

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 de réalisation du transfert d'eau potable de la localité de Charouine a partir du champ captant de Bouguemma a Aougrout (w. Adrar) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-13

APA Citation (توثيق APA):

Bekheira, Mohammed amin (2013). Etude de réalisation du transfert d'eau potable de la localité de Charouine a partir du champ captant de Bouguemma a Aougrout (w. Adrar)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE REALISATION DU TRANSFERT D'EAU
POTABLE DE LA LOCALITE DE CHAROINE A
PARTIR DU CHAMP CAPTANT DE BOUGUEMMA A
AUGROUT WILAYA D'ADRAR**

Présenté par :

M^r BEKHEIRA mohammed amin

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^rO.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^rY.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me}L.TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^rR.KERID	M A.A	Examineur
M^r M.BELALI	M A.B	Examineur
M^r HACHEMI AEK	M A.A	Promoteur

Septembre –2013

∞REMERCIEMENTS∞

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

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

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

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis.

Grands merci à vous tous.

بخيرة محمد أمين

BEKHEIRA MOHAMMED AMIN

Why all good things come to an end?

œDÉDICACEœ

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

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

À mon très cher parent AEK FATIMA et ZINEB

A mon très cher frère MOURAD

À mes frères YACINE AZIZE MOHAMED et WAHIB.

À mes frangines. ANISSA AMINA WELHA HAYAT IMANE AYYA et AMINA

*À tous les membres De la famille : **BEKHEIRA WLAD BADRA** et le **Peugeot 505***

À tous (tes) mes camarades surtout AEK et SAAD

*À tous les habitants d'**AIN DEHEB** et **W. TIARET***

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est temps de leur dédier du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier :

De AIN DEHEB:

*RACHID KADA ISMAIL TOLY WALID SADEL SAMIRO KAZA EL3ARBI
MADANI YUCEF KHALED AMAR ANOUAR AHMED KAMI*

DE l'école :

*MEBKHOUT, SIDALI KASSEM SALEM ELHADJ LIMAN YUCEF ZWAWIYA
ABED, AEG, KHALFAOUI, BOUGHEFELA. LAKHDER. YASSINE, SAID. MOURAD. BE
LGASSEM. LAAMRI.. HABIB.. ABDELLAH. BOUCHIHA. YAHYA. TALAL. ABDO. SEID.
YAAKOUB. KHALIL, CHAWKI, BENAÏSSA, La liste est assez longue, je vous remercie
pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.*

A tous et à toutes, je dédie ce travail

œ MOHAMMED AMIN BEKHEIRA

Why all good things come to an end?

:

من خلال هذا العمل سنقوم بدراسة الطريقة المناسبة لتزويد منطقة شروين المتواجدة بولاية ادرار بالماء الصالح للشرب و ذلك عن طريق نقله من حقل آبار مياه جوفية الواقع ببوقمة بواسطة أنابيب النقل. قمنا بحساب أبعاد هذه الأنابيب حيث تطلب مشروع النقل هذا انجاز محطة ضخ لضمان توفير حاجيات السكان حتى سنة 2030 .

Résumé :

A travers ce travail nous étudierons la meilleure méthode pour alimenter en eau potable l'arrondissement de CHAROINE situé la W d'ADRAR à partir de champ de captage de BOUGUEMMA par une adduction.

Nous avons calculé les dimensions de l'adduction qui nécessite la projection d'une station de pompage afin de satisfaire les besoins en eau de la population jusqu'à l'horizon 2030.

Abstract:

Throughout this work we have studied one of the best methods of drinking water supply in the region of CHAROINE at ADRAR starting from field of collection of BOUGUEMMA by adduction.

We have calculated the dimensions of this adduction and the project requires the projection of a pumping station which can satisfy the requirements of water for the population until the horizon of 2030.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I. Description de la zone d'étude

page

Introduction.....	01
I. Description Générale De L'aire De L'étude	01
I.1. Présentation de wilaya	01
I.2. Contexte du cadre général	02
I.3. Cadre Géologique Régional.....	02
I.4 .Hydrogéologie Et Hydrologie.....	04
I.4.1.Hydrologie	04
I.4.2. Hydrogéologie.....	04
I.5. Données Climatologiques.....	05
I.5.1. Pluviométrie	05
I.5.2. Température.....	06
I.5.3. L'humidité	07
I.5.4. Les Vents	07
I.6. LES ACTIVITES	07
I.6.1. Activités Economiques	07
a) Agriculture	07
b) Commerce Et Services	08
c) Tourisme.....	08
I.7.Description du système d'AEP actuel et des ressources en eau.....	08
I.7.1. Système d'adduction en fonction.....	08
I.7.2. Inventaire des ouvrages Inventaire des ouvrages et ressources existants.....	10
CONCLUSION	12
Chapitre II. Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	13
II.1. Données Démographiques	13
II.1.1. Evaluation De La Population	13

II.2. Activités Sociales	15
II.2.1. Equipements scolaires	15
II.2.2 Les équipements religieux	15
II.2.3 Les équipements sanitaires	16
II.3. Estimation Des Besoins En Eau Potable.....	16
II.3.1 Débit journalier moyen	16
II .4 . Choix de la dotation	16
II .5.Evaluation des besoins en eau	17
II.5.1.Majoration des besoins au futur	17
II .6.Variation de la consommation journalière	20
II .6 .1. Coefficient d'irrégularité journalière maximum	20
II .6 . 2. Coefficient d'irrégularité minimum journalier	20
a)-Consommation maximale journalière	21
b)-Consommation minimale journalière	21
II.6.3.Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)	21
II.6.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)	22
II.7. Détermination des débits horaires.....	22
II.7.1. Débit moyen horaire	23
II.7.2. Détermination du débit maximum horaire	23
II.7.3. Détermination du débit minimum horaire	24
II.8. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	23
II.9. Ressources Exploitées	26
II.9.1 Balance Ressources –Besoins	26
II.10. Détermination de la capacité des réservoirs	26
II.10.1. Capacité pratique d'un réservoir	26
II.10.2. Besoins en stockage	26
II.10.3. Dimensionnement du réservoir de distribution	27
CONCLUSION.....	28

Chapitre III. Etude d'adduction

INTRODUCTION	29
III.1. Quelques notions simples sur l'adduction	29
III.1.1. Choix du tracé	29
III.1.2. La ligne piézométrique	29
III.3. L'air dans les tuyauteries	29
III.1.4. Dépôts dans l'adduction.....	31
III.2. Choix du type du matériau de la tuyauterie	31
III.3. Tracé et dimensionnement d'une adduction	33
III.3.1. Choix du cite de stockage	33
III.3.2. Etude technico-économique de l'adduction	33
III.3.3. Méthode de calcul	33
III.4. Etude et choix des variantes	39
III.4 .1 Variante n°01	39
III.4 .2. Variante n°02	67
CONCLUSION	70

Chapitre IV. Etude de pompage

Introduction	71
IV.1. Choix des pompes	71
IV.2. Choix du nombre de pompe	71
IV.3. Couplage des pompes	72
IV.4. Refoulement : tronçon (Station SP –Château existe)	72
IV.5. Courbes caractéristiques des pompes	73
IV.6. Point de fonctionnement	75
IV.6.1. Courbe caractéristique de la conduite	76
IV.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	78
A- Débit disponible > Débit appelé	78
B- Débit disponible < Débit appelé	78
IV.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	79

IV.7.1. Équipements en amont de la pompe	79
IV.7.2. Équipements en aval de la pompe	80
IV.8. Etude de la cavitation	81
IV.9. Calage de la pompe	82
IV.10. Choix du moteur électrique	82
IV.10.1. Critères de choix du moteur électrique	82
IV.10.2. Vitesse de rotation du moteur	83
IV.11 Caractéristiques du moteur	83
IV.12. Bâtiment de la station de pompage	83
IV.12.1 choix du bâtiment	84
IV.12.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage	84
IV.13. Dimensionnement de bache de pompage	87
Conclusion	87

Chapitre V. Protection contre le coupe de bélier

Introduction	88
V.1. Définition	88
V.2. La Protection des conduites contre le Coup de Bélier.....	88
V.2.1. Causes du coup de bélier	88
V.2.2. Les risques dus aux coups de bélier	88
V.3. Interprétation physique du coup de bélier	89
V.4. Moyen de protection contre le coup de bélier	90
V.5. Calcul de la célérité d'ondes	93
V.6. Valeur numérique du coup de bélier	93
V.6.1. Cas de la fermeture brusque	93
V.6.2. Cas de la fermeture lente	94
V.7. Calcul simplifié d'un réservoir d'air	95
Conclusion	95

Chapitre VI. Pose de canalisation et accessoires

INTRODUCTION	96
VI.1. Pose des canalisations	96
VI.1.1. Le principe de pose des canalisations	96

VI.2.accessoire pour la canalisation	99
VI.2.1.Vanne de sectionnement	99
VI.2.2.venteuse	101
VI.2.3.Vidange	101
VI.2.4.clapet anti retour	102
VI.2.5.Organes de raccordement.....	102
VI.2.6.By –pass	103
VI.2.7.Crépine.....	103
VI.2.8.Organes de mesure	103
VI.2.8.1.Mesure de débit.....	103
VI.2.8.2 Mesure de pression	104
Conclusion	106

Chapitre VII. Protection et sécurité de travail

INTRODUCTION	107
VII.1 Les Causes Des Accidents	107
VII.2 Les Actions Et Conditions Dangereuses	107
VII.3. Organisation de la prévention des accidents du travail	108
VII.3.1.La prévention	110
VII.3.1.1.les partenaires de la prévention	110
VII.3.2.Prévention technique	111
VII.3.2.1.Prévention collective	111
VII.3.3. Protections individuelles	112
VII.3.4.Prévention médicale	112
VII.3.4.1.Examen clinique, éventuels examens complémentaires	112
VI.3.4.2.Information de salarié par le médecin de travail	113
VII.3.5.Prévention pour les conducteurs d’engin	113
CONCLUSION	114

Conclusion Générale

Bibliographie

Liste des tableaux

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Tableau I.1. Précipitations mensuelles du 01/06/05 au 31/07/07.....	05
Tableau I.2. Températures Moyennes période du 01/02/03 au 30/06/04.....	06
Tableau I.3 : châteaux d'eau existants au niveau de la commune	10
Tableau I.4 : caractéristique des forages existants au niveau de la commune.....	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Population 2008.....	13
Tableau II.2: Evolution de la population	14
Tableau II.3: Equipements scolaires les écoles primaires	15
Tableau II.4: Equipements scolaires les CEM.....	15
Tableau II.5: Equipements scolaires les lycee.....	15
Tableau II.6: Equipements religieux.....	15
Tableau II.7: Les équipements sanitaires.....	16
Tableau II.8 : L'estimation des besoins pour la commune de Charouine	17
Tableau II.9 : L'estimation des besoins pour la commune d'Ouled Aissa.....	17
Tableau II.10: L'estimation des besoins pour la commune de Talmine	18
Tableau II.11 : L'estimation totale des besoins pour Ouled Said.....	18
Tableau II.12 : L'estimation globale des besoins pour la zone d'étude	19
Tableau II.13 : estimation des équipements.....	19
Tableau II.14 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	20
Tableau II .15 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière.....	21
Tableau II.16 : $_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	22
Tableau II.17 : $_{min}$ en fonction du nombre d'habitants	22
Tableau II.18 : réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants..	24
Tableau II.19: variation des débits horaires de la zone de CHAROUINE.....	25
Tableau II.20: Bilan ressources –besoins.....	26
Tableau II.21: calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire.....	26
Tableau II.22: Détermination de la capacité des réservoirs de distribution	28

Chapitre III : Etude D'adduction

Tableau III.1 : avantage et inconvénient des matériaux	32
Tableau III.2 : Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau...	36
Tableau III.3 : caractéristiques des forages	38
Tableau III.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 1-A.....	41
Tableau III.5 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 1- A.....	41
Tableau III.6 : Bilan du tronçon 1- A	42
Tableau III.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 2-A.....	43
Tableau III.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 2-A.....	44
Tableau III.9 : Bilan du tronçon 2-A	44
Tableau III.10 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 3-B.....	46
Tableau III.11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 3-B	46
Tableau III.12 : Bilan du tronçon 3-B.....	46
Tableau III.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 4-B	48
Tableau III.14 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 4-B	48
Tableau III.15 : Bilan du tronçon 4-B	48
Tableau III.16 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 5-C	50
Tableau III.17 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 5-C.....	50
Tableau III.18 : Bilan du tronçon 5-C	51
Tableau III.19 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 6-D	52
Tableau III.20 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 6-D.....	52
Tableau III.21 : Bilan du tronçon 6-D	53
Tableau III.22 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-E	54
Tableau III.23 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-E	54
Tableau III.24 : Bilan du tronçon A-E	55
Tableau III.25 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon B-C	56
Tableau III.26 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon B-C	56
Tableau III.27 : Bilan du tronçon B-C	56
Tableau III.28 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon C-D	57
Tableau III.29 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon C-D	58

Tableau III.30: Bilan du tronçon C-D	58
Tableau III.31 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon D-E	59
Tableau III.32 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon D-E	59
Tableau III.33: Bilan du tronçon D-E	60
Tableau III.34 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon E-RT	61
Tableau III.35 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon E-RT	61
Tableau III.36 : Bilan du tronçon E-RT	62
Tableau III.37 : calcul du diamètre du tronçon point RT-SP	63
Tableau III.38 : paramètres hydrauliques	63
Tableau III.39 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-CH	64
Tableau III.40 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-CH	65
Tableau III.41: Bilan du tronçon SP-CH	66
Tableau III.42: Pression dans chaque point.....	67
Tableau III.43 : dimensionnement de la deuxième variante	69
Tableau III.44: Estimation de frais des variantes pour l'Horizon 2030.....	69

Chapitre IV : Etude de pompage

Tableau IV.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	72
Tableau IV.2. Dimension de la pompe choisie	73
Tableau IV.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT)	77
Tableau. IV.4: Pression atmosphérique en fonction de la côte	81
Tableau IV.5 : Pression de vapeur en fonction de la température	82
Tableau. IV.6 : Choix du type de bâtiment	84
Tableau IV.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP)	86

Chapitre V. Protection contre le coupe de béliet

Tableau V.1 : Calcul du coup de béliet.....	94
--	----

Liste des figures

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Fig. I.1. Carte des neuf régions d'Algérie.....	01
Fig. I.2 .limite administratif de la zone d'étude	02
Fig I.3. Carte géologique simplifiée.....	03
Fig I.4. Graphe de Répartition Mensuelle des précipitations (Station d'Adrar).....	06
Fig I.5. Graphe de Répartition Mensuelle de la température (Station d'Adrar).....	07
Fig I.6. Schéma de fonctionnement du système d'AEP (état actuel).....	09
Fig I.7. Château d'eau 01 Charouine.....	11
Fig I.8. Vue de l'intérieur du château 01	11

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Fig II. 1 : L'histogramme de croissance de la population de la zone d'étude	14
---	----

Chapitre III : Etude D'adduction

Fig III.1 : L'emplacement des ventouses	30
Fig III.2 : schéma de la première variante	40
Fig III.3 : Graphe de frais total de tronçon 1-A	42
Fig III.4 : Graphe de frais total de tronçon 2-A	44
Fig III.5 : Graphe de frais total de tronçon 3-B	47
Fig III.6 : Graphe de frais total de tronçon 4-B.....	49
Fig III.7 : Graphe de frais total de tronçon 5-C	52
Fig III.8: Graphe de frais total de tronçon 6-D	53
Fig III.9 : Graphe de frais total de tronçon A-E	55
Fig III.10 : Graphe de frais total de tronçon B-C	57
Fig III.11: Graphe de frais total de tronçon C-D	58
Fig III.12 : Graphe de frais total de tronçon D-E	60
Fig III.13 : Graphe de frais total de tronçon E-RT	62
Fig III.14 : Graphe de frais total de tronçon SP-CH	66
Fig. III.15 : schéma de la deuxième variante	68

Chapitre IV : Etude de pompage

Fig IV.1. pompe MEC-MR 100-1/2F	73
Fig IV.2 : Courbe caractéristique de pompe [H-Q]	74
Fig IV.3 : courbe caractéristique de pompe [Pabs - Q].....	74
Fig IV.4 : courbe caractéristique de pompe [- Q]	75
Fig IV.5: courbe caractéristique de pompe [(NPSH)r- Q]	75
Fig IV.6 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP	77
Fig IV.7: Équipement en amont de la pompe	79
Fig IV.8: équipements en aval de la pompe	81

Chapitre V. Protection contre le coupe de bélier

Fig V.1: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)...	92
FigV.2: sens d'écoulement en régime permanent	92
Fig V.3: sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert	93
Fig V.4: sens d'écoulement quand le clapet fermé	93
Fig V.5: Courbe générale de propagation des ondes	94

Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires

Fig VI.1 : Pose de canalisation en galerie	98
Fig VI.2 : traversée d'une rivière	99
Fig VI.3 : les différents types de vanne	100
Fig VI.4 : Les différents types de ventouses	101
Fig VI.5 : Clapet anti retour	102
Fig VI.6 : Débitmètres déprimogènes	104
Fig VI.7 : Manomètre à aiguilles	104
Fig VI.8 : Manomètre à soufflet	105

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

FigVII.1. Organiigramme de la prévention des accidents du travail	109
--	-----

Liste des planches

Planche N°1 : schéma synoptique d'adduction de la variante 1

Planche N°2 : schéma synoptique d'adduction de la variante 2

Planche N°3 : profil en long de l'adduction de réservoir tampon vers SP

Planche N°4 : profil en long de l'adduction station pompage vers les réservoirs de stockage

Planche N°5 : schéma des accessoires

Planche N°6 : plan et coupe transversale du bâtiment de la station pompage de CHAROUINE

Introduction générale :

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce, en particulier dans les régions du Sud, devient ainsi de plus en plus difficile, en raison de l'accroissement de la population, de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

La ville de CHAROUINE est alimentée actuellement à partir des forages qui fournissent des eaux de mauvaise qualité (salinité élevée) qui menacent la santé des consommateurs en plus le rabattement de la nappe.

Il a été proposé d'alimenter la ville de CHAROUINE à partir du champ captant de BOUGGUEMA qui se trouve à 64 km à l'est de la ville l'objectif de notre travail est d'étudier le projet de transfert des eaux de ce champ captant vers la ville de CHAROUINE.

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par :

- La présentation de la ville: situation géographique et topographique, climat, hydrogéologie, pluviométrie, vent,...etc.
- Estimation des besoins en eau (domestiques, sanitaires, scolaires, commerciaux, administratifs, d'arrosage,...etc.).
- dimensionné l'adduction
- calcul des dimensions du bâtiment de station pompage.
- Protection de l'adduction contre le coup bélier.
- La pose de canalisation
- Et en fin la sécurité et la protection de travail.

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Introduction

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique ; ce qui va nous permettre de mener à bien notre travail.

I. Description générale de l'aire de l'étude

I.1. Présentation de wilaya d'ADRAR

ADRAR est une vaste Wilaya de l'Espace territoriale Sud-ouest de l'Algérie. Elle est en superficie la deuxième plus grande wilaya d'Algérie avec 427 368 km². Majoritairement occupée par le Sahara.

Au nord de la wilaya se trouve les wilayas de Ghardaïa et d'El Bayedh, à l'ouest les wilayas de Béchar et de Tindouf, à l'est la wilaya de Tamanrasset et au sud la Mauritanie et le Mali.

La Wilaya d'Adrar à pour principale économie l'agriculture avec notamment son système d'irrigation la « foggara », elle dispose notamment d'un important potentiel en énergies renouvelables grâce à une bonne durée d'ensoleillement (9,2 h par jour)

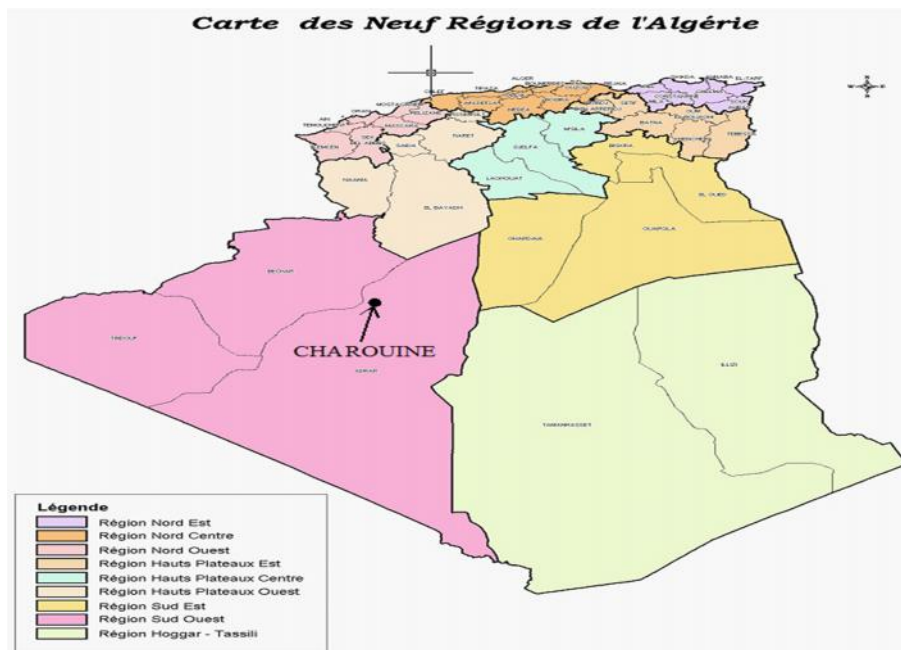


Fig. I.1. Carte des neuf régions d'Algérie

I.2. Contexte du cadre général

Situé dans la partie nord ouest de la wilaya d'Adrar à environ 150km le groupement de Charouine constitué par les communes **Charouine** ,**Ouled Aissa** et **Talmine** est à caractère saharien désertique,il est caractérisé par le nombre important des Ksours .

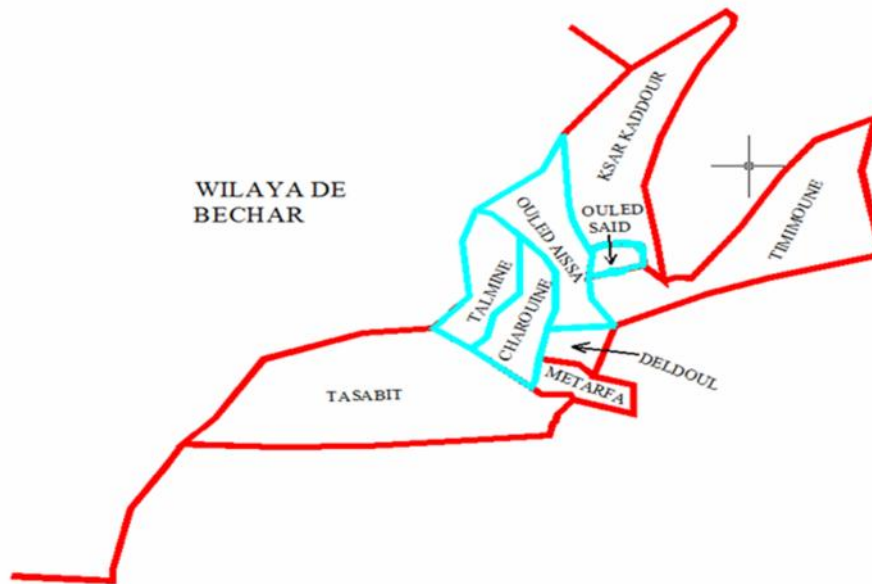


Fig. I.2. Limite administratif de la zone d'étude

La zone d'étude est limitée :

- Au Nord par la commune de Ksar Kaddour.
- A l'Est par les communes Timimoune et Deldoul.
- A l'ouest par la wilaya de Bechar.
- Au Sud par les communes de Tasabit et Metarfa.

I.3. Cadre géologique régional

Sur le plan géologique les séries qui affleurent dans l'ensemble de la région appartiennent à différents âges. La carte géologique de la région montre des séries qui s'étalent du primaire au quaternaire. On retrouve du plus ancien au plus récentes formations du primaire constituées par le Cambrien, l'Ordovicien supérieur, le Gothlandien, le Dévonien inférieur, moyen et supérieur, le Carbonifère inférieur .Ces terrain anciens affleurent généralement dans la partie sud de l'espace couvert par le territoire de la Daira. Ils correspondent en général à des grès, des calcaires et des marnes.

Dans la partie Est de la commune d'Ouled Aissa, les formations qui affleurent ici sont plus récentes. Elles appartiennent au Crétacé inférieur que l'on retrouve généralement dans cette partie du Sahara, plus connu sous le vocable de Continental intercalaire .Ce dernier comporte pour l'essentiel des grès tendres et des argiles.

Une coupe très classique, celle du Gourara est très significative. Elle est classiquement subdivisée sur la base d'une lithologie et de quelques datations(Lefranc) en trois ensembles : inférieur, médian et supérieur.

L'ensemble de base :

Il est sableux dans sa majorité avec

- ✓ -des sables fins (20 à 30m) de faible perméabilité
- ✓ -des argiles plus ou moins sableuses associant de l'halite
- ✓ -des dalles gréseuses souvent silicifiées

En direction du nord les terrains qui affleurent sont plus récents, et datent du quaternaire ancien et récent et enfin les dunes de l'erg.

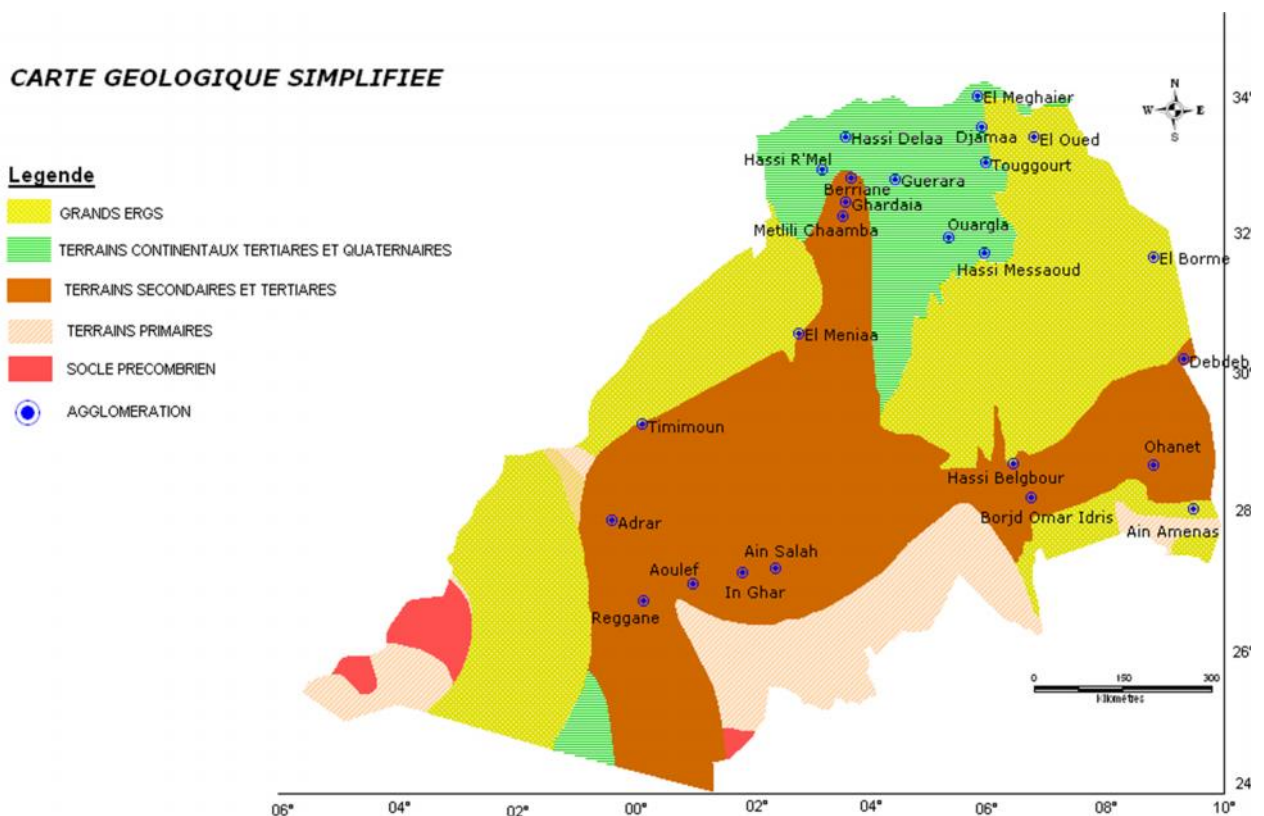


Fig I.3. Carte géologique simplifiée

I.4 .Hydrogéologie Et Hydrologie

I.4.1.Hydrologie

De l'Est à l'ouest, les foggaras présentent un réseau hiérarchisé en amont et plus ou moins parallèle, tous en s'organisant en direction de la palmeraie.

Ce système hydraulique fort adapté aux conditions climatiques du milieu saharien, capte la nappe du continental qui affleure dans cette région et draine l'eau sur une longueur de plusieurs kilomètres jusqu'à la palmeraie qu'il alimente en contrebas des grès aquifères.

A l'Ouest de la palmeraie, l'Oued Messaoud qui représente le prolongement Sud d'Oued Saoura se trouve à sec pendant toute l'année .il présente un lit large et discontinu avec des méandres entrecoupées par des accumulations éoliennes, les autres oueds descendants du plateau du TADMAIET et se jetant dans l'Oued Messaoud sont à sec la plus part du temps

I.4.2. Hydrogéologie

Le bassin du Sahara Septentrional est séparé par des zones montagneuses et un plateau calcaire de Tinrhert, qui constitue son flanc Sud. C'est une région plane de faible altitude (200 à -30 m dans les chotts) où sont présents ergs (le Grand Erg Oriental), regs allochtones (l'oued Righ et l'Oued Mya). Dans cette zone, le socle ancien est surmonté par les grès primaires plus ou moins plissés et érodés, qui constituent les roches réservoirs des hydrocarbures. Au-dessus se trouvent les grès du Continental intercalaire qui contiennent l'aquifère du même nom.

A la suite de la discordance cénomaniennne s'empilent encore les couches marines du Sénonien et de l'Eocène qui se terminent par la couverture continentale du Miopliocène, également aquifère (Complexe terminal).

La région centrale est principalement constituée de plateaux grésocalcaires durs, entamés par l'érosion qui constitue une série de buttes témoins aux falaises abruptes jusqu'au plateau du Tademaït, dont la surface est une véritable hamada plane et continue. Dans la région de Ghardaïa, la couverture post cénomaniennne, réduite aux bancs grésocalcaires du Turonien est affectée d'un bombement suivant un axe méridien. Les horizons aquifères du Sénonien et du Miopliocène sont absents. Les bancs calcaires sont découpés en un réseau de ravines et de buttes témoins donnant au paysage une allure caractéristique qu'on appelle la

chebka (réseau-filet). Le réseau hydrographique d'orientation NW-SE est parcouru par des oueds venant du nord et se réunissant dans la sebkha Safioune.

Les principales formations géomorphologiques du Sahara septentrional sont :

- Les regs, plateaux caillouteux, dont les plus vastes sont le Tanezrouft au sud et le Tademaït au centre. On peut y associer les hamadas, plateaux recouverts d'une couche dure.
- Les ergs, massifs de dunes dont trois ont une importance considérable : l'Erg Chech, le grand Erg oriental et le grand Erg occidental.

Des plaines et vallées alluviales témoins de la présence de nombreux oueds au début du quaternaire.

I.5. Données Climatologiques

Le climat qui caractérise la région est de type désertique continental

I.5.1. Pluviométrie

La pluviométrie est extrêmement faible et même insignifiante, la moyenne annuelle de la période 1975-1984 est de 12 mm (Station d'ADRAR).

Durant cette décennie (1975-1984) deux années ont été marquées à la station d'ADRAR par leurs très fortes précipitations journalières (en 24 heures) qui dépassent le total moyen de l'année soit :

- Janvier 1975 = 19,8 mm.
- Mars et Avril 1982 : respectivement 19,6 mm et 15,7 mm.

Pour le reste de l'année, la pluviométrie journalière oscille entre 0 et 6 mm.

Tableau I.1. Précipitations mensuelles du 01/06/05 au 31/07/07

Mois	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J
Pluviométrie (mm)	0	2,7	0	0,1	0	0,2	0	0,1	0,1	0,1	1,9	0	2	0

Suite au tableau I.1

A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J
0	0	0	0	1,5	0	0,4	0,1	0,1	0	0,4	0

Source. ANRH ADRAR

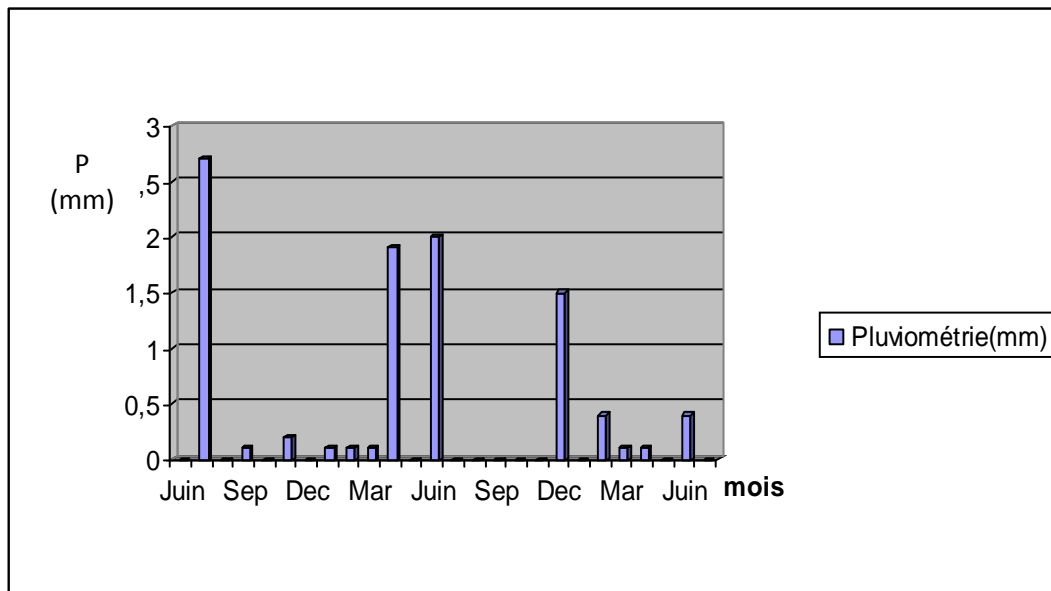


Fig I.4 : Graphe de Répartition Mensuelle des précipitations (Station d'Adrar)

I.5.2. Température

La température moyenne mensuelle enregistrée par la station d'ADRAR durant la période 2003-2004 est de 14,3° (mois de janvier 2004), 36,04° (mois de juin 2003) et de 34,71° (mois de juin 2004).

Le minimum absolu observé à la station d'ADRAR est de 13,92° et s'enregistre au mois de décembre 2004.

Le maximum absolu est de 38,16° il s'enregistre au mois de juillet 2003.

Tableau I.2. Températures Moyennes période du 01/02/03 au 30/06/04

Stations	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F
T(c°)	15,17	21,39	24,98	31,43	36,04	38,16	35,54	33,31	29,95	19,04	13,92	14,3	17,88

Source ANRH ADRAR

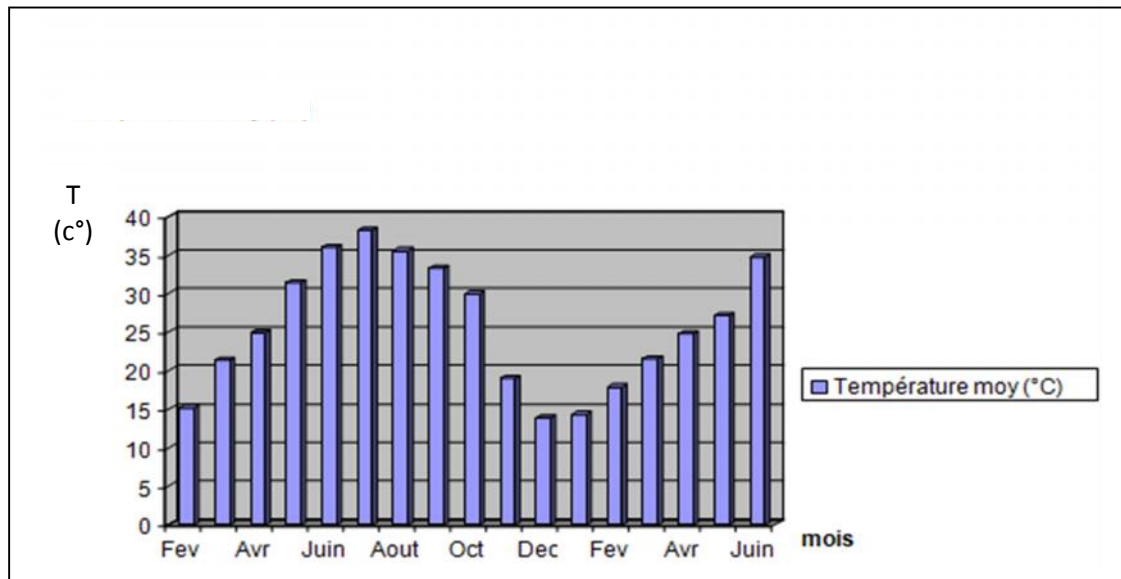


Fig I.5 : Graphe de Répartition Mensuelle de la température (Station d'Adrar)

I.5.3. L'humidité

L'humidité relative est en relation très étroite avec la nébulosité qui est extrêmement faibles dans cette région.

D'une manière générale, l'humidité moyenne dépasse très rarement les 50% durant toute L'année, elle est extrêmement faible de Mars à Octobre.

I.5.4. Les vents

Les vents dont la vitesse est comprise entre 1 et 5 m/s sont moins fréquents.

Les vents dominants d'Adrar sont de secteurs Nord-est Nord, sauf en Juillet – Août où ils sont de secteurs Est et Nord – Est avec une fréquence de 25% pour le secteur Nord – Est et 16% pour le secteur Nord.

I.6. Les activités

I.6.1. Activités économiques

a) agriculture

Une vision pour le développement économique local plutôt sectoriel se basant sur l'agriculture qui est un espace vital oasien très fragile à cause des contraintes naturelles notamment celles de l'Erg qui rendent l'espace vital ainsi que son extension très limités, et qui se compliquent à cause des ressources en eau très négligeables

b) commerce et services

Le commerce et les prestations des services sont le deuxième secteur d'emploi par son importance, En ce qui concerne la prestation de service, cette activité se résume à quelque artisanat.

c) tourisme

L'économie dans le groupement de Charouine se base sur l'agriculture malgré l'existence d'atouts et des potentialités touristiques et artisanales, Il ya un grand manque des agences du voyage, un secteur qui devra être développé.

I.7. Description du système d'AEP actuel et des ressources en eau

D'après les informations exploitées et analysées, l'ensemble des données concernant le système d'alimentation en Eau Potable existant, et ceci afin de les recouper aux résultats dégagés de l'état des lieux, des ouvrages hydrauliques afin de les adapter aux objectifs à projeter. Toutes ces informations serviront par la suite dans les phases ultérieures comme guide, et pouvoir apporter des solutions de fonctionnement de l'adduction eau potable pour l'horizon d'étude.

I.7.1. Système d'adduction en fonction

Actuellement l'alimentation en eau potable de la ville de Charouine est assurée par sept forages dont deux sont à l'arrêt.

Ces forages refoulent l'eau à partir d'un système d'adductions (de diamètres 63PVC, 110AC ,200AC) qui permet l'acheminement et l'accumulation des eaux souterraines vers les deux châteaux d'eaux de 600m³ chacun, qui à leurs tours distribuent l'eau vers les abonnés.

Ce système comprend :

-une première adduction comprenant au départ, deux tronçons de 100 ml de conduite en PVC chacun, pour l'acheminement de l'eau des deux premiers forages vers la conduite d'adduction principale en Amiante Ciment (AC) d'une longueur de 1720ml, à laquelle sont raccordés quatre autres forages, et qui rejoint les deux réservoirs de 600m³.

Une deuxième adduction d'une longueur de 90 ml en Amiante Ciment (AC) qui rejoint le réservoir Charouine 02

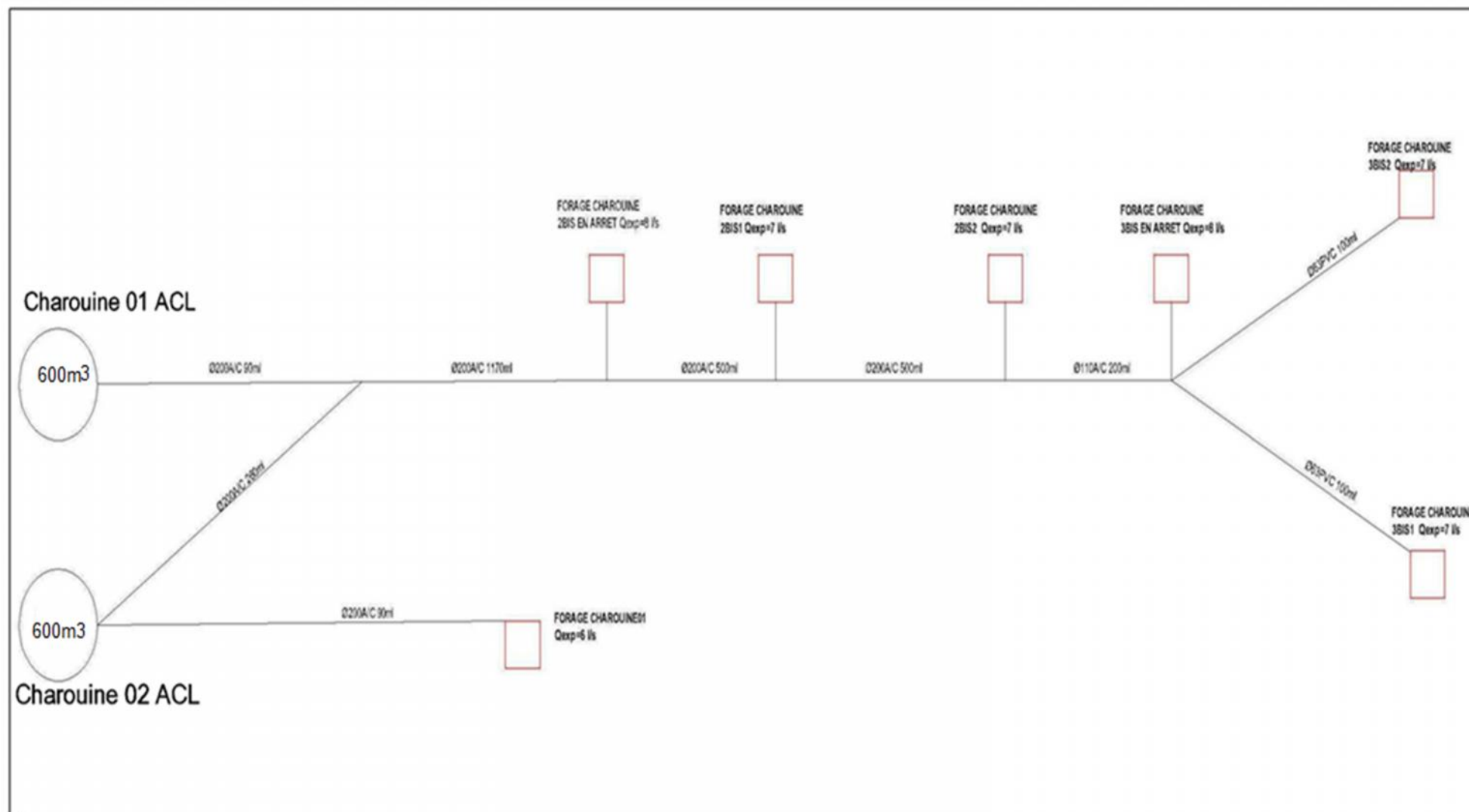


Fig I.6 : Schéma de fonctionnement du système d'AEP (état actuel)

I.7.2. Inventaire des ouvrages et ressources existants

La visite des différents forages et ouvrages de stockages, des localités concernés, a été ponctué par des prises de photos et des mesures GPS (manuelles).

L'ensemble des réservoirs et des forages mobilisés pour l'alimentation de l'eau potable ont été répertorié et reportés dans les tableaux qui suivent.

Tableau I.3 : châteaux d'eau existants au niveau de la commune

Nom du réservoir	Capacité m ³	Nature	Postions	Côte radier
Charouine 01	600	Béton Armé	Surélevé	15
Charouine 02	600	Béton Armé	Surélevé	15
Total	1200			

(Source subdivision de l'hydraulique de Charouine)

Tableau I.4 : caractéristique des forages existants au niveau de la commune

FORAGE	LONGITUDE	LATITUDE	PROFONDEUR	ND	NS	Debit exploité(l/s)	Etat
Charouine1	00 ⁰ 14'59W	29 ⁰ 02'13N	30	10	3,75	6	exploité
Charouine2BIS	00 ⁰ 15'12W	29 ⁰ 02'38N	30	-	-	8	arrêt
Charouine3BIS	00 ⁰ 14'59W	29 ⁰ 02'56N	30	-	-	8	arrêt
Charouine2BIS1	00 ⁰ 15'15W	29 ⁰ 03'40N	30	12	2,75	7	exploité
Charouine2BIS2	00 ⁰ 15'18W	29 ⁰ 03'48N	30	13	4,75	7	exploité
Charouine3BIS1	00 ⁰ 15'22W	29 ⁰ 03'48N	30	12	3,7	7	exploité
Charouine3BIS2	00 ⁰ 15'17W	29 ⁰ 03'49N	30	13	3,7	7	exploité

(Source subdivision de l'hydraulique de Charouine)

Remarque

L'apport en eau des forages actuellement en exploitation selon les données avancées est de 1,072 H m³/an correspondant à un débit de l'ordre de 34 l/s.

Les eaux de ces forages sont de très mauvaise qualité d'après les résultats d'analyse de l'eau obtenue par l'ANRH et l'hôpital de la commune de **Timimoun**

Le rabattement des forages et la mauvaise qualité des eaux justifient l'utilisation de nouvelles ressources, le champ captant de **BOUGUEMMA** se trouve à environ 64 Km à l'Est d'Adrar, il est caractérisé par une nappe souterraine très importante.



Fig I.7.Château d'eau 01 Charouine



Fig I.8.Vue de l'intérieur du château 01

Conclusion

D'après l'analyse des données surtout dans le domaine d'A.E.P, la ville de **CHAROUINE** souffre d'un déficit en alimentation d'eau potable.

Ce déficit revient au manque des ressources dans la région ou bien à l'épuisement des ressources existantes rentrant dans l'approvisionnement d'eau potable de **CHAROUINE**, et qui sont tous souterraines, ce qui conduit les autorités à chercher d'autres ressources (souterraines), c'est ce qui fait de l'objet de mon étude sur le transfert des eaux du champ captant de **BOUGUEMMA** vers **CHAROUINE**.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

II.1. Données démographiques

Le nombre d'habitants actuellement de la commune de Charouine est de 11 311 habitants (année 2008 source APC), avec un taux d'accroissement de 2.6% (source APC).

Tableau II.1 : Population 2008

	Nom	Nombre De Population	Remarque
Daira de Charouine	Charouine	11 311	Taux D'accroissement 2.60%
	Ouled aissa	7 034	
	Talmine	12 768	
Autre localité	Ouled Said	408	

(Source APC et DRE)

II.1.1. Evaluation de la population

Le nombre d'habitants de la commune de Charouine a été estimé en utilisant les données de base recueillies lors de la première mission, ceci en estimant l'évolution de la population d'étude pour plusieurs horizon (2020, 2030, 2040,2050).

La population future est calculée à partir de la formule :

$$P_t = P_0 (1+t)^n \quad \text{(II-1)}$$

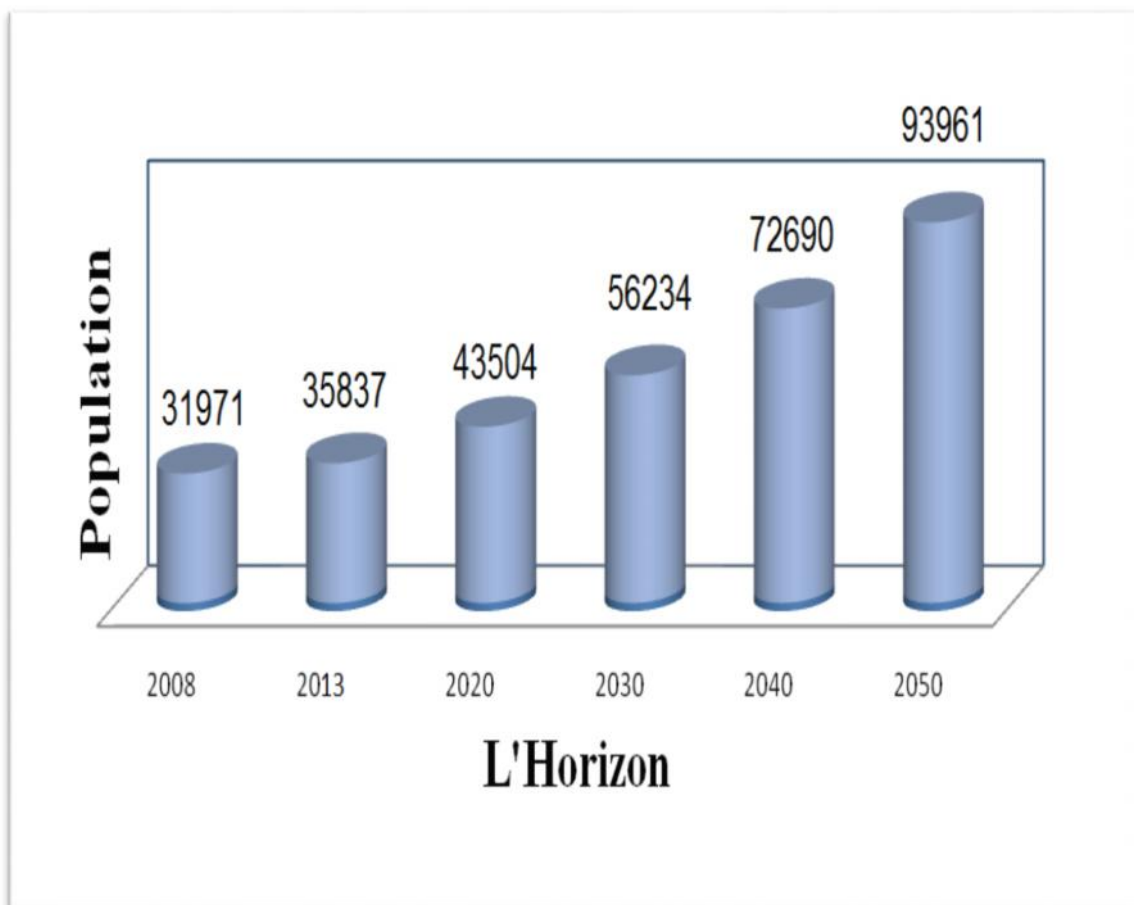
Avec :

- P_t : nombre d'habitants à l'horizon d'étude.
- P_0 : nombre d'habitants à l'année de référence 2008 (source APC Charouine).
- t : Taux d'accroissement pris égal à 2.6 % (source DRE).
- n : La différence d'années entre l'horizon d'étude et l'année de référence.

L'évolution de la population est présentée dans le tableau et le graphe suivants :

Tableau II.2: Evolution de la population

Année	2008	2013	2020	2030	2040	2050
Taux d'accroissement	2.6%					
Charouine	11311	12860	15391	19895	25717	33242
Ouled aissa	7034	7997	9571	12372	15993	20672
Talmine	12768	14516	17374	22458	29029	37524
Ouled Said	408	464	555	718	928	1199
Population TOTALE	31971	35837	43504	56234	72690	93961

**Graphe II. 1 :L'historgramme de croissance de la population de la zone d'étude.**

II.2. Activités sociales**II.2.1.. Equipements scolaires****Tableau II .3.Equipements scolaires (les écoles primaires)**

Noms de l'école	Nombre des élèves
Charouine Central	171
Taourirat	97
Tinkrame	46
Tabo	129
Bikou	26
Teguelzi	49
Ouled Oualane	158
Adjedir Est	487
Adjedir Ouest Central	250
Adjedir Ouest Tadmayte	69
Adjedir Ouest Ouest	192
Adjedir Ouest Tegharmine	37

Sources : APC Charouine

Tableau II.4. Equipements scolaires (les CEM)

Noms de CEM	Nombre des élèves	La somme
Charouine	722	1340
Adjedir Ouest	618	

Tableau II.5. Equipements scolaires (les lycées)

Noms de lycées	Nombre des élèves	La somme
Charouine	461	461

II.2.2 Les équipements religieux**Tableau II.6. Equipements religieux (Les mosquées)**

les mosquées dans le Territoire de la commune	Nombre de mosquées
Mosquée	03

II.2.3 Les équipements sanitaires

Tableau II.7.Equipements sanitaires

Centre de santé	Nombre
Polyclinique	01
Maternité	01
Salle de Soins	03

II.3. Estimation des besoins en eau potable

II.3.1 Débit journalier moyen :

Le débit journalier moyen est estimé par la formule suivante :

$$Q_{j\text{ moy}} = \frac{q \cdot N}{86400} \quad (\text{l/s}) \quad (\text{II-2})$$

$Q_{j\text{ moy}}$: Débit journalier moyen.

q : Dotation hydrique (l/j/ hab).

N : Nombre d'habitants à l'horizon de l'étude.

II .4 . Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, ces facteurs accusent une variation saisonnière .une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie se situe comme suit :

- **Commune rurale** considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. 125 l/j /hab.
- **Dotation pour différentes populations**
 - ✓ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
 - ✓ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
 - ✓ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

Mais actuellement pour le calcul des besoins domestiques futur de la zone de CHAROUINE, la consommation journalière pour chaque habitant à différents horizons est donnée (180l/j/hab.) par La subdivision d'hydraulique de la ville de CHAROUINE.

II .5.Evaluation des besoins en eau

II.5.1.Majoration des besoins au futur

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ de débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit (c à d là ou les robinets sont fermes). Actuellement en Algérie les fuites sont estimées à 10 % de la consommation moyenne journalière, les tableaux suivants représentent les besoins pour différents équipements.

Tableau II.8 : L'estimation des besoins pour la commune de Charouine

Besoins \ Horizon	2008	2013	2020	2030	2040	2050
Nombre d'habitants (hab)	11311	12860	15391	19895	25717	33242
Dotation hydrique (l/j/hab)	180	180	180	180	200	250
Débit journalier moyen (l/s)	23,56	26,79	32,06	41,45	53,58	69,25
Majoration Fuites10 % (l/s)	2.356	2.679	3.206	4.145	5.358	6.925
Besoins Totaux (l/s)	25,92	29,47	35,27	45,60	58,94	76,18

Tableau II.9 : L'estimation des besoins pour la commune d'Ouled Aissa

Besoins \ Horizon	2008	2013	2020	2030	2040	2050
Nombre d'habitants (hab)	7034	7997	9571	12372	15993	20672
Dotation hydrique (l/j/hab)	180	180	180	180	200	250
Besoins (l/s)	14,65	16,66	19,94	25,78	33,32	43,07
Majoration Fuites10 % (l/s)	1.465	1.666	1.994	2.578	3.332	4.307
Besoins Totaux (l/s)	16,12	18,33	21,93	28,36	36,65	47,38

Tableau II.10: L'estimation des besoins pour la commune de Talmine

Horizon	2008	2013	2020	2030	2040	2050
Besoins						
Nombre d'habitants (hab)	12768	14516	17374	22458	29029	37524
Dotation hydrique (l/j/hab)	180	180	180	180	200	250
Besoins (l/s)	26,60	30,24	36,20	46,79	60,48	78,18
Majoration Fuites10 %(l/s)	2.66	3.024	3.62	4.679	6.048	7.818
Besoins Totaux (l/s)	29,26	33,26	39,82	51,47	66,53	86,00

Tableau II.11 : L'estimation totale des besoins pour Ouled Said.

Horizon	2008	2013	2020	2030	2040	2050
Besoins						
Nombre d'habitants (hab)	408	464	555	718	928	1199
Dotation hydrique (l/j/hab)	180	180	180	180	200	250
Besoins (l/s)	0,85	0,97	1,16	1,50	1,93	2,50
Majoration Fuites10 %(l/s)	0.085	0.097	0.116	0.15	0.193	0.25
Besoins Totaux (l/s)	0,94	1,07	1,28	1,65	2,12	2,75

Tableau II.12 : L'estimation globale des besoins pour la zone d'étude.

Horizon \ Besoins	2008	2013	2020	2030	2040	2050
Nombre d'habitants (hab)	31521	35837	42891	55443	71667	92637
Dotation hydrique (l/j/hab)	180	180	180	180	200	250
Besoins (l/s)	65,67	74,66	89,36	115,51	149,31	192,99
Majoration Fuites10 % (l/s)	6.567	7.466	8.936	11.551	14.931	19.299
Besoins Totaux (l/s)	72,24	82,13	98,30	127,06	164,24	212,29

Tableau II.13 : estimation des équipements.

Equipements scolaires	Nombre	Nélèves	Dotation (l/j/unité)	Q(m ³ /j)	Q(l/s)
Ecole	13	1981	20	39,62	0,46
CEM	2	1340	20	26,80	0,31
Lycée	1	461	20	9,22	0,11
Santé	Nombre	Nlits	Dotation (l/j/p)	Q _{equip} (m ³ /j)	Q _{equip} (l/s)
Polyclinique	1	10	400	4	0,046
Maternité	1	10	400	1,728	0,020
Equipements culturels et sportifs	Nombre	N(ha)	Dotation (m ³ /ha)	Q _{equip} (m ³ /j)	Q _{equip} (l/s)
Auberge	1	1,82	10	18,2	0,211
Salle polyvalente	1	1,01	10	10,10	0,117
Stade	1	3,04	10	30,4	0,352
Complexe sportif	1	0,48	10	4,8	0,056
Stade Matico chef lieu	1	0,014	10	0,14	0,002
Stade Matico Ksour	1	0,014	10	0,14	0,002
Stade Matico	1	0,014	10	0,14	0,002
Equipements religieuses	Nombre	N	Dotation (l/j/pratiquant)	Q _{equip} (m ³ /j)	Q _{equip} (l/s)
Mosquée	3	750	10	7,5	0,09
services	N	N(hac)	Dotation (m ³ /ha)	Q _{equip} (m ³ /j)	Q _{equip} (l/s)
Gendarmerie	1	0,35	5	1,75	0,02
Marché couvert	1	0,1	10	1,00	0,01
Station de service	1	0,5	5	2,5	0,03
Surté de Daira	1	0,25	10	2,5	0,03
Centre de Daira	1	1,23	5	6,15	0,07
40 locaux commerciaux	1	0,06	10	0,6	0,01
TOTAL					1,94

Tableau II .14 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Besoins Domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins Socioculturels (m ³ /j)	Besoins Sanitaires (m ³ /j)	Besoins Industriels et collectives (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
10977,98	76,03	71,88	5,70	14,69	11146,29

II -6-Variation de la consommation journalière

II .6 . 1- Coefficient d'irrégularité journalière maximum

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{max.j}) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

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

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

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

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

II .6 . 2. Coefficient d'irrégularité minimum journalier

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

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

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

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

a)-Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est donné par la formule :

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

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier =1,2.

b)-Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy}j} K_{\min.j} \quad (\text{II-6})$$

$K_{\min.j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier =0,9.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II .15 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière

Ville	$Q_{\text{moy}j}$ (m^3/j)	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j}$ (m^3/j)	$K_{\max.j}$	$Q_{\max.j}$ (m^3/j)
La zone d'étude	11146,29	0,9	10031.65	1,2	13375,55

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

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : K_{\max} et $K_{\max,h}$; tel que :

$$K_{\max,h} = K_{\max} \cdot K_{\max,h} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

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

K_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.16 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.16 : K_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
K_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **56234 hab**, donc $K_{max} = 1,13$, d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,5 \cdot 1,13 = 1,69 \qquad \qquad \qquad K_{max,h} = 1,69$$

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

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

$$K_{min,h} = K_{min} \cdot K_{max} \qquad \qquad \qquad (II-8)$$

Avec :

- K_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend $K_{min} = 0,4$.
- K_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.17 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.17 : K_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
K_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $K_{min} = 0,6$; d'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,4 \cdot 0,6 = 0,25 \qquad \qquad \qquad K_{min,h} = 0,24$$

II.7. Détermination des débits horaires

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

II.7.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

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

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = 13375,55/24 = 557,31 m^3/h$.

$$Q_{moy,h} = 557.31 m^3/h$$

II.7.2. Détermination du débit maximum horaire

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h}$$

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

- $K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

on a donc :

$$Q_{max,h} = 1,69 \cdot 557.31 = 941,86 m^3/h$$

$$Q_{max,h} = 941.86 m^3/h$$

II.7.3. Détermination du débit minimum horaire

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \cdot Q_{moy,h}$$

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

- $K_{min,h}$: coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

on a donc :

$$Q_{min,h} = 0,24 \cdot 557.31 = 133.76 m^3$$

$$Q_{min,h} = 133.76 m^3/h$$

II.8. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II.18 :

Tableau II.18 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition variant entre **50000** et **100000 hab.** (puisque le nombre d'habitants à l'année **2030** sera **56234 hab.**), dont la partition est indiquée dans le tableau N°(II.19)

Tableau II.19: variation des débits horaires de la zone de CHAROUINE

Heures	Consommation total $Q_{\max, j}=13375,55\text{m}^3/\text{J}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
		M^3/h		M^3/h
0-1	3	401,27	3	401,27
1-2	3,2	428,02	6,2	829,29
2-3	2,5	334,39	8,7	1163,68
3-4	2,6	347,76	11,3	1511,44
4-5	3,5	468,14	14,8	1979,58
5-6	4,1	548,40	18,9	2527,98
6-7	4,5	601,90	23,4	3129,88
7-8	4,9	655,40	28,3	3785,28
8-9	4,9	655,40	33,2	4440,69
9-10	5,6	749,03	38,8	5189,72
10-11	4,8	642,03	43,6	5831,74
11-12	4,7	628,65	48,3	6460,39
12-13	4,4	588,52	52,7	7048,92
13-14	4,1	548,40	56,8	7597,32
14-15	4,2	561,77	61	8159,09
15-16	4,4	588,52	65,4	8747,61
16-17	4,3	575,15	69,7	9322,76
17-18	4,1	548,40	73,8	9871,16
18-19	4,5	601,90	78,3	10473,06
19-20	4,5	601,90	82,8	11074,96
20-21	4,5	601,90	87,3	11676,86
21-22	4,8	642,03	92,1	12318,89
22-23	4,6	615,28	96,7	12934,16
23-24	3,3	441,39	100	13375,55
total	100	13375,55		13375,55

II.9. Ressources exploitées

Actuellement la commune de Charouine est alimentée à partir de sept forages dont deux en arrêt et cinq en exploitation avec un débit total de 34 l/s.

II.9.1 Balance ressources –besoins

La variation entre besoins de l'agglomération Charouine et ses apports actuels, sur la base d'une dotation de 180 l/j/hab,est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.20: Bilan ressources -besoins

Année	2008	2013	2020	2030	2040	2050
Besoins						
Besoins en eau (l/s)	72,24	82,13	98,30	127,06	164,24	212,29
Apport actuel (l/s)	34	34	34	34	34	34
Déficit (l/s)	38.24	48.13	64.3	93.06	130.24	178.29
Excès (l/s)	-	-	-	-	-	-

II.10. Détermination de la capacité des réservoirs

II.10.1. Capacité pratique d'un réservoir

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de 80 m³.

$$VR = (50\% * Q_{MAXI}) + 80 = 13375.55 * 0.5 + 80 = \mathbf{6767 \text{ m}^3} \text{ (pour l'horizon 2030)}$$

Tableau II.21: calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire

Horizon	2008	2013	2020	2030
Débit max (m³/j)	6865.7	7805.64	9342.43	13375,55
Volume de stockage nécessaire (m³)	3512	3980	4512	6767

II.10.2. Besoins en stockage

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

La production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir pour un temps journalier de fonctionnement généralement égal à 20 heures, Le volume correspondant à la Consommation journalière totale du réseau.

II.10.3. Dimensionnement du réservoir de distribution

✓ notre travail a consisté à une simple vérification.

Tableau II.22 : Détermination de la capacité des réservoirs de distribution

Heures	Consommation	Apport	Surplus	Deficit	Capacité horaire
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	03	4,166	1.17		2.04
1-2	3.2	4,166	0.97		3.01
2-3	3.5	4,166	0.67		3.68
3-4	2.6	4,166	1.57		5.25
4-5	3.5	4,166	0.67		5.92
5-6	4.1	4,166	0.07		5.99
6-7	4.5	4,166		0.33	5.66
7-8	4.9	4,166		0.73	4.93
8-9	4.9	4,166		0.73	4.2
9-10	4.6	4,166		0.43	3.77
10-11	4.8	4,166		0.63	3.14
11-12	4.7	4,166		0.53	2.61
12-13	4.4	4,166		0.23	2.38
13-14	4.1	4,166	0.07		2.45
14-15	4.2	4,166		0.03	2.12
15-16	4.4	4,166		0.23	2.05
16-17	4.3	4,166		0.13	1.99
17-18	4.1	4,166	0.07		2.06
18-19	4.5	4,166		0.33	1.73
19-20	4.5	4,166		0.33	1.4
20-21	4.5	4,166		0.33	1.07
21-22	4.8	4,166		0.63	0.44
22-23	4.6	4,166		0.44	0
23-24	3.3	4,166	0.87		0.87
		100			

D'ou :

$$V_u = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} = 13375.55 \cdot (5.99/100) = 801 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_r = V_u + V_i = 801 + 80 = 881 \text{ (m}^3\text{)}$$

✓ Les réservoirs de charouine existant sont suffisants, donc aucun réservoir ne sera projeté

Conclusion

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles (débit des cinq forages)

On remarque que :

$$Q_{\text{ressource}} = 2973.6 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{max,j}} = 13375,55 \text{ m}^3/\text{j}$$

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, comme les forages existants dans la zone de **CHAROUINE**. Ou bien par des apports provenant de **BOUGUEMMA**.

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

Plusieurs variantes de transfert des eaux de champ de captant de **BOUGUEMMA** vers **CHAROUINE** peuvent se projeter. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la plus économique.

Nous recherchons le tracé le plus court, direct possible entre le bloc élévatoire Et le château d'eau.

III.1. Quelques notions simples sur l'adduction

III.1.1. Choix du tracé

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- ✓ Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.
- ✓ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.
- ✓ Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importants

III.1.2. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

III.1.3. L'air dans les tuyauteries

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- ✓ d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- ✓ de localiser les points hauts,
- ✓ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- ✓ d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (**Figure III-1**).



Fig III.1 : L'emplacement des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- ✓ -La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- ✓ -La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- ✓ -Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative

III.1.4. Dépôts dans l'adduction

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- ✓ Prévoir un décanteur-déssableur en tête d'ouvrage,
- ✓ Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,7 m/s.
- ✓ Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

III.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 de transport ;
- ✓ La disponibilité sur le marché (surtout local) ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer

L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est **La fonte ductile** vu les avantages qu'elle présente.

Tableau III.1 : avantage et inconvénient des matériaux

Matériau	Avantage	Inconvénients
Acier	<ul style="list-style-type: none"> -Couramment utilisé en Algérie - peu coûteuse 	<ul style="list-style-type: none"> -la corrosion de la conduite -la déformabilité des conduites en acier -La liaison entre tuyaux peut être un point fragile
La fonte ductile	<ul style="list-style-type: none"> -bonnes caractéristiques mécaniques (résistance élevée, flexibilité) - Il permet une pose aisée et rapide des tuyaux. 	<ul style="list-style-type: none"> -la conduite ne serait pas auto butée.
Le béton armé avec âme en tôle	<ul style="list-style-type: none"> -les tuyaux sont très robustes et ont peu chance d'être abîmés pendant le transport d'où un quasi assurance de durabilité sur le long terme. -ils résistent très bien aux surcharges temporaires. -la pose dans un sol agressif est facile à résoudre. -contrairement aux autres tuyaux, ils sont constitués uniquement de matériaux courants : du béton, des fers à béton et de la tôle d'acier ordinaire. 	<ul style="list-style-type: none"> -Lourd masse
Le polyéthylène à haute densité ("PEHD")	<ul style="list-style-type: none"> -résistance à toutes agressions chimiques ou électriques -canalisations robustes, rapides et faciles à poser -conduites auto butées grâce aux joints électro soudables. 	<ul style="list-style-type: none"> -de ne pas supporter les pressions élevées (>25bars) -n'exister qu'en petits diamètres (DN 500 maximum).
Tuyau PVC	<ul style="list-style-type: none"> canalisations robustes, rapides et faciles à poser il résiste la chaleur 	<ul style="list-style-type: none"> Fragile

III.3. Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

III.3.1. Choix du site de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux normes suivantes

- ✓ Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;
- ✓ Etre plus près des usagers ;

III.3.2. Etude technico-économique de l'adduction

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 qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

III.3.3. Méthode de calcul

A/ cas 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 BONIN et BRESSE, ces formules sont données comme suit :

$$\text{La formule de BONIN : } \mathbf{D = \sqrt{Q}} \quad \text{(III-1)}$$

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

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre;
- Q : Débit véhiculé en m³/s;

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

a) Calcul des pertes de charge linéaires

La formule de calcul des pertes de la charge linéaire, dite de Colebrook, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \text{(III-3)}$$

Avec :

- J : perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)
- V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
- λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

$$= f \left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D} \right) \quad \text{tell que :}$$

Où :

- Re : Nombre de Reynolds;
- ε : Rugosité absolue en (m);

$$\text{Re} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v \cdot D} \quad \text{(III-4)}$$

Sachant que :

- Q : Débit véhiculé en (m^3/s) ;
- v: Viscosité cinématique de l'eau à 20°C

Au niveau des réseaux de distribution d'eau on a :

$$0,5 \leq V \leq 2 \text{ m/s}$$

$$0,1 \leq D \leq 1 \text{ m}$$

D'où les pertes de charge linéaires sont calculées par la formule suivante :

$$UH_1 = J.L \quad (III-5)$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite d'adduction. en mètre (m).

b) Pertes de charge singulières

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend $\Delta H_s = 10\% . \Delta H_1 = 0,1 . \Delta H_1$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$UH_T = UH_1 + UH_s = 1,1 . UH_1 \quad (III-6)$$

Avec :

- ΔH_{tot} : Perte de charge totale (m)
- ΔH_{sing} : Perte de charge singulière (m)
- ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m).

A la fin on trouve :

$$\Delta HT = 1,1 . J . L$$

- L : Longueur géométrique (m)

c) Calcul du coefficient de frottement

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

En premier approximation la valeur de λ est déterminée par la formule de NIKURADZE.

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D} \right)^{-2} \quad (III-7)$$

$$v = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 * t + 0.000221 * t^2)}$$

- t : température de l'eau en degré ;

A $t=20^\circ c$; $v=0.01 \text{stoks}=10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

$$\xi = \xi_0 + T$$

- ξ_0 : la rugosité à l'état neuf =0.8mm.
- ξ : le coefficient de vieillissement de conduit ($\xi =0.04\text{mm/an}$).
- T : temps de service (T=20ans)

Alors $\xi=0.8+0.04*20=1.6\text{mm}$

B/ cas gravitaire

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge linéaire pour une conduite est celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q}{D^m} \cdot L \quad (\text{m}) \quad (\text{III-8})$$

- K' : Coefficient de perte de charge ;
- Q : débit véhiculé (m^3/s) ;
- L : longueur de la conduite gravitaire (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;

, m : coefficients dépendant du type de matériau et de type d'écoulement.

Tableau III.2. Coefficients K , m , S pour différents types de tuyau

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

Nous avons utilisé les conduites en **fonte ductile**, qui est un matériau couvert en plastique, alors on prend les coefficients **$K'=0,00179$** , **$m=5.2$** et **$S=2$** .

a) Hauteur manométrique total HMT

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$\mathbf{HMT = Hg + UH_T} \quad (\text{III-9})$$

- H_T : Perte de charge totale.
- H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

b) Puissance des pompes

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{III-10})$$

Avec :

- P : puissance de absorbée par la pompe ;
- Q : Débit de la pompe (m³/s) ;
- H_{MT} : hauteur manométrique totale (m) ;
- η: Rendement de la pompe en % ;
- ρ : masse volumique de l'eau = 1000kg/m³ ;
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;

c) Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E = P.T.365 \quad (\text{Kwh}) \quad (\text{III-11})$$

Avec :

- E : Energie totale dépensée par la pompe (kWh/h) ;
- P : puissance absorbée (kW) ;
- T : Temps de fonctionnement des pompes t =24 heures .

d) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E.P \quad (\text{III-12})$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;
- E : Energie totale dépensée par la pompe (kW) ;
- P : prix du kWh =4.67 (DA/kWh) (source d'information Sonalgaz).

e) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A"

$$A = I + \frac{I}{(1 + I)^n - 1} \quad \text{(III-13)}$$

Avec :

- A : annuité d'amortissement de la conduite ;
- I : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;
- n : durée de la vie de la conduite = 20 ans ;

Donc :

$$A=0.08+\frac{0,08}{(1+I)^n - 1} = 0,1018$$

$$\mathbf{A=0.1018}$$

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

➤ **Caractéristiques des forages**

Tableau III.3 : caractéristiques des forages

Forage	Q _{exp} (l/s)	L(m)	CTN(m)	C _{pe} (m)
1	26	L _{1-A} =32.89	301.89	271.89
2	26	L _{2-A} =20.8	301.97	271.97
3	26	L _{3-B} =32.21	301.2	271.2
4	26	L _{4-B} =13.94	301.8	271.8
5	26	L _{5-C} =18.32	301.1	271.1
6	26	L _{6-D} =22.13	301	271

Remarque : Comme la différence entre la cote de sol et la cote de plan d'eau est supérieure à 6m alors on est dans le cas d'un puits unique le groupe-électropompe est utilisé dans chaque puits.

III.4. Etude et choix des variantes

Dans ce projet deux variantes sont distinguées :

III.4 .1 Variante n°01

Elle consiste à la projection d'une conduite, qui fait transiter un débit des besoins à l'horizon à valider par l'administration (2030) à partir du champ captant vers la Commune de Charouine,

Au niveau du champ captant, les forages refoulent vers un point d'unification E ,puis vers un réservoir tampon de côte terrain naturel de 302.4m ,ensuite gravitairement vers station pompage qui refoule vers un château existant de côte terrain de 290.45m .

➤ Dimensionnement de réservoir tampon

Le réservoir tampon est dimensionner par la formule suivante

$$V_{RT} = V_t + V_s + V_{sa}$$

- ✓ V_t : volume tampon ; $V_t = Q * T / 4$ tel que $T = 2700s = 45min$
- ✓ V_s : volume de sécurité ; $V_s = Q * T / 2$ tel que $T = 900s = 15min$
- ✓ V_{sa} : volume de signal d'alarme ; $V_t + V_s = S * H \rightarrow S = (V_t + V_s) / H \rightarrow V_{sa} = S * h$
($h = 10cm$)

Alors

$$V_t = Q * T / 4 = 0.155 * 2700 / 4 = 104.625 \text{ m}^3$$

$$V_s = Q * T / 2 = 0.155 * 900 / 2 = 69.75 \text{ m}^3$$

$$V_t + V_s = 174.4 \text{ m}^3 = 180 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend } H = 4 \text{ m} \quad V_t + V_s = S * H \rightarrow S = (V_t + V_s) / H$$

$$S = 180 / 4 = 45 \text{ m}^2 \rightarrow V_{sa} = S * h = 45 * 0.1 = 4.5 \text{ m}^3$$

$$\text{Alors } V_{RT} = 180 + 4.5 = 184.5 = 200 \text{ m}^3$$

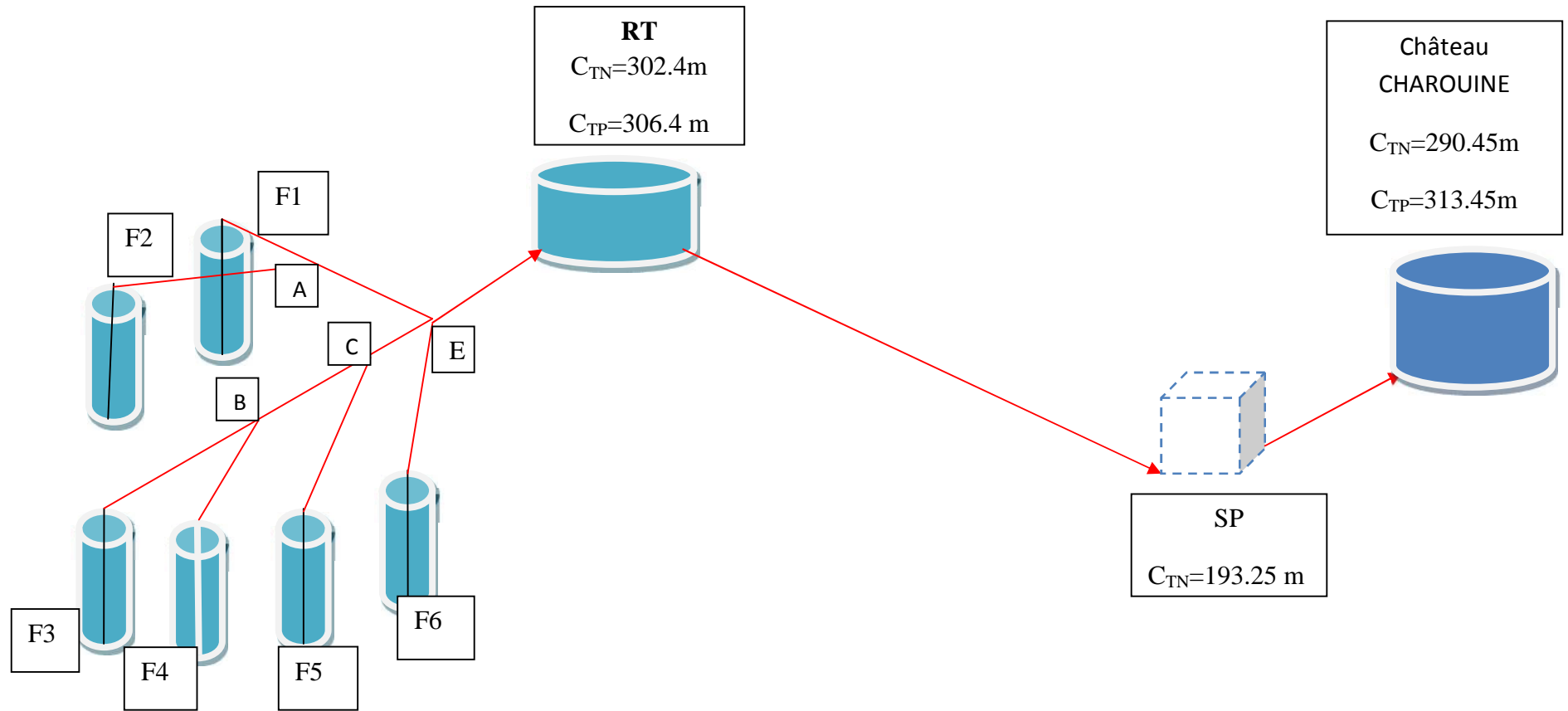


Fig III.2. Schéma de la première variante

Tronçon I➤ **Dimensionnement de tronçon 1-A**

$$Q_{1-A} = 26 \text{ l/s} = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_c = 0.161 \text{ m}$$

Tableau III.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 1-A

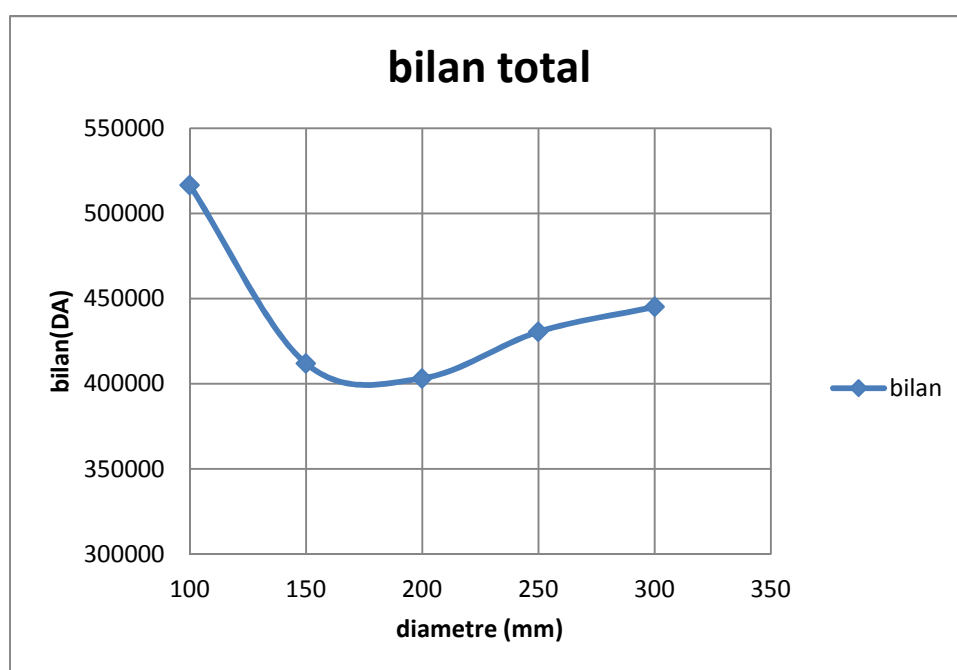
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1250	32,89	41112,50	4185,25
150	1657	32,89	54498,73	5547,97
200	2255	32,89	74166,95	7550,20
250	2756	32,89	90644,84	36910,58
300	3455,52	32,89	113652,05	52064,01

Tableau III.5 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 1- A

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	3,31	0,0453	32,89	8,34	9,17	39,28	12,52	109710,96	512350
150	1,47	0,0393	32,89	0,95	1,05	31,16	9,93	87017,59	406372
200	0,83	0,0357	32,89	0,21	0,23	30,34	9,67	84724,77	395665
250	0,53	0,0332	32,89	0,06	0,07	30,18	9,62	84286,78	393619
300	0,37	0,0314	32,89	0,02	0,03	30,14	9,61	84167,49	393062

Tableau III.6 : Bilan du tronçon1- A

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	4185,25	512350	516535
150	5547,97	406372	411920
200	7550,20	395665	403215
250	36910,58	393619	430530
300	52064,01	393062	445126

**Fig III.3 : Graphe de frais total de tronçon 1-A****Interprétation**

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 200 mm**.

➤ **Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe**

Hauteur calculé $H_{cal} = H_g + h_p + P_{éx}$

$P_{éx}$: pression d'exore $P_{éx} = 1.5m$

$H_g = C_{tp} - C_{pe}$

- Ctp : côte de trop plein
- Cpe : côte du plan d'eau

$$H_g = 302 - 301.89 + 30 = 30.11 \text{ m}$$

$$H_{cal} = 30.11 + 0.23 + 1.5 = 31.74 \text{ m}$$

On a $Q = 26 \text{ l/s}$ et $H_{cal} = 31.89 \text{ m}$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe E8S55N/3A + MAC620-8V

- ✓ Débit $Q = 26.3 \text{ l/s}$
- ✓ Hmt = 38.2 m
- ✓ Vitesse de rotation $n = 2900 \text{ tr/min}$
- ✓ Puissance absorbée $P_a = 13.3 \text{ Kw}$
- ✓ Le rendement = 73.3%

➤ Dimensionnement de tronçon 2-A

$$Q_{2-A} = 26 \text{ l/s} = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_c = 0.161 \text{ m}$$

Tableau III.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 2-A

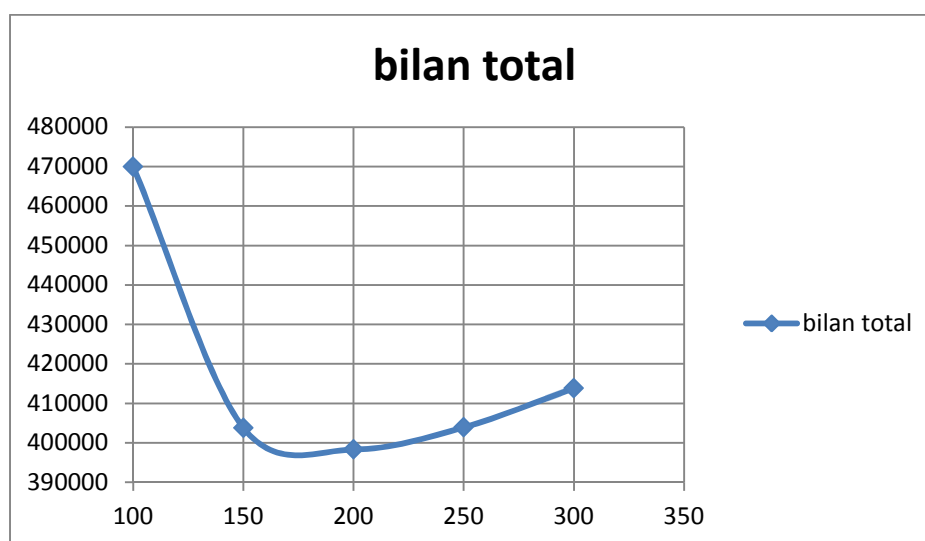
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1250	20,8	26000,00	2646,80
150	1657	20,8	34465,60	3508,60
200	2255	20,8	46904,00	4774,83
250	2756	20,8	57324,80	11671,33
300	3455,52	20,8	71874,82	21950,57

Tableau III.8: Calcul des frais d'exploitation du tronçon 2-A

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	3,31	0,0453	20,8	5,27	5,80	35,83	11,42	100071,17	467332
150	1,47	0,0393	20,8	0,60	0,66	30,69	9,79	85719,64	400311
200	0,83	0,0357	20,8	0,13	0,14	30,17	9,62	84269,63	393539
250	0,53	0,0332	20,8	0,04	0,04	30,07	9,59	83992,64	392246
300	0,37	0,0314	20,8	0,02	0,02	30,05	9,58	83917,20	391893

Tableau III.9: Bilan du tronçon 2-A

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	2646,80	467332	469979
150	3508,60	400311	403819
200	4774,83	393539	398314
250	11671,33	392246	403917
300	21950,57	391893	413844

**Fig III.4 : Graphe de frais total de tronçon 2-A**

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 200 mm**.

➤ Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe

$$H_{cal} = H_g + h_p + P_{ex}$$

P_{ex} : pression d'exore $P_{ex} = 1.5m$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : côte de trop plein
- C_{pe} : côte du plan d'eau

$$H_g = 302 - 301.97 + 30 = 30.03m$$

$$H_{cal} = 30.03 + 0.22 + 1.5 = 31.75m$$

On a $Q = 0.026l/s$ et $H_{cal} = 32.21m$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe E9S55N/2N + MAC620-8V

- ✓ Débit $Q = 26.4l/s$
- ✓ Hmt = 38.2m
- ✓ Vitesse de rotation $n = 2900$ tr/min
- ✓ Puissance absorbée $P_a = 13$ Kw
- ✓ Le rendement = 73.4%
- ✓ NPSH = 4.8m

Tronçon II**➤ Forage 3-B****➤ Dimensionnement de tronçon 3-B**

$$Q_{3-B} = 26l/s = 0.026m^3/s$$

$$D_c = 0.161m$$

Tableau III.10 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 3-B

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1250	32,21	40262,50	4098,72
150	1657	32,21	53371,97	5433,27
200	2255	32,21	72633,55	7394,10
250	2756	32,21	88770,76	13555,30
300	3455,52	32,21	111302,30	22661,15

Tableau III.11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon 3-B

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	3,31	0,0453	31,21	7,91	8,70	39,50	12,59	110329,59	515239
150	1,47	0,0393	32,21	0,93	1,02	31,82	10,15	88884,26	415089
200	0,83	0,0357	32,21	0,20	0,22	31,02	9,89	86638,84	404603
250	0,53	0,0332	32,21	0,06	0,07	30,87	9,84	86209,91	402600
300	0,37	0,0314	32,21	0,02	0,03	30,83	9,83	86093,09	402055

Tableau III.12: Bilan du tronçon 3-B

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	4098,72	515239	519338
150	5433,27	415089	420523
200	7394,10	404603	411997
250	13555,30	402600	416156
300	22661,15	402055	424716

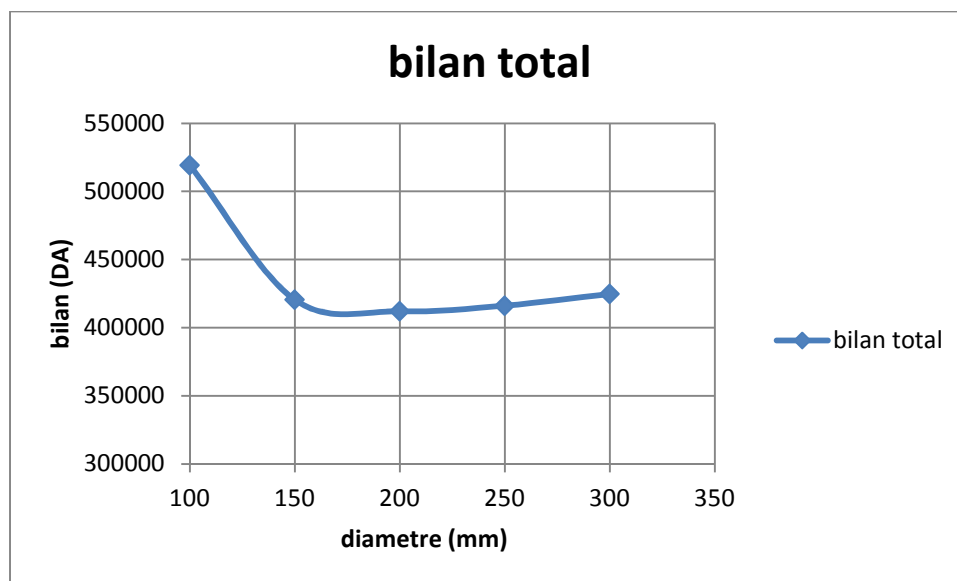


Fig III.5 : Graphe de frais total de tronçon 3-B

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 200 mm**.

➤ Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe

$$H_{cal} = H_g + h_p + P_{éx}$$

$P_{éx}$: pression d'exore $P_{éx} = 1.5m$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : côte de trop plein
- C_{pe} : côte du plan d'eau

$$H_g = 302 - 301.2 + 30 = 30.8m$$

$$H_{cal} = 30.8 + 0.03 + 1.5 = 32.33 m$$

On a $Q = 0.0261/s$ et $H_{cal} = 32.56m$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe E9S55N/2N + MAC620-8V

- ✓ Débit : $Q = 26.31/s$
- ✓ $H_{mt} = 38.3m$
- ✓ Vitesse de rotation $n = 2900 \text{ tr/min}$
- ✓ Puissance absorbée $P_a = 13 \text{ Kw}$
- ✓ Le rendement $\eta = 75.7\%$

✓ NPSH=4.25m

➤ **Dimensionnement de tronçon 4-B**

$$Q_{4-B}=26\text{l/s}=0.026\text{m}^3/\text{s}$$

$$D_c=0.161\text{m}$$

Tableau III.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon 4-B

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1250	13,94	17425,00	1773,87
150	1657	13,94	23098,58	2351,44
200	2255	13,94	31434,70	3200,05
250	2756	13,94	38418,64	3911,02
300	3455,52	13,94	48169,95	4903,70

Tableau III.14. Calcul des frais d'exploitation du tronçon 4-B

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	3,31	0,0453	31,21	7,91	8,70	39,50	12,59	110329,59	515239
150	1,47	0,0393	32,21	0,93	1,02	31,82	10,15	88884,26	415089
200	0,83	0,0357	32,21	0,20	0,22	31,02	9,89	86638,84	404603
250	0,53	0,0332	32,21	0,06	0,07	30,87	9,84	86209,91	402600
300	0,37	0,0314	32,21	0,02	0,03	30,83	9,83	86093,09	402055

Tableau III.15. Bilan du tronçon 4-B

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	1773,87	515239	382626
150	2351,44	415089	396246
200	3200,05	404603	397095
250	3911,02	402600	397806
300	4903,70	402055	398799

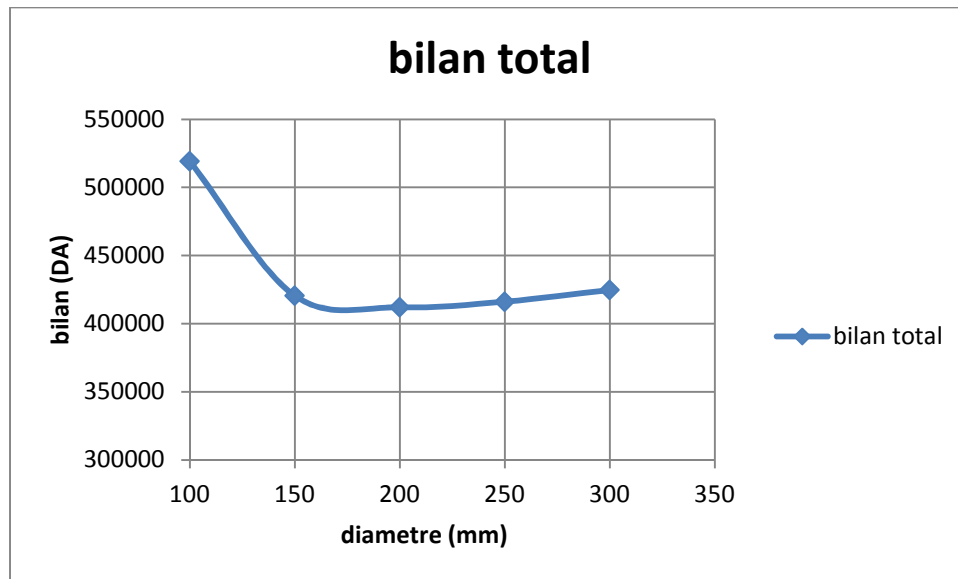


Fig III.6 : Graphe de frais total de tronçon 4-B

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 200 mm**.

➤ Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe

$$H_{cal} = H_g + h_p + P_{ex}$$

P_{ex} : pression d'exore $P_{ex} = 1.5m$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : côte de trop plein
- C_{pe} : côte du plan d'eau

$$H_g = 302 - 301.8 + 30 = 30.2m$$

$$H_{cal} = 30.2 + 0.2 + 1.5 = 31.9m$$

On a $Q = 0.026l/s$ et $H_{cal} = 34.05m$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe E9S55N/2N + MAC620-8V

- ✓ Débit $Q = 26.3l/s$
- ✓ Hmt = 38.4m
- ✓ Vitesse de rotation $n = 2900 \text{ tr/min}$

- ✓ Puissance absorbe $P_a=12.9$ Kw
- ✓ Le rendement =75.6%
- ✓ NPSH=4.21m

➤ **Dimensionnement de tronçon 5-C**

$$Q_{5-C}=26\text{l/s}=0.026\text{m}^3/\text{s}$$

$$D_c=0.161\text{m}$$

Tableau III.16. Calcul des frais d'amortissement du tronçon 5-C

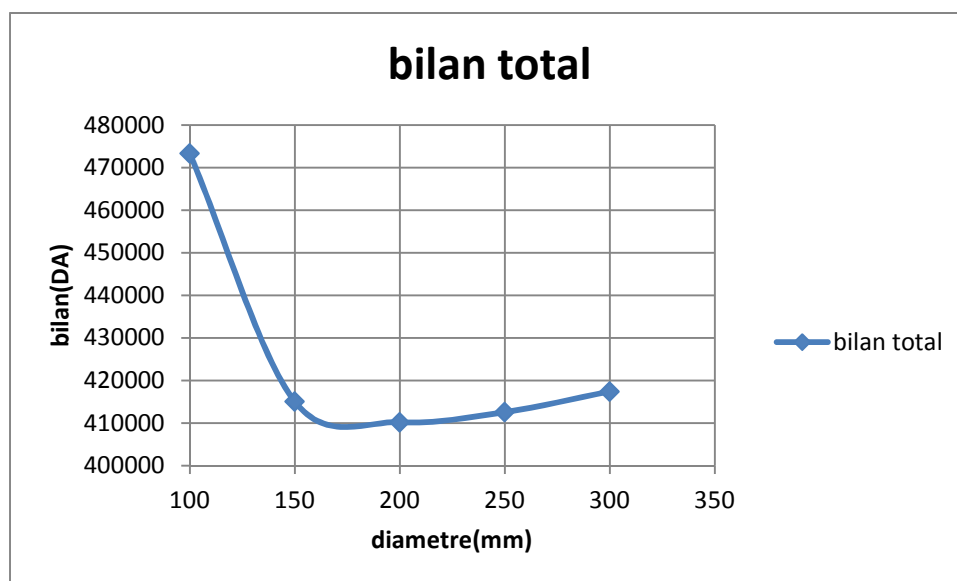
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1250	18,32	22900,00	2331,22
150	1657	18,32	30356,24	3090,27
200	2255	18,32	41311,60	4205,52
250	2756	18,32	50489,92	7709,81
300	3455,52	18,32	63305,13	12888,92

Tableau III.17. Calcul des frais d'exploitation du tronçon 5-C

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H_L	H_T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	3,31	0,0453	18,32	4,64	5,11	36,11	11,51	100848,73	470964
150	1,47	0,0393	18,32	0,53	0,58	31,58	10,07	88208,34	411933
200	0,83	0,0357	18,32	0,11	0,13	31,13	9,92	86931,22	405969
250	0,53	0,0332	18,32	0,03	0,04	31,04	9,90	86687,26	404829
300	0,37	0,0314	18,32	0,01	0,01	31,01	9,89	86620,81	404519

Tableau III.18. Bilan du tronçon 5-C

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	2331,22	470964	473295
150	3090,27	411933	415023
200	4205,52	405969	410174
250	7709,81	404829	412539
300	12888,92	404519	417408

**Fig III.7. Graphe de frais total de tronçon 5-C****Interprétation**

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 200 mm**.

➤ **Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe**

$$H_{cal} = H_g + h_p + P_{ex}$$

P_{ex} : pression d'exore $P_{ex} = 1.5m$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : côte de trop plein
- C_{pe} : côte du plan d'eau

$$H_g = 302.1 - 301.1 + 30 = 31m$$

$$H_{cal}=31+0.21+1.5=32.71\text{m}$$

On a $Q=0.026\text{l/s}$ et $H_{cal}=32.71\text{m}$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe E9S55N/2N + MAC620-8V

- ✓ Débit $Q=26\text{l/s}$
- ✓ Hmt=38.2m
- ✓ Vitesse de rotation $n=2900\text{ tr/min}$
- ✓ Puissance absorbée $P_a=12.9\text{ KW}$
- ✓ Le rendement =75.6%
- ✓ NPSH=4.21m

➤ **Dimensionnement de tronçon 6-D**

$$D_c=0.161\text{m}$$

$$Q_{6-D}=26\text{l/s}=0.026\text{m}^3/\text{s}$$

Tableau III.19. Calcul des frais d'amortissement du tronçon 6-D

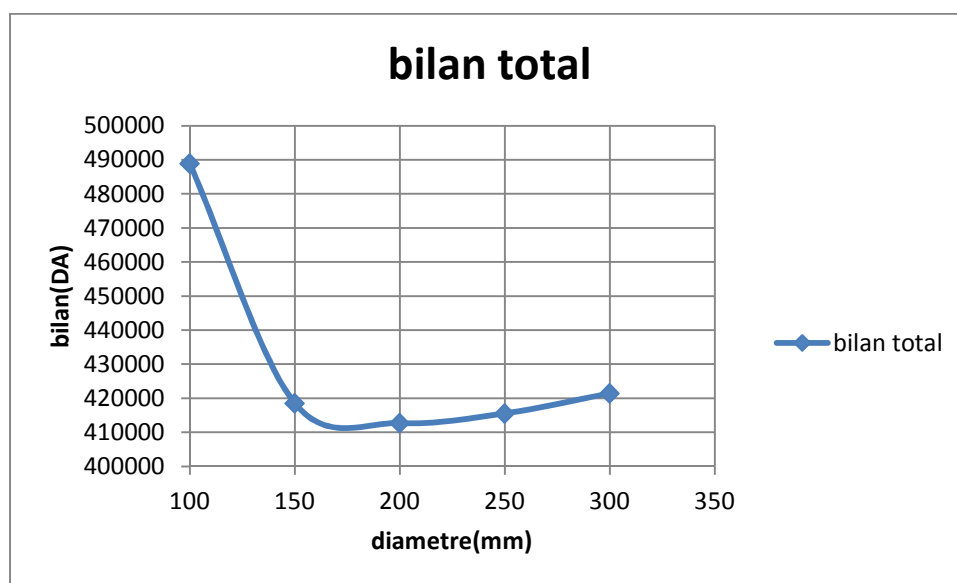
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1250	22,13	27662,50	2816,04
150	1657	22,13	36669,41	3732,95
200	2255	22,13	49903,15	5080,14
250	2756	22,13	60990,28	9313,22
300	3455,52	22,13	76470,66	15569,43

Tableau III.20. Calcul des frais d'exploitation du tronçon 6-D

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H_L	H_T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	3,31	0,0453	22,13	5,61	6,17	37,27	11,88	104095,46	486126
150	1,47	0,0393	22,13	0,64	0,70	31,80	10,14	88826,25	414819
200	0,83	0,0357	22,13	0,14	0,15	31,25	9,96	87283,53	407614
250	0,53	0,0332	22,13	0,04	0,05	31,15	9,93	86988,83	406238
300	0,37	0,0314	22,13	0,02	0,02	31,12	9,92	86908,57	405863

Tableau III.21. Bilan du tronçon 6-D

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	2816,04	486126	488942
150	3732,95	414819	418552
200	5080,14	407614	412694
250	9313,22	406238	415551
300	15569,43	405863	421432

**Fig III.8. Graphe de frais total de tronçon 6-D****Interprétation**

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 200 mm**.

➤ **Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe**

$$H_{cal} = H_g + h_p + P_{ex}$$

P_{ex} : pression d'exore $P_{ex} = 1.5m$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : côte de trop plein
- C_{pe} : côte du plan d'eau

$$H_g = 302.1 - 301 + 30 = 31.1m$$

$$H_{cal}=31.1+0.23+1.5=32.83\text{m}$$

On a $Q=0.0261/\text{s}$ et $H_{cal}=32.83\text{m}$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe E9S55N/2N + MAC620-8V

- ✓ Débit $Q=261/\text{s}$
- ✓ Hmt=38.2m
- ✓ Vitesse de rotation $n=2900\text{ tr/min}$
- ✓ Puissance absorbée $P_a=12.9\text{ Kw}$
- ✓ Le rendement =75.6%
- ✓ NPSH=4.21m

➤ **Tronçon A-E**

$$Q_{A-E}=521/\text{s}=0.052\text{m}^3/\text{s}$$

$$D_c=0.228\text{m}$$

Tableau III.22. Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-E

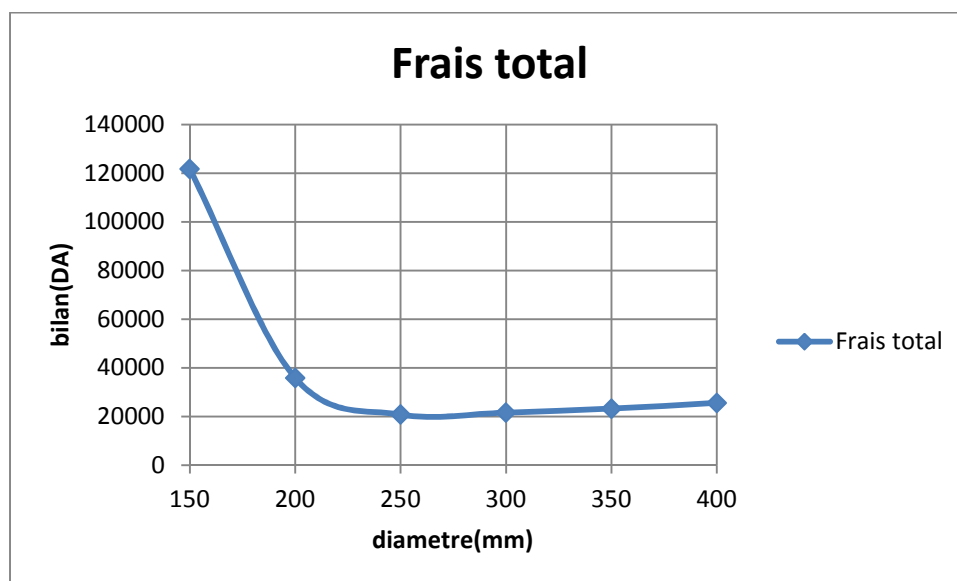
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
150	1657	33,76	55940,32	5694,72
200	2255	33,76	76128,80	7749,91
250	2756	33,76	93042,56	9471,73
300	3455,52	33,76	116658,36	14844,78

Tableau III.23. Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-E

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H_L	H_T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	Prix de kwh (DA)	frais d'énergie (DA)
150	2,94	0,0393	33,76	3,91	4,30	4,45	2,84	24841,73	4,67	116011
200	1,66	0,0357	33,76	0,84	0,93	1,08	0,69	6013,97	4,67	28085
250	1,06	0,0332	33,76	0,26	0,28	0,43	0,28	2417,35	4,67	11289
300	0,74	0,0314	33,76	0,10	0,11	0,26	0,16	1437,83	4,67	6715

Tableau III.24. Bilan du tronçon A-E

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
150	5694,72	116011	121706
200	7749,91	28085	35835
250	9471,73	11289	20761
300	14844,78	6715	21559

**Fig III.9. Graphe de frais total de tronçon A-E****Interprétation**

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 250 mm**.

➤ Tronçon B - C

$$Q_{B-C} = 521 \text{ l/s} = 0.052 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_c = 0.228 \text{ m}$$

Tableau III.25. Calcul des frais d'amortissement du tronçon B-C

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
150	1657	9,11	15095,27	1536,70
200	2255	9,11	20543,05	2091,28
250	2756	9,11	25107,16	2555,91
300	3455,52	9,11	31479,79	4005,80
350	5249,74	9,11	47825,13	4868,60
400	6125,96	9,11	55807,50	5681,20

Tableau III.26. Calcul des frais d'exploitation du tronçon B-C

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
150	2,94	0,0393	9,11	1,05	1,16	1,25	0,80	6980,068	32597
200	1,66	0,0357	9,11	0,23	0,25	0,34	0,22	1899,474	8871
250	1,06	0,0332	9,11	0,07	0,08	0,17	0,11	928,940	4338
300	0,74	0,0314	9,11	0,03	0,03	0,12	0,08	664,621	3104
350	0,54	0,0300	9,11	0,01	0,01	0,10	0,07	574,227	2682
400	0,41	0,0288	9,11	0,01	0,01	0,10	0,06	537,982	2512

Tableau III.27. Bilan du tronçon B-C

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
150	1536,70	32597	34134
200	2091,28	8871	10962
250	2555,91	4338	6894
300	4005,80	3104	7110
350	4868,60	2682	7550
400	5681,20	2512	8194

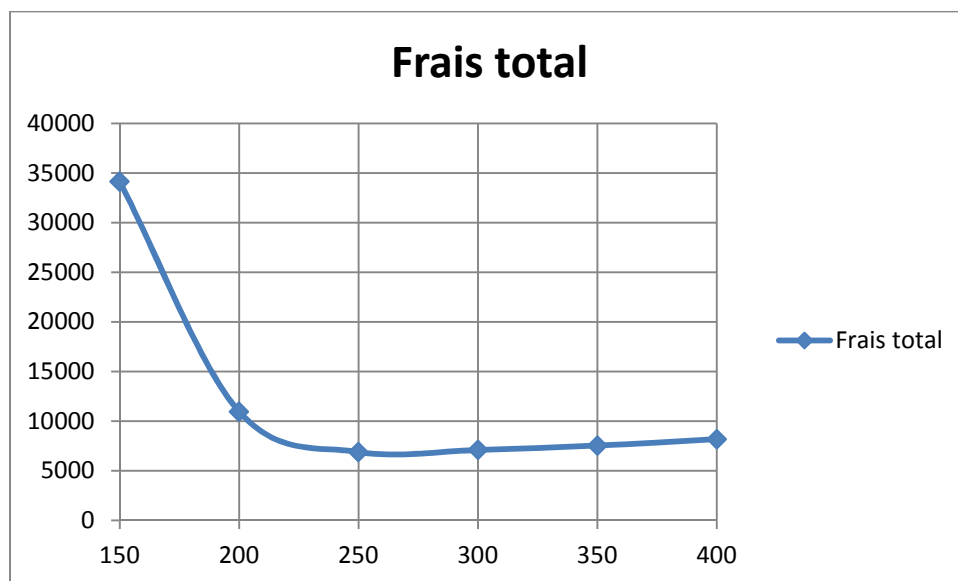


Fig III.10. Graphe de frais total de tronçon B-C

Conclusion

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 250 mm**.

➤ Tronçon C-D

$$Q_{C-D} = 78 \text{ l/s} = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_c = 0.279 \text{ m}$$

Tableau III.28. Calcul des frais d'amortissement du tronçon C-D

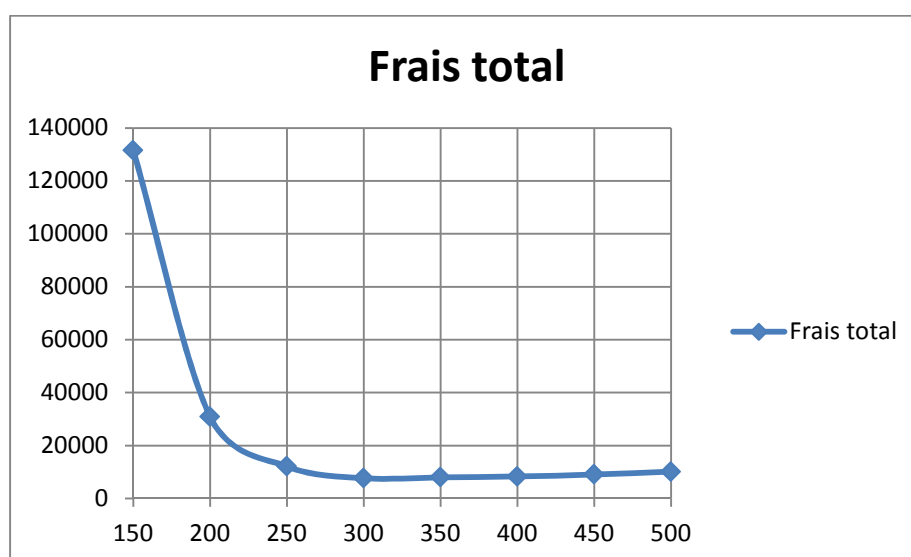
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
150	1657	11,53	19105,21	1944,91
200	2255	11,53	26000,15	2646,82
250	2756	11,53	31776,68	3234,87
300	3455,52	11,53	39842,15	4055,93
350	5249,74	11,53	60529,50	6161,90
400	6125,96	11,53	70632,32	7190,37

Tableau III.29. Calcul des frais d'exploitation du tronçon C-D

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
150	4,42	0,0393	11,53	3,00	3,30	3,31	3,17	27752,0408	129602
200	2,48	0,0357	11,53	0,65	0,71	0,72	0,69	6050,06606	28254
250	1,59	0,0332	11,53	0,20	0,22	0,23	0,22	1904,3915	8894
300	1,10	0,0314	11,53	0,08	0,08	0,09	0,09	775,338616	3621
350	0,81	0,0300	11,53	0,03	0,04	0,05	0,04	389,218894	1818
400	0,62	0,0288	11,53	0,02	0,02	0,03	0,03	234,395101	1095

Tableau III.30. Bilan du tronçon C-D

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
150	1944,91	129602	131547
200	2646,82	28254	30901
250	3234,87	8894	12128
300	4055,93	3621	7677
350	6161,90	1818	7980
400	7190,37	1095	8285

**Fig III.11. Graphe de frais total de tronçon C-D**

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 300 mm**.

➤ **Tronçon D- E**

$$Q_{D-E}=104\text{l/s}=0.104\text{m}^3/\text{s}$$

$$D_c=0.322\text{m}$$

Tableau III.31. Calcul des frais d'amortissement du tronçon D-E

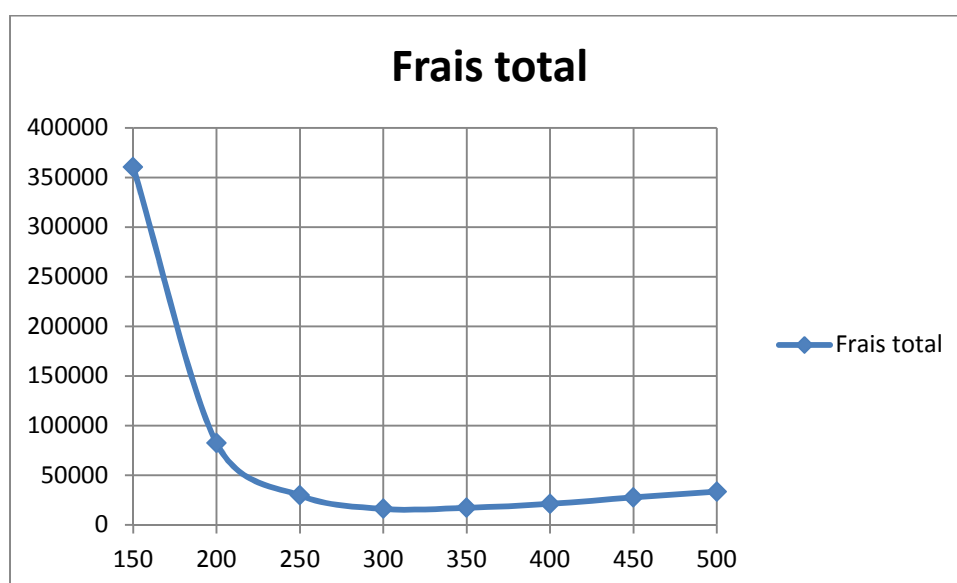
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
150	1657	13,38	22170,66	2256,97
200	2255	13,38	30171,90	3071,50
250	2756	13,38	36875,28	3753,90
300	3455,52	13,38	46234,86	4706,71
350	5249,74	13,38	70241,52	10725,88
400	6125,96	13,38	81965,34	16688,14

Tableau III.32. Calcul des frais d'exploitation du tronçon D-E

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
150	5,89	0,0393	13,38	6,19	6,81	6,86	8,75	76665,61	358028
200	3,31	0,0357	13,38	1,34	1,47	1,52	1,94	16970,02	79250
250	2,12	0,0332	13,38	0,41	0,45	0,50	0,64	5566,52	25996
300	1,47	0,0314	13,38	0,15	0,17	0,22	0,28	2460,83	11492
350	1,08	0,0300	13,38	0,07	0,08	0,13	0,16	1398,73	6532
400	0,83	0,0288	13,38	0,03	0,04	0,09	0,11	972,86	4543

Tableau III.33. Bilan du tronçon D-E

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
150	2256,97	358028	360285
200	3071,50	79250	82321
250	3753,90	25996	29750
300	4706,71	11492	16199
350	10725,88	6532	17258
400	16688,14	4543	21231

**Fig III.12. Graphe de frais total de tronçon D-E****Interprétation**

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 300mm**.

➤ Tronçon E - RT

$$Q_{B-C} = 1551/s = 0.155 m^3/s$$

$$L = 13.38 m$$

$$D_c = 0.395 m$$

$$H_g = 306.4 - 302 = 4.4 m$$

Tableau III.34. Calcul des frais d'amortissement du tronçon E-RT

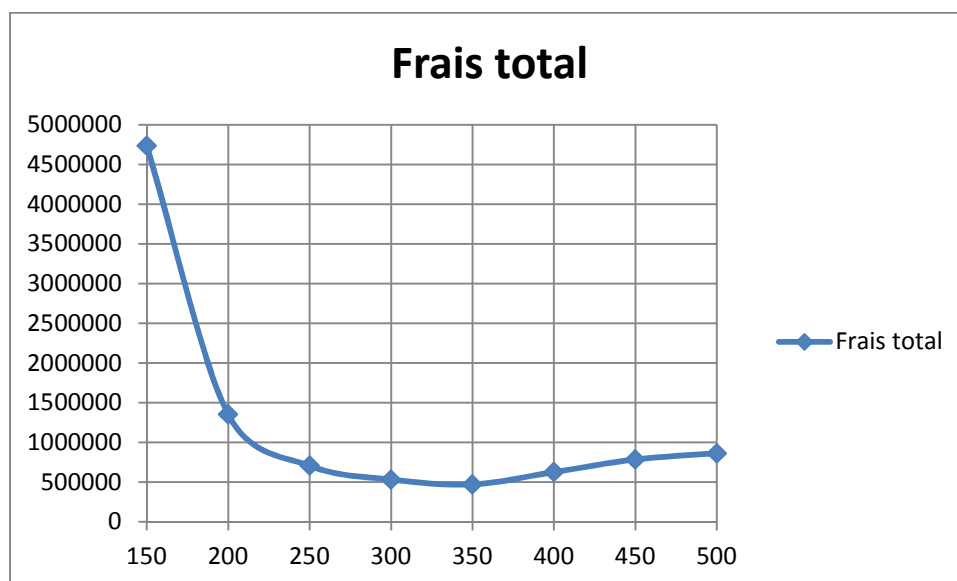
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
150	1657	48	79536,00	652,20
200	2255	48	108240,00	887,57
250	2756	48	132288,00	1084,76
300	3455,52	48	165864,96	1360,09
350	5249,74	48	251987,52	2066,30
400	6125,96	48	294046,08	2411,18
450	7078,18	48	339752,64	2785,97
500	8100,4	48	388819,20	3188,32

Tableau III.35. Calcul des frais d'exploitation du tronçon E-RT

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	Prix de kWh (DA)	frais d'énergie (DA)
150	8,83	0,0393	48	49,99	54,9	59,39	113,61	995207,9	4,67	4647621
200	4,97	0,0357	48	10,78	11,6	16,26	31,10	272436,2	4,67	1272277
250	3,18	0,0332	48	3,29	3,62	8,02	15,34	134366,9	4,67	627494
300	2,21	0,0314	48	1,25	1,37	5,77	11,05	96764,4	4,67	451890
350	1,62	0,0300	48	0,55	0,61	5,01	9,58	83904,9	4,67	391836
400	1,24	0,0288	48	0,27	0,30	4,70	8,99	78748,6	4,67	367756
450	0,98	0,0279	48	0,16	0,16	4,56	8,72	76422,8	4,67	356895
500	0,79	0,0270	48	0,084	0,1	4,49	8,59	75274,2	4,67	351531

Tableau III.36. Bilan du tronçon E-RT

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
150	652,20	4647621	4733975
200	887,57	1272277	1351422
250	1084,76	627494	706836
300	1360,09	451890	531507
350	2066,30	391836	472160
400	2411,18	367756	626830
450	2785,97	356895	786060
500	3188,32	351531	862764

**Fig III.13. Graphe de frais total de tronçon E-RT****Interprétation**

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 350 mm**.

➤ **Tronçon III gravitaire entre RT et SP**

1. La charge disponible

$$H_d = C_{R-RT} - C_{TSP}$$

- H_d : la charge disponible .
- C_{R-RT} : côte de radier du réservoir tampon.
- C_{TSP} : côte terrain de la station de pompage.
- $H_d = 302.4 - 193.25 = 109.15\text{m}$
- L_e : longueur équivalente de la conduite gravitaire.
- j_{moy} : gradient hydraulique.

$$j_{moy} = H_d / L_e = 109.15 / 55000 = 0.00199$$

$$L_e = 1.1 * L = 1.1 * 50000 = 55000\text{m}$$

$$j_{moy} = \frac{k' \cdot Q}{D^m} \Rightarrow D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{k' \cdot Q}{j}}$$

Sachant que : $K' = 0.00179$; $n = 2$; $m = 5.3$; $L_e = 55000\text{m}$

D'où $D_{cal} = 0,485\text{ m} \Rightarrow D_n = 0.5\text{ m} = 500\text{mm}$

Tableau III.37. Calcul du diamètre du tronçon point RT-SP

Dimensionnement de la conduite d'écoulement gravitaire de réservoir tampon –station pompage						
k=0,00179 m=5.3 B=2						
H	Débit	Longueur	Diamètre	vitesse	Prix de m,l	Prix total
(m)	Q (m3/s)	L (m)	Ø (mm)	V(m/s)	(DA)	(DA)
109.15	0,155	50000	400	1.23	7078.18	353909000

➤ **Calcul des paramètres hydrauliques**

Les paramètres hydrauliques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Paramètres hydrauliques

Diamètre (mm)	V (m/s)	I (mm)	L _{équivalente} (m)	H t (m)
400	1.23	0.022	55000	93.18

➤ **Tronçon SP-CH**

Station de pompage à projeter – les châteaux de CHAROUINE

$$Q=155\text{l/s}$$

$$H_g=313.45-193.25=97.2\text{m}$$

$$H_{mt}=H_g+\sum h_T$$

Tableau III.39. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-CH

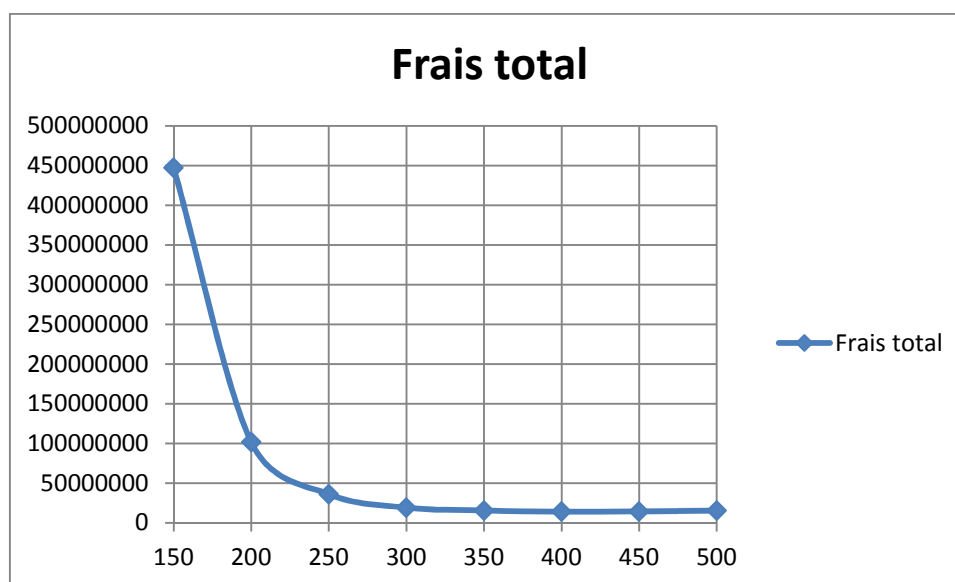
Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
150	1657	13720	22734040	2314325,27
200	2255	13720	30938600	3149549,48
250	2756	13720	37812320	3849294,18
300	3455,52	13720	47409734,4	4826310,96
350	5249,74	13720	72026432,8	7332290,86
400	6125,96	13720	84048171,2	8556103,83
450	7078,18	13720	97112629,6	9886065,69
500	8100,4	13720	111137488	11313796,3

Tableau III.40. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-CH

D (mm)	V (m/s)		L (m)	H _L	H _T	HMT (m)	P (kwh)	E (kwh)	Prix de kwh (DA)	frais d'énergie (DA)
150	8,78	0,0393	13720	14106,21	15516,83	15637,03	10872,17	95240236,75	4,67	444771906
200	4,94	0,0357	13720	3041,81	3345,99	3466,19	2409,99	21111481,88	4,67	98590620
250	3,16	0,0332	13720	928,21	1021,03	1141,23	793,48	6950849,196	4,67	32460466
300	2,19	0,0314	13720	352,58	387,83	508,03	353,23	3094274,603	4,67	14450262
350	1,61	0,0300	13720	155,72	171,29	291,49	202,67	1775381,992	4,67	8291034
400	1,23	0,0288	13720	76,78	84,46	204,66	142,30	1246540,948	4,67	5821346
450	0,98	0,0279	13720	41,18	45,30	165,50	115,07	1008004,499	4,67	4707381
500	0,79	0,0270	13720	23,60	25,96	146,16	101,62	890199,5436	4,67	4157232

Tableau III.41. Bilan du tronçon SP-CH

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
150	2314325,27	444771906	447086231
200	3149549,48	98590620	101740170
250	3849294,18	32460466	36309760
300	4826310,96	14450262	19276573
350	7332290,86	8291034	15623325
400	8556103,83	5821346	14377450
450	9886065,69	4707381	14593447
500	11313796,3	4157232	15471028

**Fig III.14. Graphe de frais total de tronçon SP-CH****Interprétation**

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le **DN 400 mm**.

➤ **Calcul des pressions**

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant

Tableau III.42.Pression dans chaque point

point	Cp (m)	CTN (m)	P (m)
Forage 1	316.32	301.89	14.43
Forage 2	316.31	301.97	14.34
Point A	316.2	302	14.2
Forage 3	315.66	301.2	14.46
Forage 4	316.14	301.8	14.34
Point B	316.24	302	14.24
Forage 5	315.44	301.1	14.34
Point C	316.3	302.09	14.21
Forage 6	315.28	301	14.28
Point D	316.23	302.1	14.13
Point E	316.24	302.15	14.09
RT	306.4	302.4	4
SP	209.22	193.25	15.97
Château de distribution	313.45	290.45	23

III.4 .2.Variante n°02

Elle consiste à la projection d'une conduite, qui fait transiter un débit des besoins à l'horizon à valider par l'administration (2030) à partir du champ captant vers la Commune de Charouine,

Au niveau du champ captant, les forages refoulent vers un point d'unification E ,puis vers un réservoir tampon de côte terrain naturel de 310.4m ensuite gravitairement vers station pompage qui refoule vers un château existant de côte terrain de 290.45m

Les résultats de calculs de dimensionnement de la 2ème variante sont représentés dans le tableau III.43.

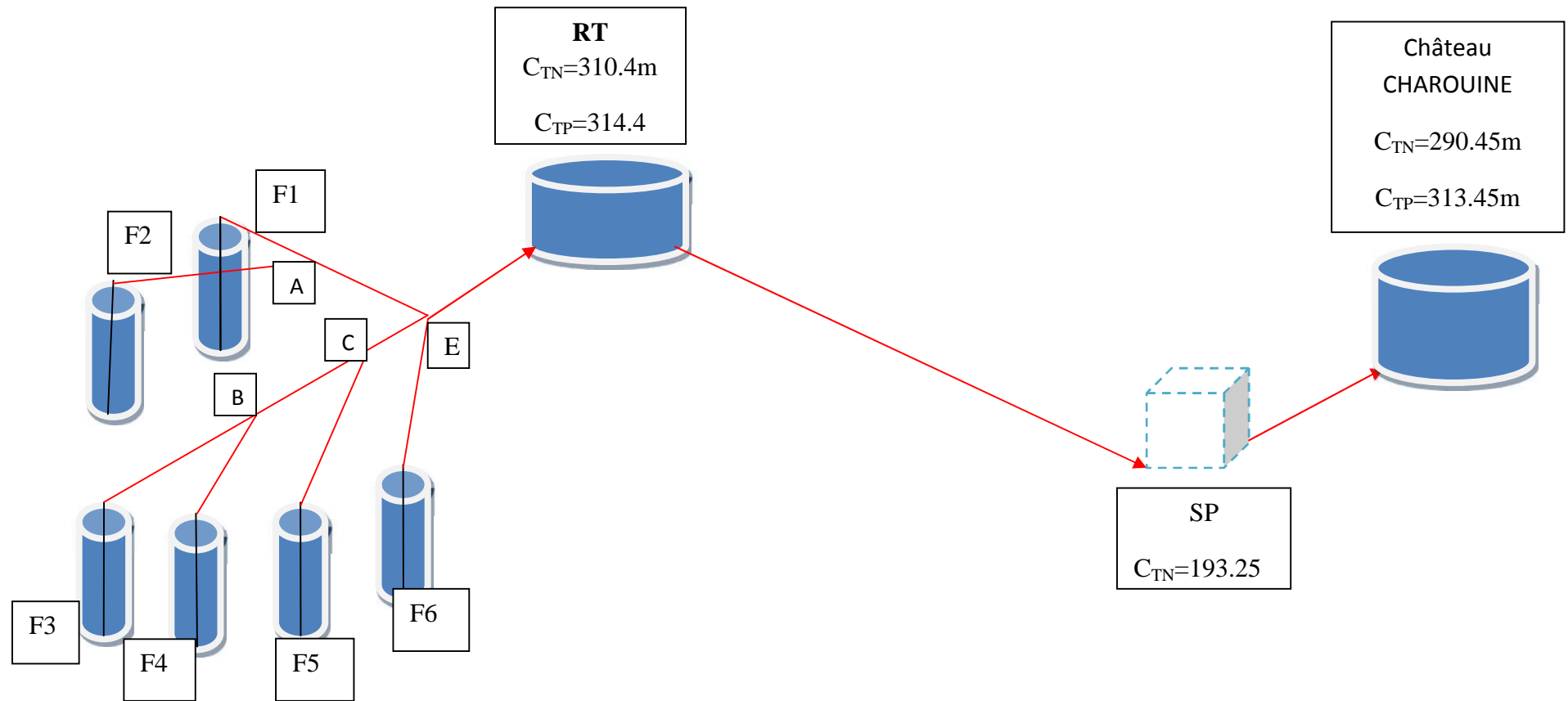


Fig. III.15.schéma de la deuxième variante.

Tableau III.43. Dimensionnement de la deuxième variante

Tronçon	Q (m ³ /s)	D _{norm} (mm)	V (m/s)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais Total (DA)
Tr 1-A	0.026	200	0.83	7550,20	395665	403215
Tr2-A	0.026	200	0.83	4774,83	393539	398314
Tr 3-B	0.026	200	0.83	7394,10	404603	411997
Tr4-B	0.026	200	0.83	3200,05	404603	397095
Tr 5-C	0.026	200	0.83	4205,52	405969	410174
Tr6-D	0.026	200	0.83	5080,14	407614	412694
Tr A-E	0.052	250	1.06	9471,73	11289	20761
Tr B-C	0.052	250	1.06	2555,91	4338	6894
Tr C-D	0.078	300	1.1	4055,93	3621	7677
Tr D-E	0.104	300	1.1	4706,71	11492	16199
Tr E-RT	0.155	350	1.62	2066,30	391836	472160
Tr RT-SP	0.155	500	0.55	-	-	455025000
Tr SP-CH	0.155	400	1.23	8556103,83	5821346	14377450

➤ **Comparaison Entre Les Deux Variantes**

D'après les calculs des frais total de chaque variante nous avons trouvé que la première variante est économique que la deuxième les résultats est représentée dans le tableau suivant.

Tableau III.44. Estimation des frais des variantes pour l'Horizon 2030

Variante	Frais total (DA)
Variante 1	371243630
Variante2	472359630

Conclusion

Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants :

- ✓ Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre 0,5 et 2 m/s;
- ✓ Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Pour ce qui est de la nature de la canalisation elle fait l'objet de choix du à la nature du terrain et les contraintes économiques du pays.

Chapitre IV : Etude de pompage

Introduction

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

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté une station de pompage.

IV.1. Choix des pompes

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

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.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARIE**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

IV.2. Choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;

- ✓ Assure la hauteur et le débit calculé ;
- ✓ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ✓ Présenter le minimum d'encombrement ;
- ✓ La disponibilité, sur le marché national.

IV.3. 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.

IV.4. Refoulement : tronçon (Station SP –Château existe)

Dans notre projet, la station de pompage doit refouler un débit total journalier de $13392\text{m}^3/\text{j}$ pendant 20 heures, donc un débit horaire $558\text{ m}^3/\text{h}$.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau VI. 1

Tableau IV.1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	y (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	155	120.2	PML 150H/2B	66.7	2900	1	296	20.2
2	77.5	120.2	PM 125/2D	74.3	2900	1	133	7.73
3	51.67	120.2	MEC-MR 100-1/2F	71.5	2900	1	88.7	9.21
4	38.75	120.2	MEC-A004/80B	64.4	2900	1	64.4	5.81

A partir du tableau (IV-1), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue (NPSH)_r, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type MEC-MR 100/2F.

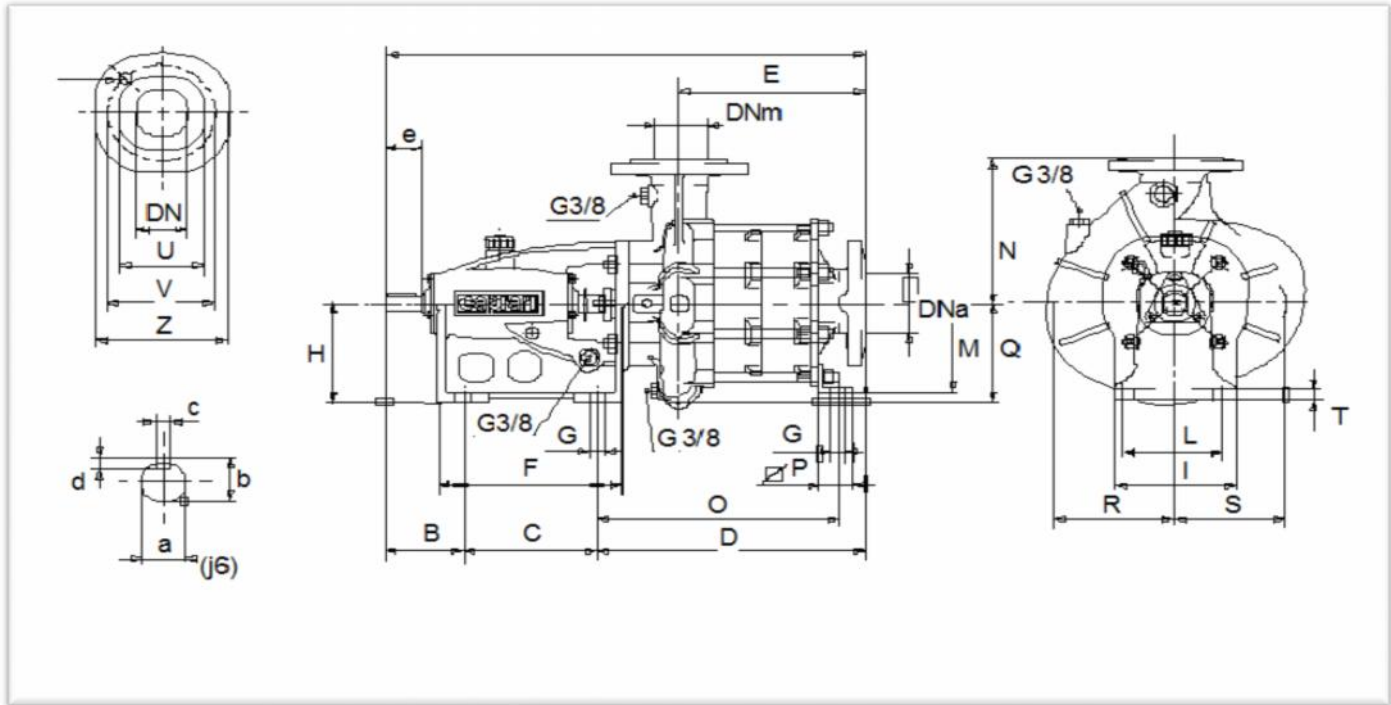


Fig IV.1 . pompe MEC-MR 100-1/2F

➤ Dimension de la pompe choisie

les dimensions de la pompe choisie sont mentionné au tableau suivant

Tableau IV.2. Dimension de la pompe choisie en mm

a = 50	c = 14	e = 105	H = 280	N = 400	R = 285
A = 942	C = 305	E = 288	I = 295	O = 0	S = 263
B = 199	D = 438	F = 415	L = 250	P = 0	T = 24
b = 53,5	d = 9	G = 24	M = 280	Q = 286	DNa = 100/PN16 DNm = 100/PN16

IV.5. Courbes caractéristiques des pompes

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

$$[H-Q] , [P_{abs} - Q] , [Y_p - Q] , [(NPSH)_r - Q]$$

Les courbes caractéristiques de la pompe MEC-MR 100/2F sont représentées dans la figure IV.2.3.4.5

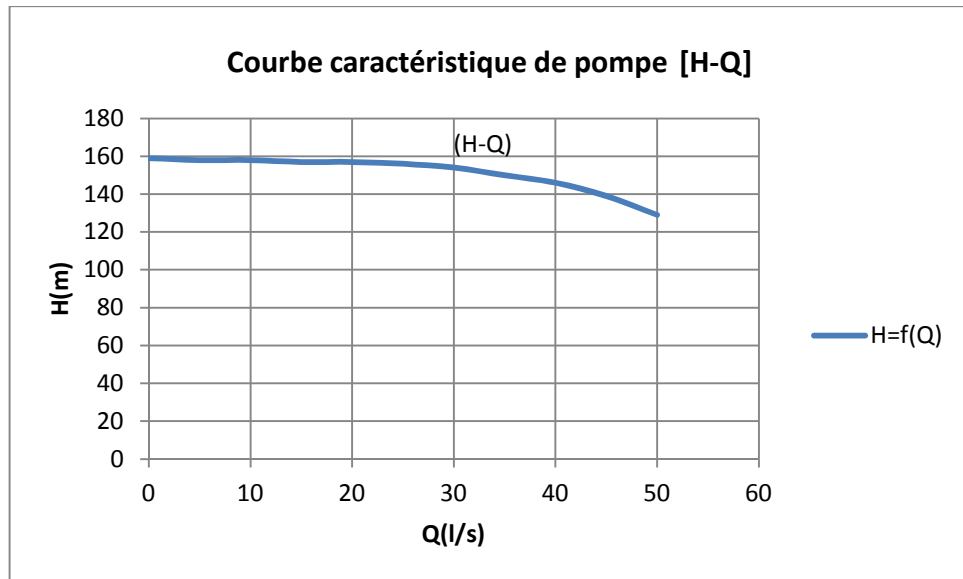


Fig IV.2 : Courbe caractéristique de pompe [H-Q]

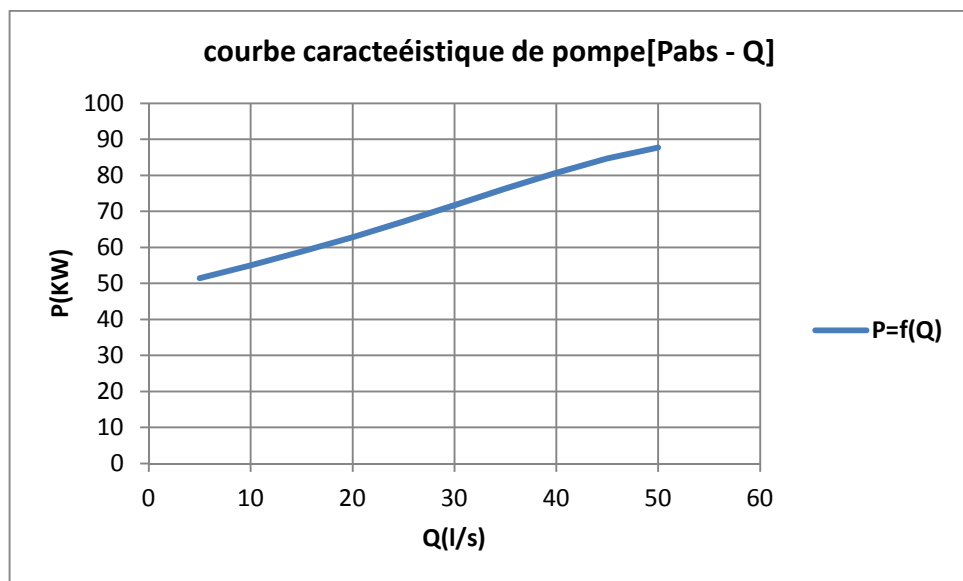


Fig IV.3 : courbe caractéristique de pompe [Pabs - Q]

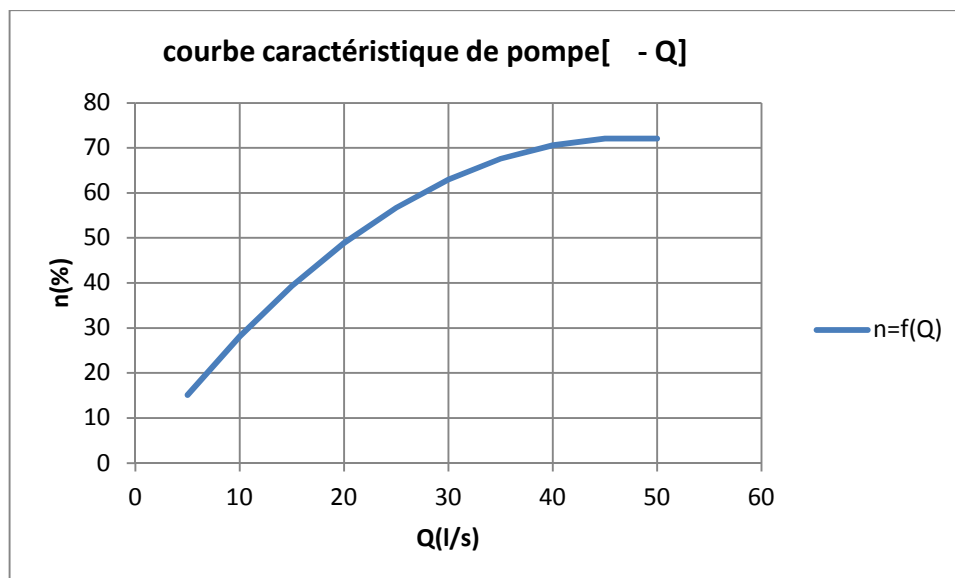


Fig IV.4 : courbe caractéristique de pompe [η - Q]

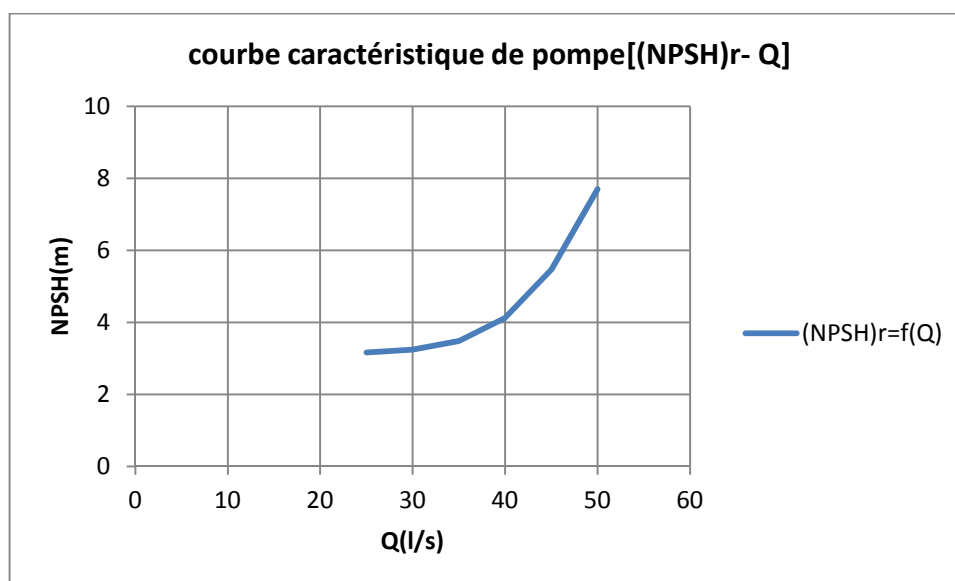


Fig IV.5: courbe caractéristique de pompe [(NPSH)_r - Q]

IV.6. Point de fonctionnement

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- ✓ Modification de la vitesse de rotation ;
- ✓ Modification du temps de pompage ;
- ✓ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

IV.6.1. Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \} * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^5} \dots\dots\dots (VI-3)$$

$\}$: 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 (m^3/s) ;

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

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Tableau IV.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT)

N°	Q (m ³ /s)	3Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	120,2	13720	500	0,027048	0	0,00	120,2
2	0,01	0,03	120,2	13720	500	0,027048	0,89	0,97	121,17
3	0,02	0,06	120,2	13720	500	0,027048	3,54	3,90	124,10
4	0,03	0,09	120,2	13720	500	0,027048	7,97	8,77	128,97
5	0,04	0,12	120,2	13720	500	0,027048	14,17	15,59	135,79
6	0,05	0,15	120,2	13720	500	0,027048	22,15	24,36	144,56
7	0,06	0,18	120,2	13720	500	0,027048	31,89	35,08	155,28
8	0,06	0,18	120,2	13720	500	0,027048	31,89	35,08	155,28
9	0,07	0,21	120,2	13720	500	0,027048	43,41	47,75	167,95
10	0,08	0,24	120,2	13720	500	0,027048	56,70	62,37	182,57
11	0,09	0,27	120,2	13720	500	0,027048	71,76	78,94	199,14
12	0,1	0,3	120,2	13720	500	0,027048	88,59	97,45	217,65
13	0,11	0,33	120,2	13720	500	0,027048	107,20	117,92	238,12

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-6).

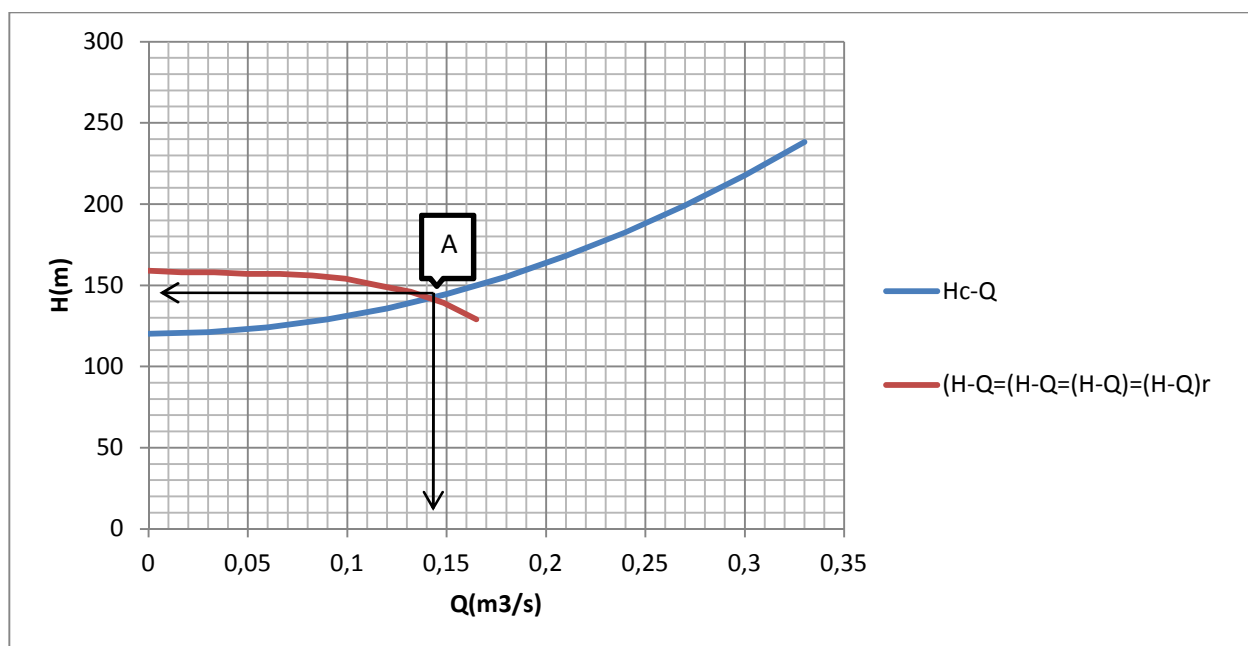


Fig IV.6 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP

➤ **Interprétation**

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

$$Q_A=140 \text{ l/s}; H_A=140\text{m}; \eta_A=71\%.$$

$$Q_A \approx Q_d$$

$$H_A - H_{MT} = 150 - 120.2 - 28.25 = 2.83 \text{ bar} \in (1-3) \text{ bar}.$$

$$NPSH_r=5.2\text{m}$$

Conclusion

Si on tombe dans un cas où $Q_p \approx Q_d$ ce n'est pas la peine de faire un réglage.

IV.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

A- Débit disponible > Débit appelé

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

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

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement**

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

➤ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir ;Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad \dots\dots\dots(IV-6)$$

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

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

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

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

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

➤ **Changement de type de pompe**

IV.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

IV.7.1. Équipements en amont de la pompe

➤ **Conduite d'aspiration**

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

➤ **Joints**

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

➤ **Joint de démontage**

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

➤ **Convergent d'aspiration**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

➤ **Vanne papillon**

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

➤ **Les ventouses**

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

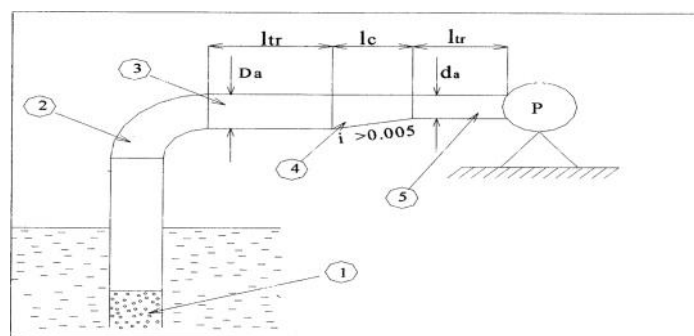


Fig IV.7: Équipement en amont de la pompe

1-Clapet de pied crépine 2- Coude 3-Tronçon : pour stabiliser les vains liquides 4-Convergeant 5-Tronçon

IV.7.2. Équipements en aval de la pompe

➤ **Divergent**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

➤ **Clapet 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 régulé

➤ **Vanne papillon**

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

➤ **Conduite de refoulement**

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$) ... (3)

➤ **Collecteur de refoulement**

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.

➤ **Le by-pass**

Un by-pass est placée 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 ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ **Soupape de décharge**

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

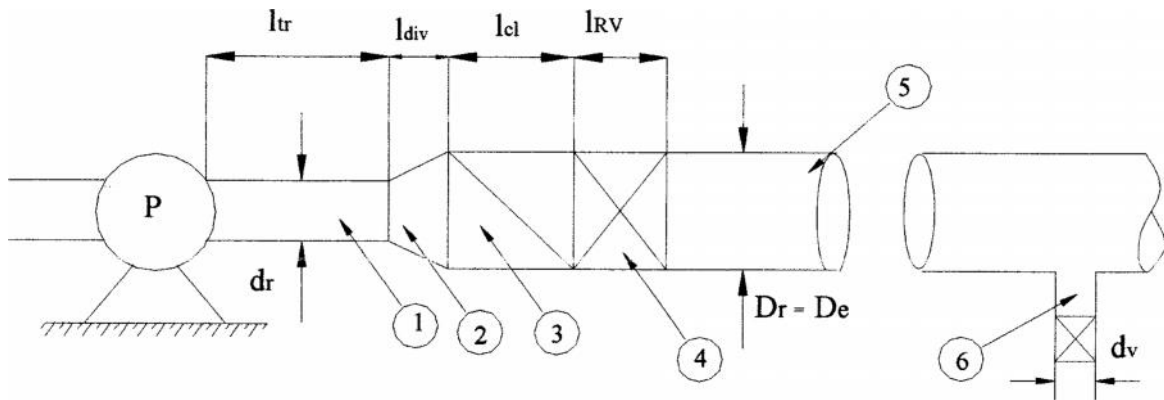


Fig IV.8: équipements en aval de la pompe

- 1- Tronçon
- 2- Divergeant
- 3- Clapet anti-retour
- 4- Robinet vanne de réglage
- 5- Conduite de refoulement en charge
- 6- Conduite de vidange ou de prélèvement

IV.8. Etude de la cavitation

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d’aspiration en décus de laquelle il convient toujours de se tenir. Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être place à une hauteur d’aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requit soit toujours inférieur au NPSH_d disponible. (NPSH_d>NPSH_r).

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\%} - \frac{P_v}{\%} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.1$$

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0.1 - \frac{P_{at}}{\%} + \frac{P_v}{\%} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp}$$

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement d’après la figure IV.5 égal à 5.2 m.

$\frac{P_{at}}{\%}$: Dépend de l’altitude d’implantation de la station de pompage (voir tableau. IV.4)

$\frac{P_v}{\%}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. IV.5)

Tableau. IV.4: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

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

Tableau IV.5 : Pression de vapeur en fonction de la température.

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

D’où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 193.25 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10.14 \text{ m}$.

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

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} = \frac{0.00179 \times 1.15 \times 500 \times 0.14^2}{0.3^{5.3}} = 11.91 \text{ m}$$

$V_{asp} = 0.79 \text{ m/s}$

Alors :

$ha^{ad} = 5.2 + 11.91 - 10.14 + 0.24 + 0.04 + 0.10 = 7.35 \text{ m}$.

IV.9. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (IV-7)$

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

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

$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (IV-8)$

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

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

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

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

- Le niveau minimum du plan d’aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 199.25 \text{ m}$

- La côte de l’axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 199.25 - 7.35 + 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 192 \text{ m}$

IV.10. Choix du moteur électrique

IV.10.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

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

IV.10.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

Où:

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

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

IV.11 Caractéristiques du moteur

- ✓ Fréquence: 50HZ.
- ✓ Tension nominale: 690V.
- ✓ Vitesse nominale: 2970tr/min.
- ✓ Nombre de pôles: 2.
- ✓ Puissance nominale P2: 110kw.
- ✓ Type de moteur : 3~
- ✓ Classe d'isolement: F.
- ✓ Degré de protection: IP 55.

IV.12. Bâtiment de la station de pompage

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

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

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

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

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

- 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 ;

IV.12.1 .choix du bâtiment

Tableau. IV.6 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
variation du plan d'eau (m)	1-2	1-3	-	importante

On a donc un bâtiment de type Bâche sèche.

IV.12.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

a-Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9, \dots \dots \dots (IV.9)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r, \dots \dots \dots (IV.10)$$

H_p : hauteur de la pompe, H_p = 686mm.

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

H_r : hauteur de réserve H_r = 0,5m ;

A.N : H₅ = 0,686+ 0,3 + 0,5 ⇒ H₅ = 1,486 m

H₆ : hauteur réservée à l'homme, H₆=2,2 m ;

H₇ : hauteur du chariot, H₇ = 0,3m ;

H₈ : hauteur profilée, H₈ = 0,8 m ;

H₉ : hauteur de sécurité, H₉ = 0,5m ;

$$A.N : H_b = 1.486 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,286m$$

Conclusion

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

b- Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots (IV.11)$$

n: nombre de pompes, n = 4 (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$A.N: L = 710mm \Rightarrow L = 0.710 m.$$

$$L = 4 \times 0.710 \Rightarrow L = 2.84m.$$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2) m$,

On prend : $L_{int} = 1 m$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3 m$.

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

On prend : $L_r = 3 m$.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4 m$;

$$A.N : L_b = 2.84 + 1 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 13.19 m.$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **15 m**.

c-Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \dots \dots \dots (IV.12)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m ;

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

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 0.20 m$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tas} + l_c + l_{div} \dots \dots \dots (IV.13)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2.115m$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

$$A.N : l_{tr} = 2 \times 500 \Rightarrow l_{tr} = 1.0 m ;$$

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{\text{tr}} = 2 \times Da$.

A.N : $l_{\text{tr}} = 2 \times (1.5 \times 150) \Rightarrow l_{\text{tr}} = 0.450 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(Da-da)=4 \times 75=0.300\text{m}$.

l_d : longueur du divergent, $l_{\text{div}} = (3.5-4)(Dr-dr)=4 \times 375=1.50\text{m}$.

A.N: $l_3 + l_4 = 2.115 + 1.0 + 0.450 + 0.3+1.50 \Rightarrow l_3 + l_4 =5.365 \text{ m}$.

A.N: $l_b = 0,3 + 0,2 + 5.365 + 2 \times 0,2 \Rightarrow l_b = 6.865 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de 8 m.

d-Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3×3**.
- ✓ porte secondaire : **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.

$$\sum S_f = 0,1 * 15 * 8 \Rightarrow \sum S_f = 12\text{m}^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots (IV.14)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, **Sf = (1,2 * 2.2) ;**

A.N : $n = \frac{12}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 5 \text{ fenêtres}$

f-Dimensionnement des marches d'escalier

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **30 cm** ;
- ✓ pente : **1/1,75**.

Tableau IV.7. Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP)

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
15	8	5,5	0,2	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

IV.13. Dimensionnement de bête de pompage

Nous avons $Q=155$ l/s alors $V_{bm}=0.155*3600*24=13392$ m³

On prend $H=8$ m alors $S=V_{bm}/8=1661.5$ m²

$S= \pi D^2/4$ $D=(4*S/\pi)^{0.5}$ alors $D=46$ m $r=23$ m

Tenant compte le volume ncessaire On le normalise prenant

R=18m et **h=8m** et **2** bête

➤ **V_{bm} : volume de bête de pompage**

$$V_{bm}=2*(3.14*36^2/4)*8=16277.76$$
 m³

Conclusion

En fonction de la variation de la hauteur manomtrique appele et du dbit demand, dans ce projet de transfert d'eau le choix se fait sur des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour la station de pompage. Ces pompes seront entraines par des moteurs lectriques asynchrones triphasés de mme marque.

Chapitre V : Protection Contre Le Coup De bélier

Introduction

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de bélier doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisation

V.1. Définition

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

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

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

V.2. La Protection des conduites contre le Coup de Bélier

V.2.1. Causes du coup de bélier

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

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

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

V.2.2. 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 débits dans le temps).

- ✓ **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80 de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- ✓ **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.
- ✓ **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

IV.3. Interprétation physique du coup de bélier (cas d'arrêt brusque de pompe)

✓ Première phase

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (a).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/a).

✓ Deuxième phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

✓ Troisième phase

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

✓ **Quatrième phase**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

V.4.Moyen de protection contre le coup de bélier

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

✓ **Vanne à fermeture lente**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produit.

✓ **Soupape de décharge**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $(1,04 \div 1,1)$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

✓ **Cheminée d'équilibre**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $(4L/a)$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

✓ Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier

dans la conduite forcée.

- ✓ Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- ✓ Amortir les oscillations importantes.
- ✓ Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

✓ **Volant d'inertie**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci. le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

✓ **Réservoir d'air**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

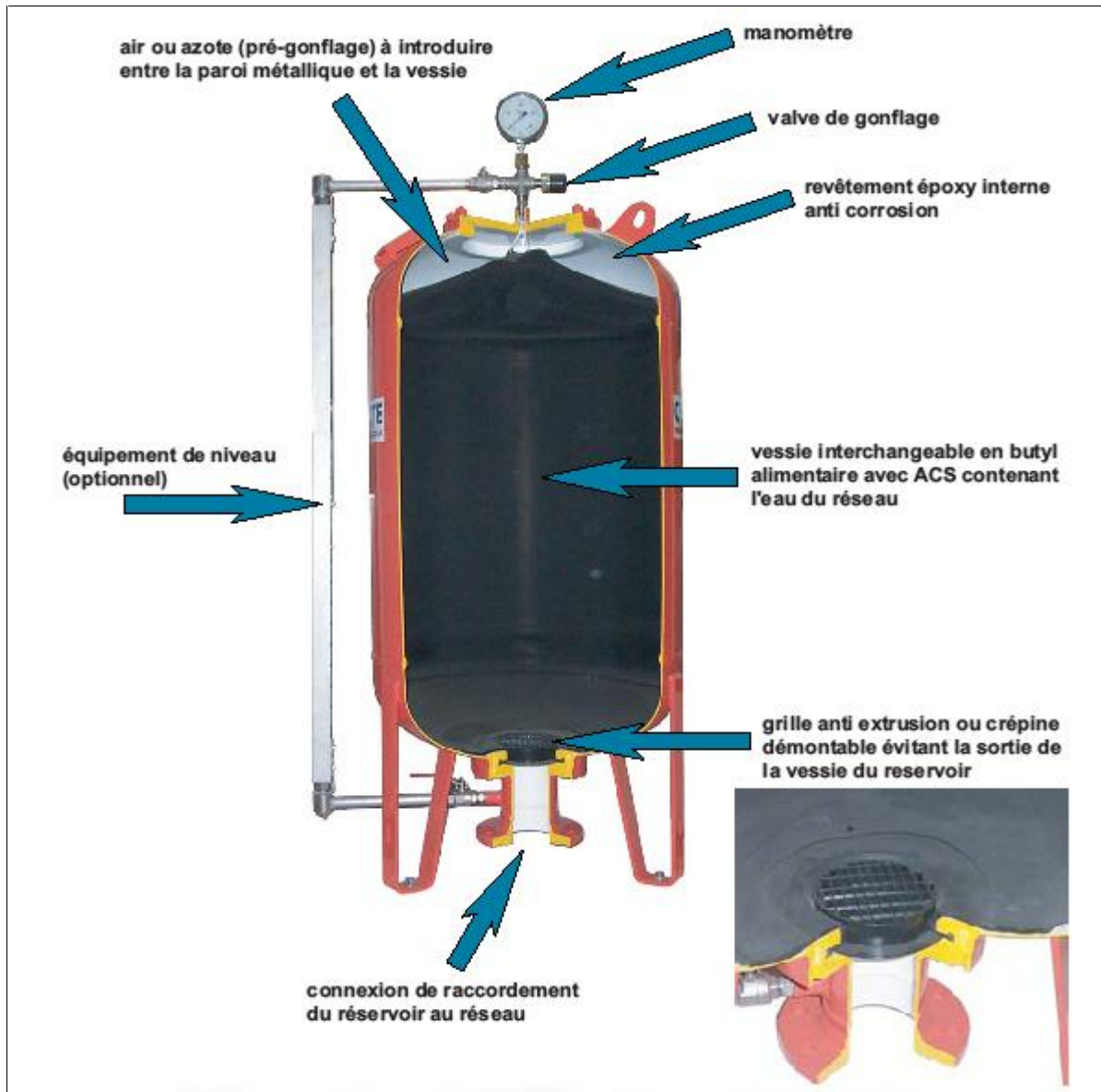
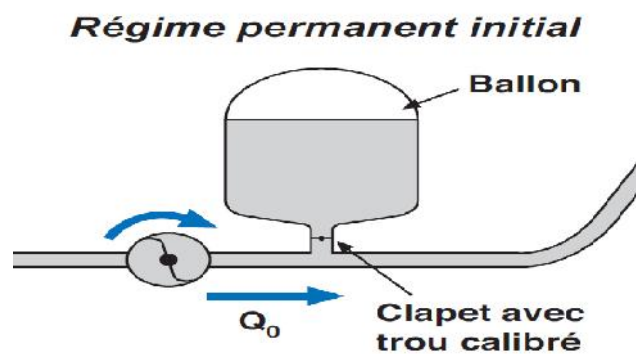


Fig V.1: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)



FigV.2: sens d'écoulement en régime permanent

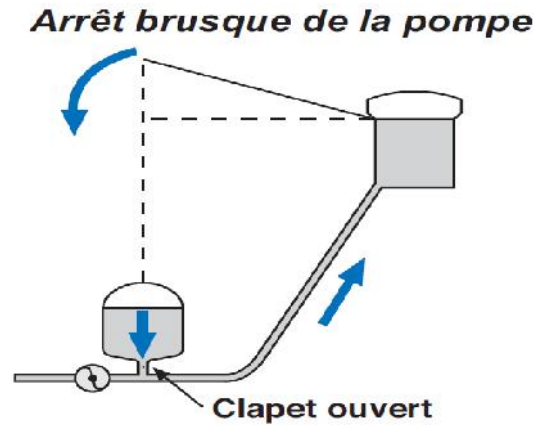


Fig V.3: sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert

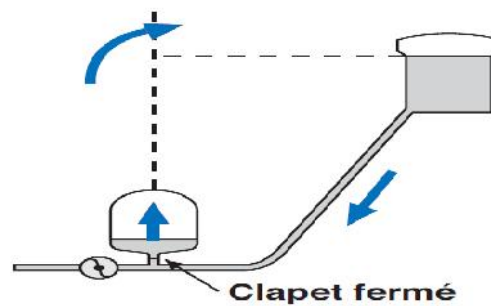


Fig V.4: sens d'écoulement quand le clapet est fermé

V.5. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)} \quad (\text{V.1})$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

$K= 0.5$ pour l'acier.

$K= 1$ pour la fonte.

$K= 5$ pour le plomb et le béton.

$K= 33$ pour le PVC.

V.6. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

V.6.1. Cas de la fermeture brusque

T : inférieur à $\frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V.2})$$

Où V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
 g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

V.6.2.Cas de la fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{a}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{V.3})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque

La formule de MICHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

✓ **Cas de la surpression**

$$H_{\max} = Hg + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{V.4})$$

✓ **Cas de la dépression**

$$H_{\min} = Hg - \frac{aV_0}{g} \quad \text{Comme valeur minimal.} \quad (\text{V.5})$$

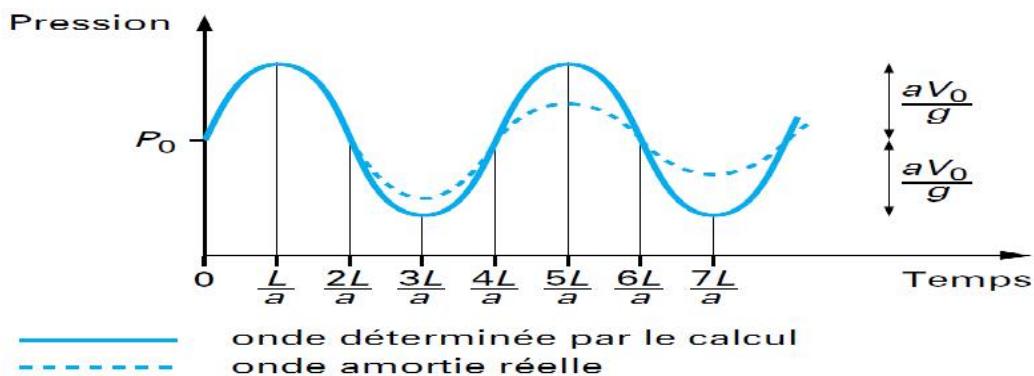


Fig V.5: Courbe générale de propagation des ondes

On fait le calcul pour les conduites de refoulement a partir de SP vers les châteaux de charouine .

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Calcul du coup de bélier

Adduction	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	a (m/s)	V_0 (m/s)	Hg (m)	B (m)	H_{\max} (m)	H_{\min} (m)
SP-CH	500	13720	6.3	1	1329.05	0.79	120.2	107.06	226.26	13.14

V.7. Calcul simplifié d'un réservoir d'air

Exemple : refoulement station pompage – château d'eau

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 , Z_{\min} et Z_{\max} .

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{\min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{\max} : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{V.6})$$

U_0 : volume de l'air en m^3 .

V_0 : Vitesse d'écoulement m/s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m^2 .

Pour notre cas : $S=0.196\text{m}^2$.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{aV_0^2}{g} = 226.26\text{m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 130.2 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + \frac{aV_0^2}{g} + 10 = 246.26 \text{ m.} \quad \frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{246.26}{130.2} = 0.202$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,032 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 2.46 * 10^{-4}$$

Abaque de **VIBERT** (voir l'annexe V.1)

$$\frac{U_0}{LS} = 1,5 * 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS * 1,5 * 10^{-3} = 13720 * 0,196 * 1,5 * 10^{-3} = 4.033 \text{ m}^3$$

$$\text{Et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,4 \Rightarrow Z_{\min} = 52.08\text{m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 10.08\text{m}^3 = 10080.\text{litres}$$

En tenant compte de la sécurité : $U_f = 10100$ litres.

La méthode de **VIBERT** est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air ;

Conclusion

Pour éviter et limiter le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, qui est 10100 litres.

Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les accessoires des canalisations.

VI.1. Pose des canalisations

VI.1.1. Le Principe de pose des canalisations

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Traversée de rivière ;

➤ **Pose en terre**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

➤ **Pose en mauvais terrains**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

➤ **Pose en galerie**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant 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.

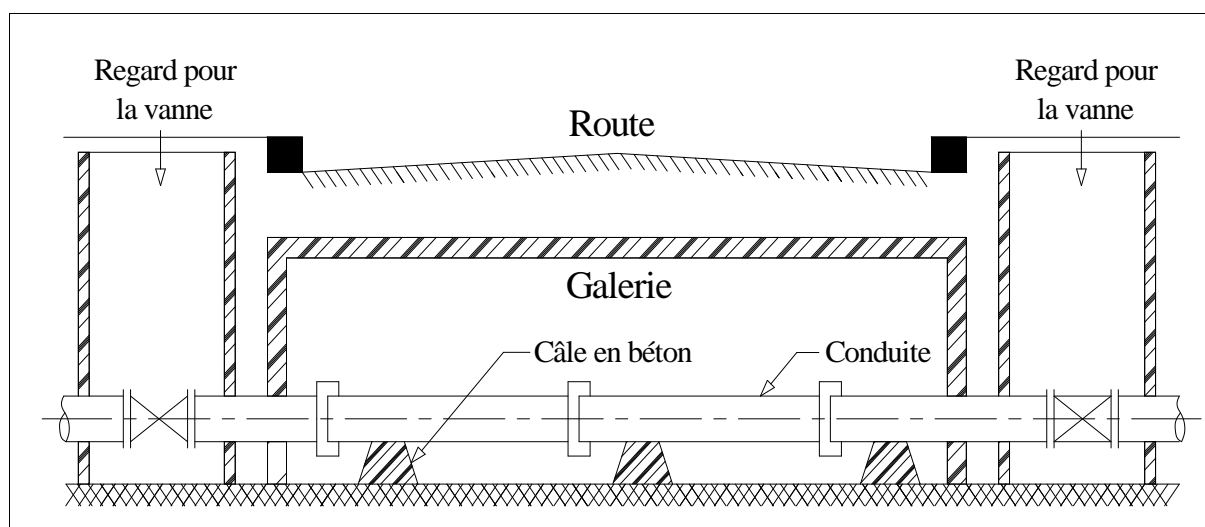


Fig VI.1 : Pose de canalisation en galerie

➤ Pose en pente

Au delà d'une certaine pente (25 ‰), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

➤ Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

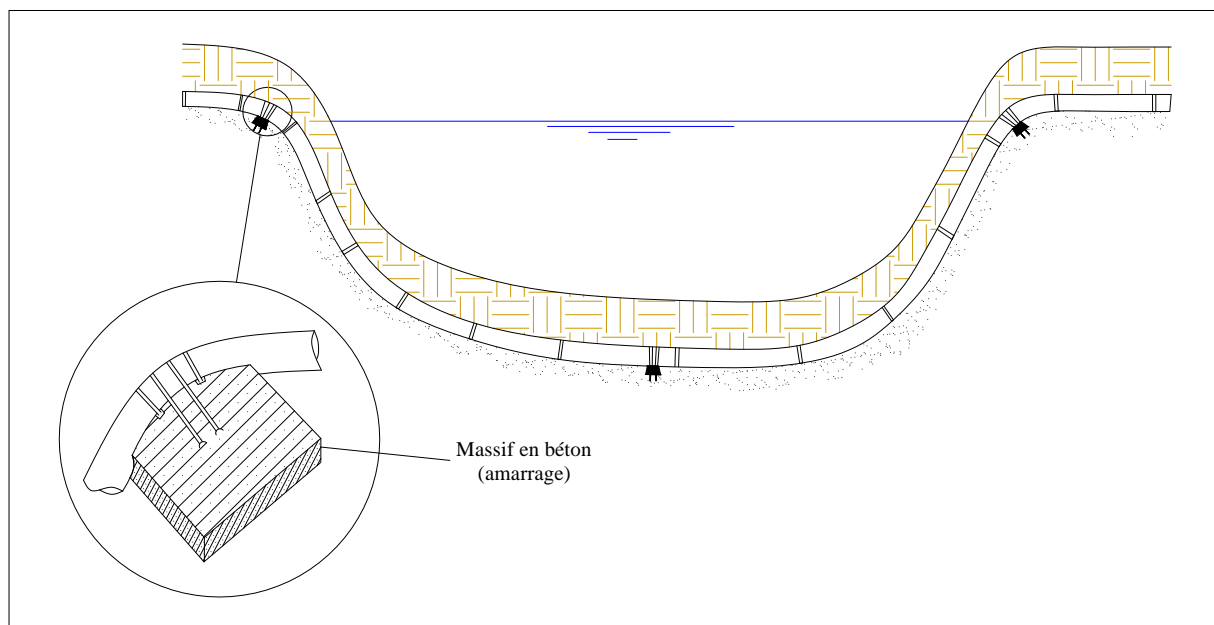


Fig VI.2 : traversée d'une rivière

VI.2. Accessoires pour la canalisation

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VI.2.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remises en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

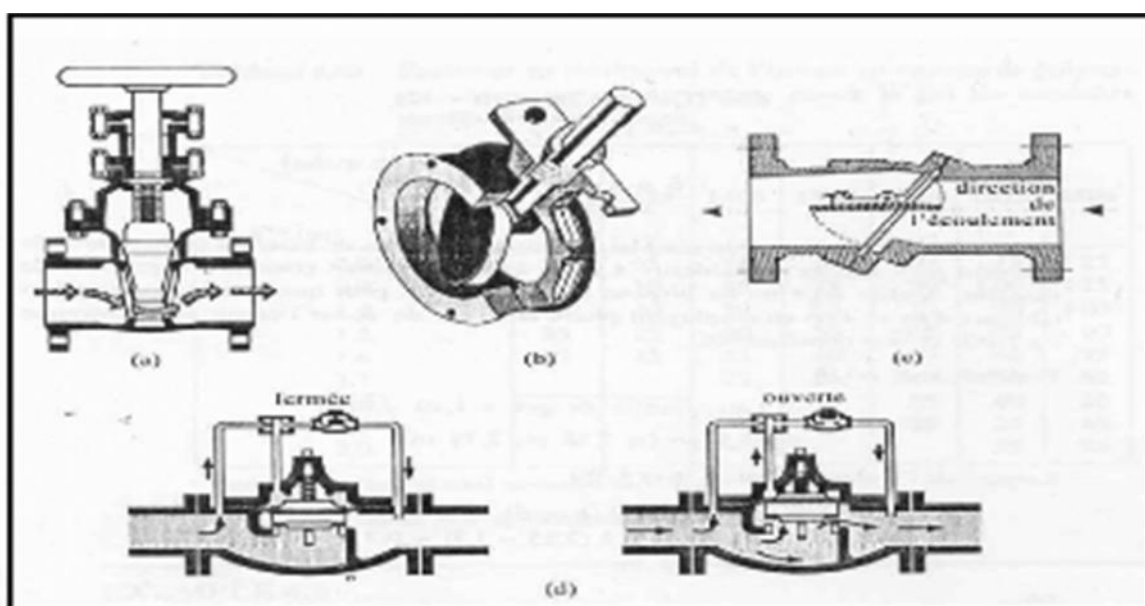


Fig VI.3 : les différents types de vanne

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée 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.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VI.2.2 Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. 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 obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a) Rôles de la ventouse

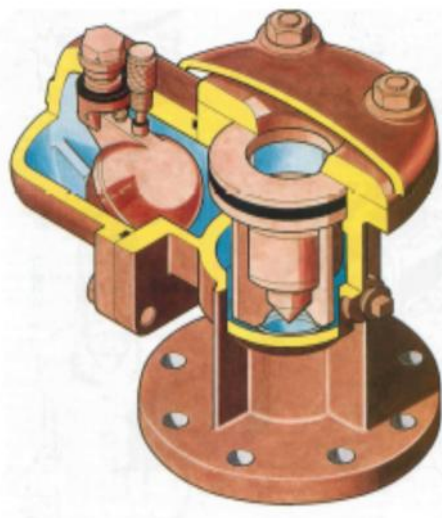
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Fig VI.4 : Les différents types de ventouses

VI.2.3. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VI.2.4. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

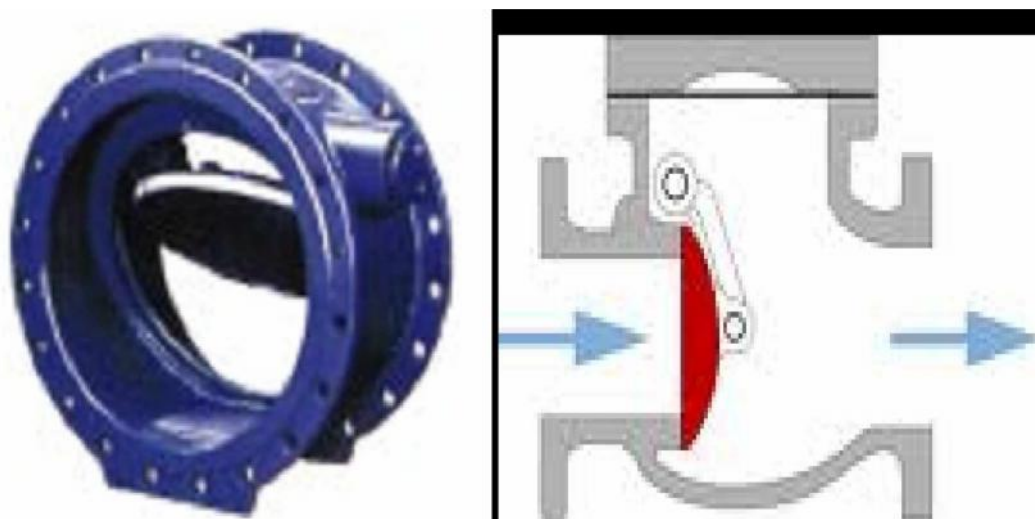


Fig VI.5 : Clapet anti retour

VI.2.5. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

La déviation d'une partie d'écoulement.

L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

➤ Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsqu'une conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs débutés.

➤ Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

➤ **Tés**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

➤ **Joint**

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...).

VI.2.6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- 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

VI.2.7.Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

VI.2.8.Organes de mesure

VI.2.8.1.Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une

diminution de la pression (figure V.6). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

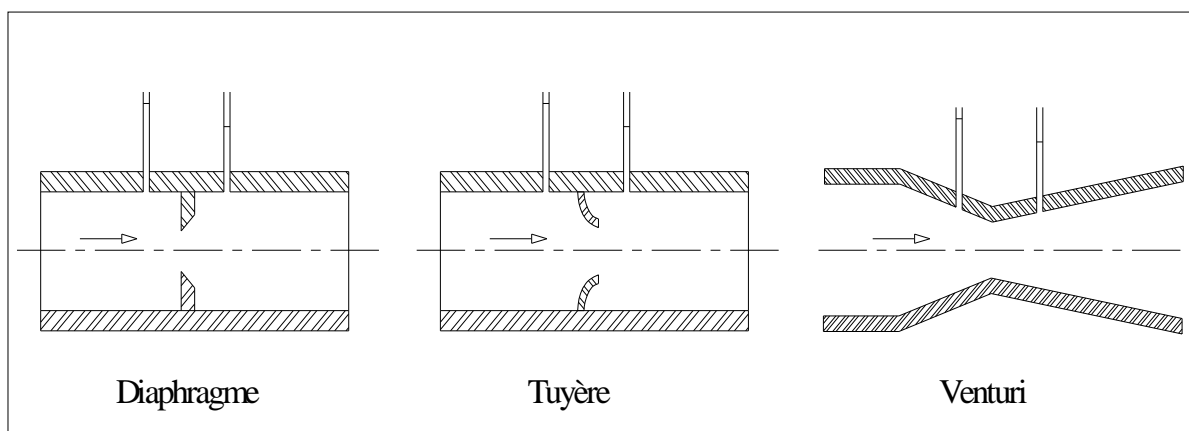


Fig VI.6 : Débitmètres déprimogènes

VI.2.8.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a) 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.



Fig VI.7 : Manomètre à aiguilles

b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

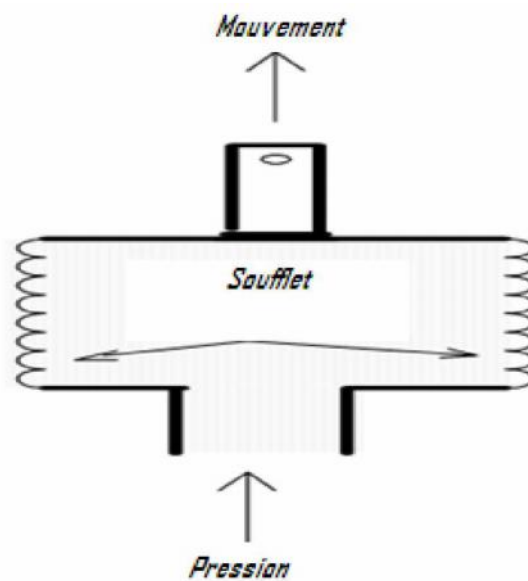


Fig VI.8 : Manomètre à soufflet

Conclusion

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.

Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;

Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;

Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;

Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.

Les clapets anti-retour ;

Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Chapitre VII : protection et sécurité de travail

INTRODUCTION

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requièrent une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

VII.1. Les Causes Des Accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VII.2. Les Actions Et Conditions Dangereuses

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

- Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel ;

- Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

- Outillage, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

- Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

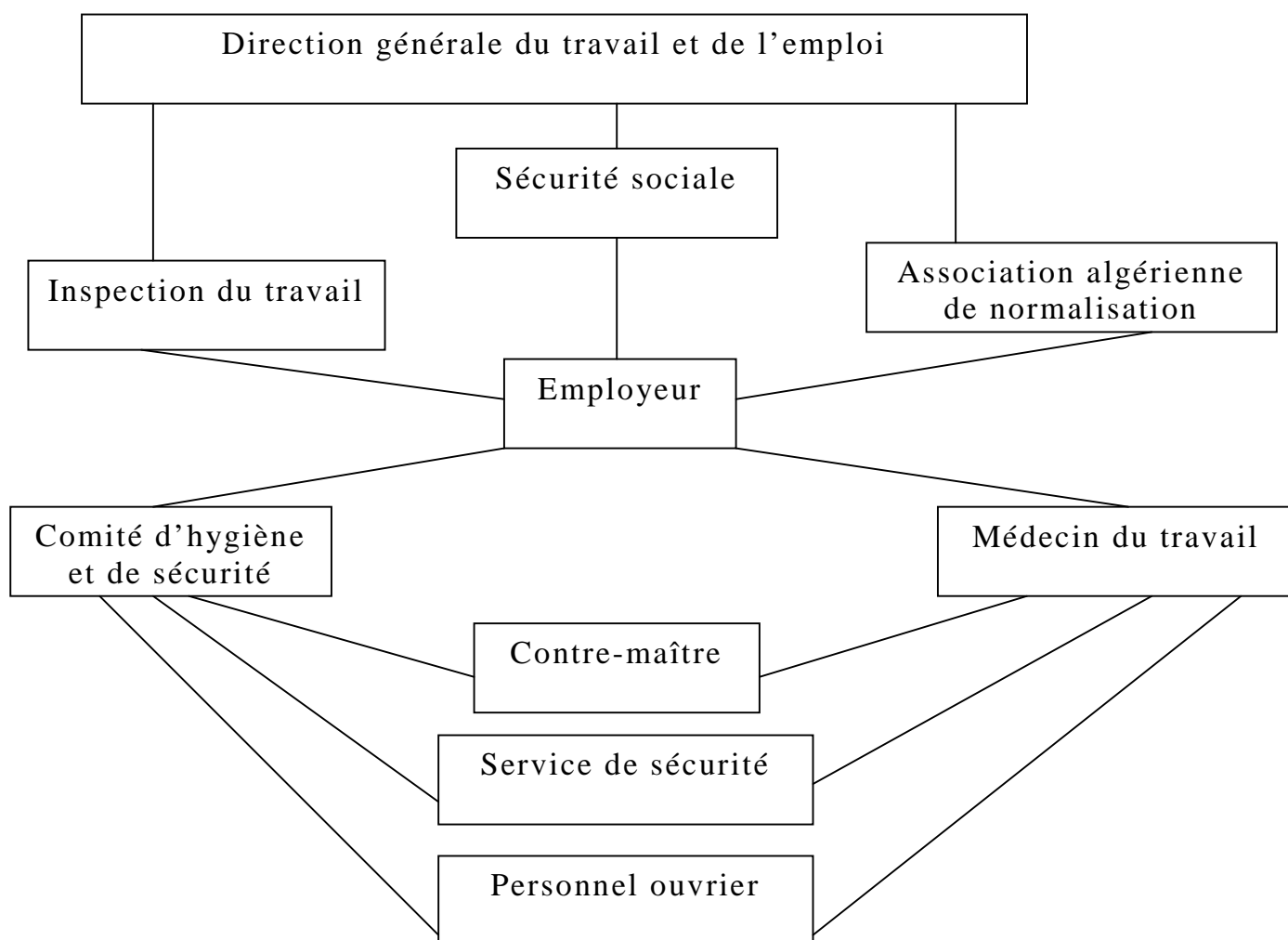
- Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

- Conditions climatiques défavorables.

VII.3. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



FigVII.1.Organigramme de la prévention des accidents du travail

le contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre-maître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs ;

Protection des yeux ;

Protection du tronc ;

Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

VII.3.1. La prévention

VII.3.1.1 Les partenaires de la prévention

VII.3.1.1.1. Dans l'entreprise

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité...
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.

VII. 3.1.1.2. En dehors de l'entreprise

- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle

- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

VII.3.2.Prévention technique

VII.3.2.1.Prévention collective

Elle doit toujours être mise en œuvre en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident se produise à nouveau en détectant les risques. Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les engins et machines dangereuses.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.
- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail : étiquetage des produits, travail en vase clos, aspiration des vapeurs et des poussières, remplacement d'un produit dangereux par un autre quand c'est techniquement possible.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique)
- Contrôle des matériaux : obligation est faite aux fabricants, importateurs et vendeurs de fournir à l'entreprise toute information sur les produits nouveaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise. Education sanitaire et développement des facteurs d'hygiène contribuant à la prévention : interdiction de boire, manger et fumer sur les lieux de travail, hygiène stricte (lavage des mains, douches).

VII.3.2.2.Prévention individuelle

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Formation des salariés à la sécurité :

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique Lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

VII.3.3. Protections individuelles

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devrait être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable. Elle n'est pas toujours respectée par le salarié ou mise à disposition par l'employeur.

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (Casques de protection contre les objets pouvant tomber),
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille)
- Masques et cagoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

VII.3.4.Prévention médicale

VII.3.4.1.Examen clinique, éventuels examens complémentaires

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

VII.3.4.2. Information du salarié par le médecin du Travail

Elle porte :

- sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.
- sur les résultats des analyses biologiques de surveillance, lors de l'exposition à des risques particuliers (plomb, benzène, rayonnements ionisants...). Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail.

VII.3.5. Prévention pour les conducteurs d'engin

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.
- Communiquer les défauts aux supérieurs.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique,

on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

En conclusion générale, nous avons dimensionné les ouvrages de l'adduction d'eau à partir des six forages de champ captant de BOUGUMMA et arrivant au réservoir de distribution à l'amont de la ville de CHAROUINE, Les forages sont équipés de groupes électropompes immergés.

Les conduites reliant les forages au point de jonction sont en fonte ductile de 200 à 300mm de diamètre, Une conduite gravitaire de 500 mm relie le réservoir tampon de volume de 200 m³ jusqu'à la station pompage. Cette dernière contient quatre pompes de type MEC-MR 100-1/2F qui refoule l'eau vers les deux châteaux d'eau de CHAROUINE par une conduite de diamètre de 500 mm. Sachant que les deux réservoirs de distribution existant de 1200 m³ qui sont en bon état et suffisants aux besoins de la ville Pour. Le bon fonctionnement de notre système d'adduction nous avons proposé les accessoires adéquats tels que les ventouses et les vannes de vidange.

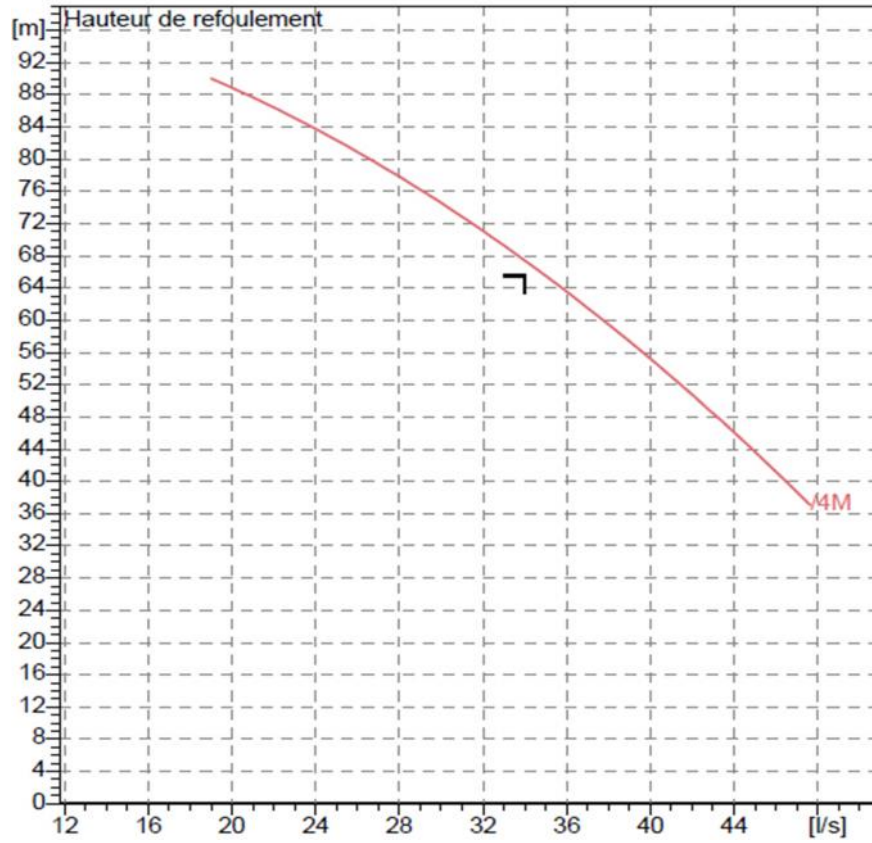
En fin, nous pouvons dire que nous avons contribué à l'étude de l'approvisionnement en eau potable de la ville de CHAROUINE à partir des eaux souterraines et nous recommandons aux services concernés le suivi, le contrôle et l'entretien continus de tous les ouvrages pour une alimentation continue des habitants jusqu'à l'horizon futur de 2030.

Références bibliographiques :

- [1] **SALAH, B.** Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, ENSH 1994, p 140.
- [2] **ABD EL GHANI, M.** étude d'adduction a partir du champ de Captage de zouireg vers la commune de Kef-elahmer wilaya el Bayadh, mémoire fin d'étude.
- [3] **MOKRAN ,W.** cours pompes et station de pompage 4eme année, ENSH **2011**.
- [4] **MEUNIER, M.** Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression, ENGREF, Paris 1980, p. 134
- [5] **DUPONT, A.** Hydraulique urbaine, Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 p. 326.
- [6] **CHARLATTE.** Réservoirs hydraulique. Catalogue.
- [7] **Bruce E. Larock , Roland W. Jeppson, Gary Z. Watters.** Hydraulics of Pipeline Systems, p. 239.
- [8] **GODART, H.** Technique de l'ingénieur technologie de l'eau, édition T.I, p. 425.
- [9] **CAPRARI.** Catalogue pompes multicellulaires à haute pression.

ANNEXES

ANNEXE 1

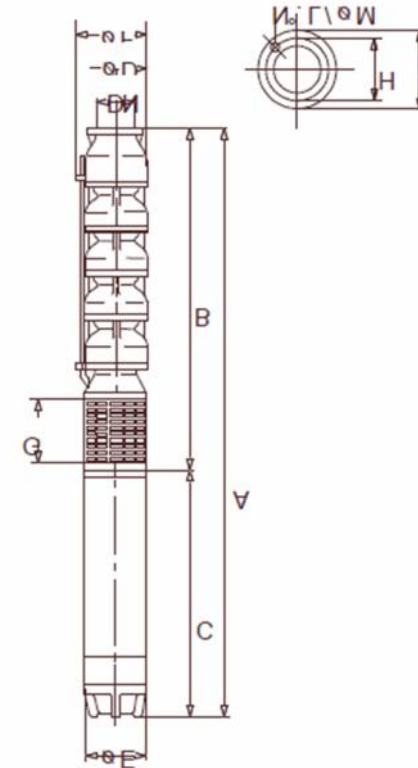


Courbe caractéristique des pompes des forages

ANNEXE 2

Dimensions inch

- A = 92.2
- B = 38.1
- C = 54.1
- D = 7.4
- DN = 4.9
- E = 5.6
- F = 8.0
- G = 6.3
- H = 6.6
- I = 7.5
- L = 0.2
- M = 0.5



Encombrement des pompes des forages

ANNEXE 3

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

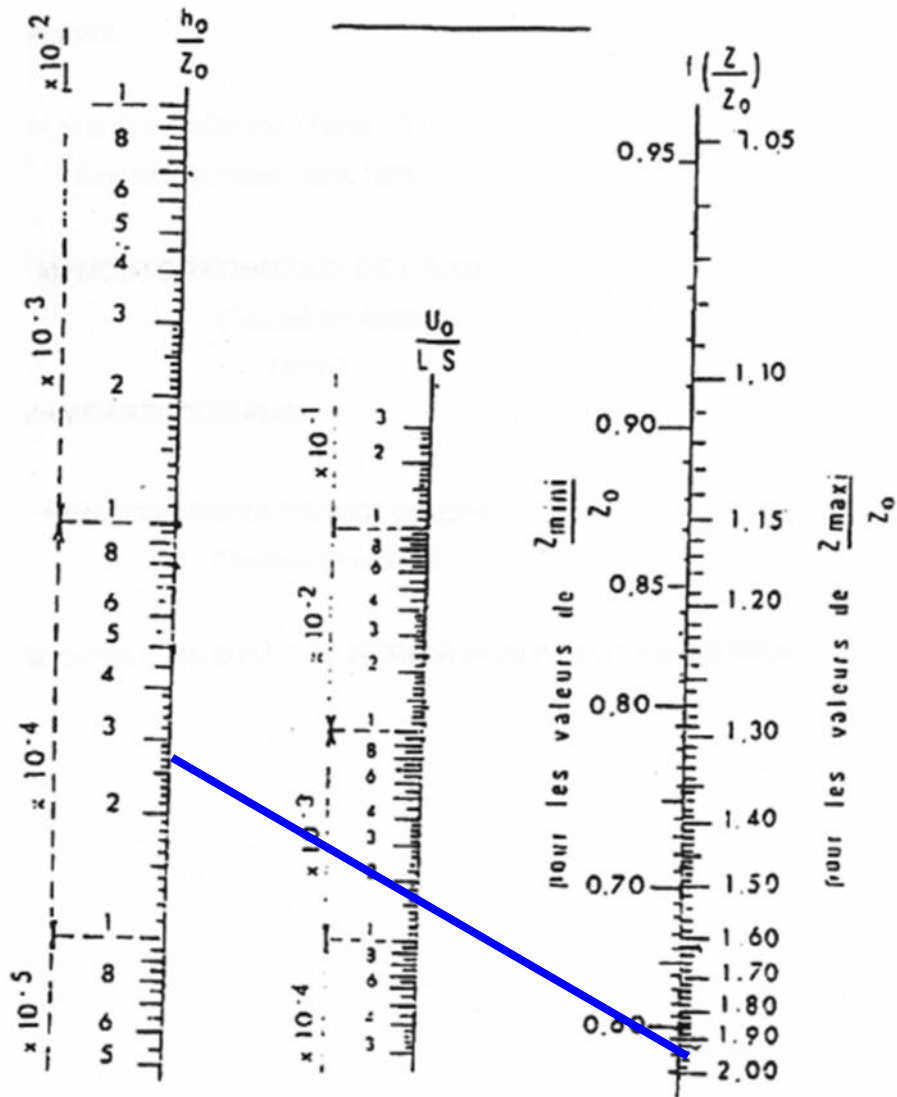


PLANCHE XXVII

ANNEXE 4

