et coûteuse ; elle peut s'utiliser quand la corrélation acoustique est en défaut (conduites en matière plastique ou impossibilité d'avoir deux accès à la conduite séparés de moins de 100 m). Une variante consiste à utiliser des traceurs radioactifs.

➤ **Géoradar :**

Issu de la recherche militaire pour la détection de mines, son principe repose sur la vitesse de propagation d'ondes électromagnétiques dans le sol, variable en fonction des matériaux rencontrés et de la profondeur de l'objet détecté. Une poche d'eau se traduit par un ralentissement des ondes. L'interprétation des données fournies par le géoradar permet la double détection des conduites et des fuites.

➤ **Radiomagnétotellurique :**

Cette technique vient de la géophysique et est basée sur la mesure de la résistivité apparente des terrains. Une zone de fuite est humide et s'exprime par une faible résistivité.

➤ **Bouchon de mousse dure en plastique envoyé dans le tuyau et véhiculé par l'eau :**

La pression varie au passage des joints, des appareils, des coudes, etc. Elle croît brutalement quand le bouchon atteint la fuite et donne une indication sur le débit de fuite.

VIII.1.2: Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretien qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

➤ **Equipements du réservoir :**

Le (tableau VIII.1) fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau VIII.1 : Equipements des réservoirs.

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisation de liaison - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

VIII.1.2.1. Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle (réparation).

Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on cite :

➤ Contrôle hebdomadaire :

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

➤ Contrôle semestriel :

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

➤ Nettoyage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VIII.1.3: Gestion et exploitation des stations de pompage :

La pompe est l'organe principal dans la station de pompage, le bon fonctionnement de cet organe nécessite un milieu favorable, dont on trouve les accessoires qui viennent avec ainsi que le bon calage pour que la pompe travaille au repos. Ces accessoires veillent sur la protection de la pompe telle qu'un clapet, une vanne, un vacuomètre à l'entrée et un clapet, une vanne, manomètre à la sortie de ce dernier, le volant d'inertie, un réservoir d'anti-bélier et un débitmètre ou un compteur. Avant chaque fonctionnement, il faut que vérifier que le courant électrique soit suffisant pour démarrer le moteur progressivement, l'ouverture de la vanne à la sortie soit aussi progressive en fur et à mesure que le débit refoulé augmente, bien sur que la bache d'aspiration à un niveau d'eau suffisant tel qu'on laisse une hauteur d'eau dans la bache après chaque arrêt de la pompe pour éviter l'entraînement de l'air à la conduite d'aspiration, c'est éviter le barbotage après cavitation de la pompe. Après chaque arrêt les clapets sont fermés, le réservoir d'anti-bélier est en marche, il faut vérifier son état de pression pour assurer l'atténuation de chocs de coups de bélier.

VIII .2. Télégestion : des outils incontournables pour mieux exploiter les ouvrages de gestion de l'eau.

La télégestion désigne un ensemble de solutions technologiques permettant de piloter à distance des installations autonomes géographiquement dispersées. De quoi, par exemple et de façon basique, permettre à l'exploitant d'un ouvrage d'être alerté en cas de problème technique. C'est toutefois loin d'être le seul atout de ces systèmes, puisqu'ils savent

également enregistrer le fonctionnement des équipements surveillés (pompes, vannes, etc.). Il est par exemple possible de suivre en permanence l'état d'un réseau, d'analyser son comportement et d'en optimiser la gestion par l'établissement de bilans périodiques.

VIII .2.1. Objectif de la télégestion :

- La maintenance préventive,
- la détection de fuites,
- la surveillance des consommations et des volumes produits et distribués. Avec à la clé des économies tant en termes d'énergie, que de la ressource elle-même, le tout en limitant les déplacements et les coûts.
- Progressivement, les technologies de l'information et De la communication (TIC) ont Pris une place décisive au sein de ces équipements.

VIII .3. Création des bases des données :

Le temps et la combinaison de différents facteurs et phénomènes de nature et différente (propres à la canalisation, extérieurs et liés au fonctionnement du réseau) contribuent à la dégradation de la conduite. On dit que le réseau vieillit : ruptures, fuites, dégradations de qualité de l'eau. La connaissance de tous ces facteurs ainsi qu'une base de données descriptive sur l'ensemble du réseau et son environnement représente un atout nécessaire pour un bon diagnostic.

Le modèle d'aide à la décision dans le processus de renouvellement du réseau d'AEP permet aux gestionnaires de mettre en place des programmes de renouvellement.

Cette base de données nous permet de :

- ✓ Localiser les accidents (nom et numéro de rue par exemple)
- ✓ Connaître les caractéristiques des conduites sur lesquelles l'accident est survenu (diamètre, type de matériau.....)
- ✓ Connaître la nature de l'événement :
 - Les accidents (rupture, écoulement du regard, manque d'eau...)
 - Les travaux effectués (montage du collier, soudure de la manche....)
- ✓ Dater les différents types d'évènements (date de commencement des travaux, date de mis à jour, date de localisation d'accident).

Conclusion :

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre en amont de la conception et de l'adaptation des équipements nécessaires pour chaque système (captage, adduction, stockage et distribution) ainsi, les mesures et les actions portant en priorité sur la détection des fuites et la maîtrise de captage.

La remise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion. Elle permet l'amélioration de la sécurité et le fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, le prolongement de la durée de vie des équipements et des installations, la réduction voir même l'élimination des risque de contamination.

Conclusion générale

Conclusion générale :

A travers cette étude, un système de transfert d'eau potable a été dimensionné pour quatre agglomérations de la wilaya de Chlef (d'Oued fouda, Ouled Abasse, Karimia et Harchoune).

Notre transfert est composé d'adductions mixtes avec des piquages alimentant les communes. Cependant la partie refoulement ne s'étend que sur un faible linéaire par rapport à la partie par gravitaire.

Une étude de variante a été réalisée avant de choisir le tracé optimum pour notre projet et de dimensionner tous les ouvrages. Pour ce faire, une étude d'une station de pompage, de plusieurs réservoirs et de conduites reliant ces derniers a été élaborée.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement de notre système, une protection des canalisations contre le coup de bélier a été proposée.

Enfin, et pour aboutir efficacement au but visé par cette étude, nous jugeons utile de protéger les conduites contre les pressions importantes, dues aux grandes différences d'altitudes, par la projection des régulateurs de pression, et d'accessoires, comme les ventouses et les robinets de vidange, implantées le long du réseau d'adduction.

La projection d'un système de télégestion nous permettra la supervision de l'ensemble des ouvrages à partir d'un poste central.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **ANDRE DUPONT** « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II.1981 Eyrolles (Paris).

[2] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année.

[3] **A. LENCASTRE** « HYDRAULIQUE GENERALE».Cepadu`es-**Editions**, 2000.

[4] Technique de l'ingénieur-Adduction et distribution d'eau.

[5] Mahmoud MOUSSA « ALIMENTATION EN EAU POTABLE». Version 2002.

[6] **G.DEGOUTTE** « AIDE MEMOIRE D'HYDRAULIQUE A SURFACE LIBRE ».

[7] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.

[8] **F.VALIRON**. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome I, 2003, 335pages.

Catalogue :

[9] SAINT GOBIN PIPE SYSTEME.

[10] **Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE**

Mémoires de fin d'étude:

[11] **ABDI ISHAK** « Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila) », Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2011.

[12] **M. BELLOUL Abdelmalek** « Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage Ighil Emda vers la commune Draa El Gaid, wilaya de Bejaia», Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2010, page30.

ANNEXE I

Les caractéristiques du moteur électrique :

Fréquence : 60 HZ.

Tension nominale : 460 V.

Vitesse nominal : 1750 tr/min.

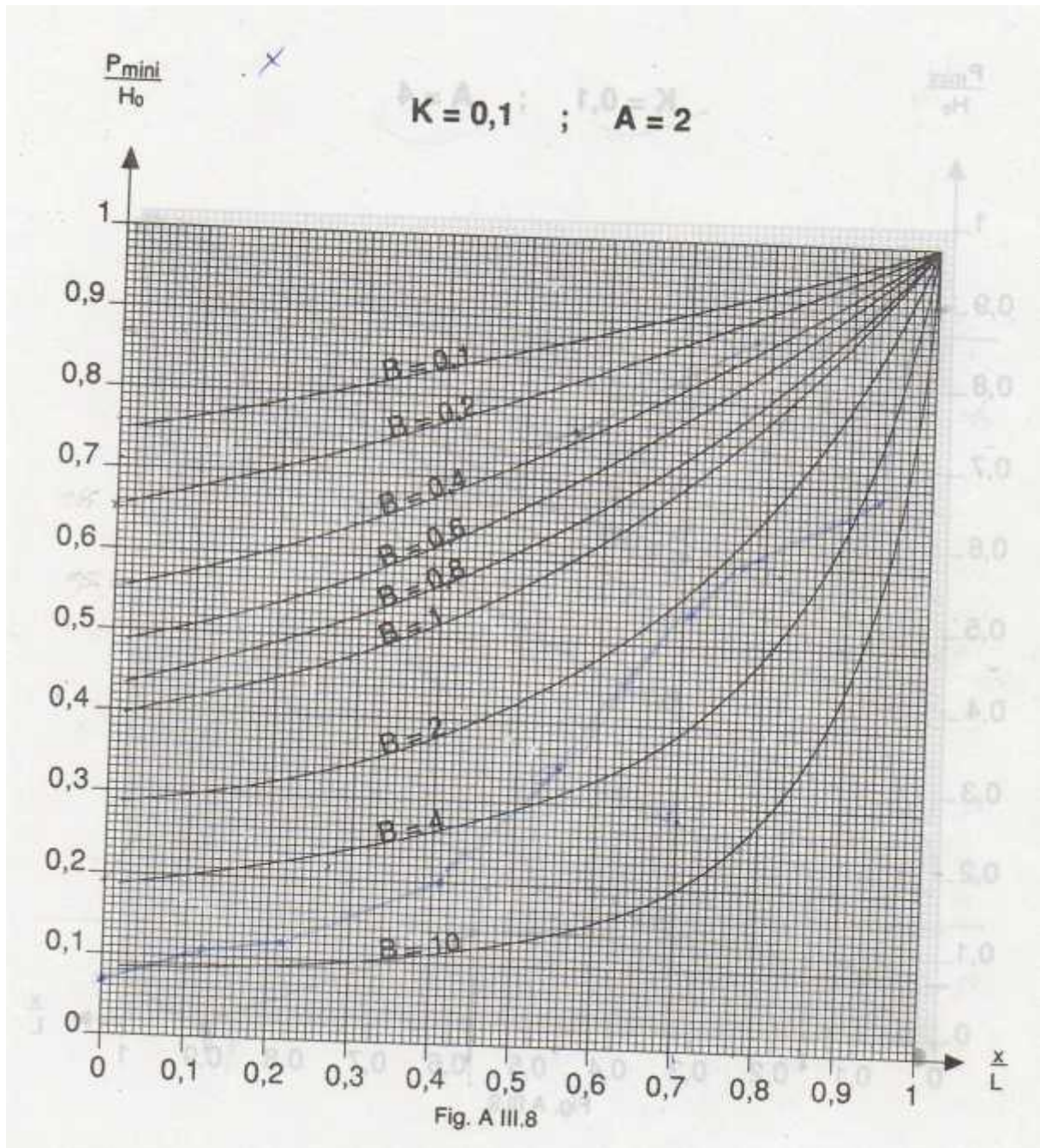
Nombre de pole : 4

Puissance nominal : 200 Kw.

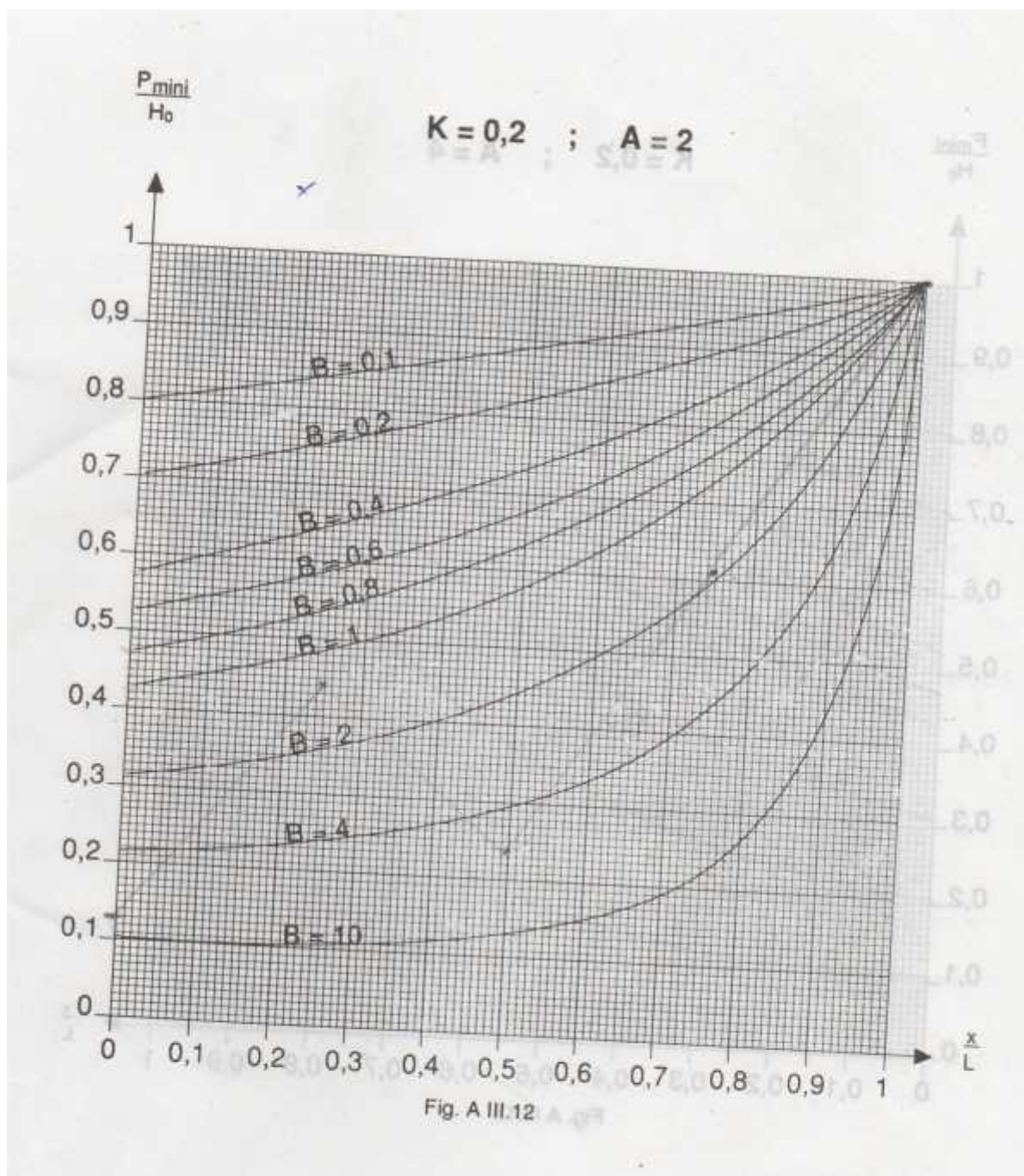
Courant nominal-A.

Type de moteur ~3.

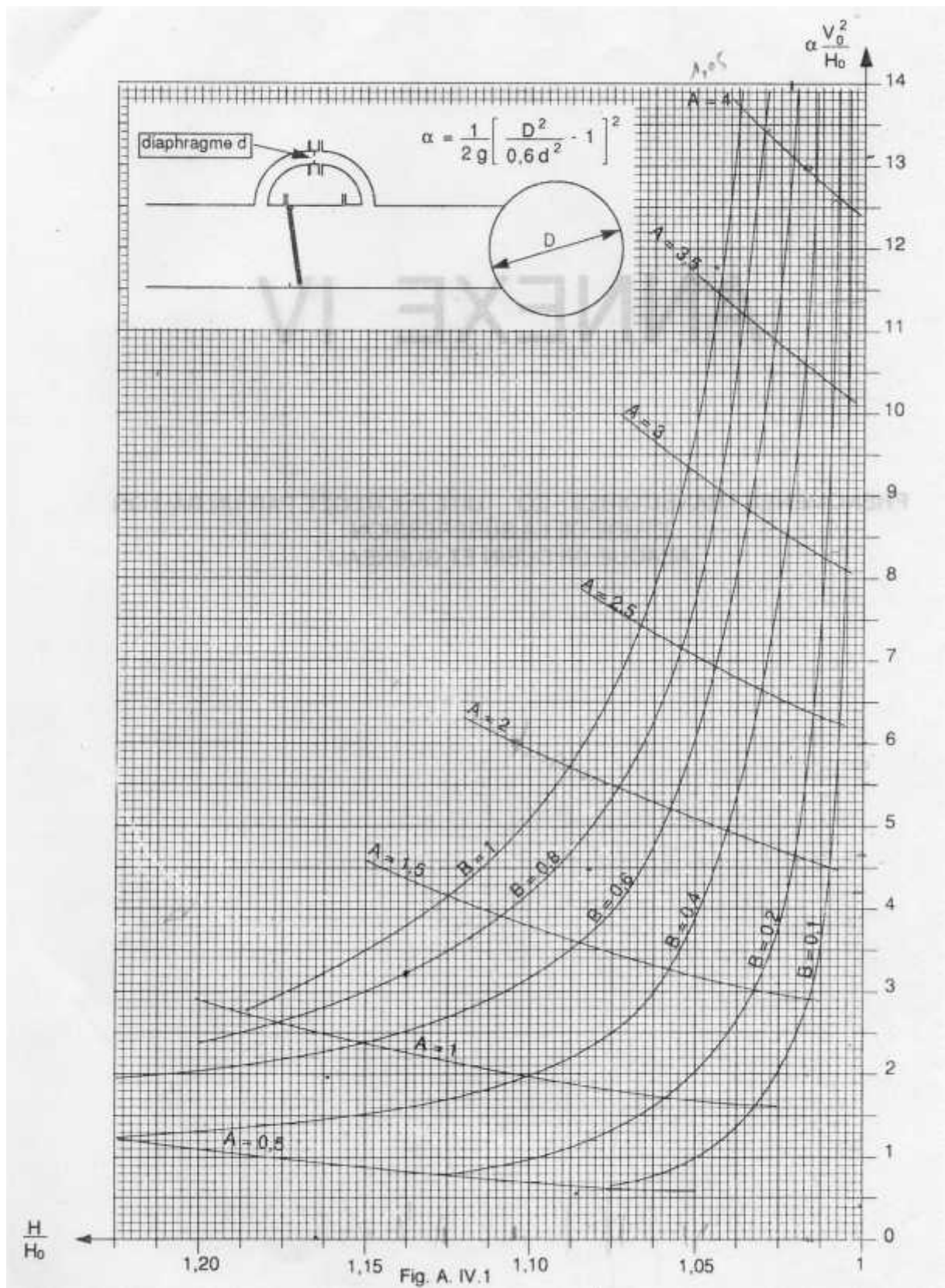
ANNEXE II



ANNEXE II .1: l'abaque de Menier ($K=0.1$, $A=2$).



ANNEXE II .2: l'abaque de Menier ($K=0,2$, $A=2$).



ANNEXE II.3: l'abaque de Menier .