

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de génie de la construction

Département génie civil



Mémoire

De fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master 2 en génie civil

Option : constructions hydrauliques et aménagements.

Thème

Renforcement du réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir d'Oued Mechtras

Promoteur : Mr DAHMOUS.H.

Présenté par : Mr BENHAMNA M^{ed}Ouamar

Mr HABI Samir

Devant les membres du jury :

Mme : BOUZELHA. K

Mr : KHATTAOUI. M

Mr : AMMEUR.

Promotion : 2015-2016



Remerciement

Nous voudrions en premier lieu remercier notre promoteur Mr DAHMOUS.H, d'avoir accepté de nous encadrer durant ce projet, et de nous avoir soutenus durant tout notre travail et pour les conseils précieux qu'il nous a procuré.

Nous tenons à remercier Mr KHATTAOUI.M, pour ces conseils, son aide et sa disponibilité.

Nous tenons aussi remercier l'ensemble de nous enseignants qui ont contribués à notre formation.

Nous remercions les membres du jury et nous leurs exprimons notre respect le plus profond pour avoir pris la peine d'examiner notre modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à Mr DJOUDER. M, et le personnel de la DREW de Tizi Ouzou, la subdivision de la daïra de Matkaas et le service de l'urbanisme de la commune de Souk El Tenine.

Enfin, nous tenons à remercier Mr Benhamna Smail pour son aide .

Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de ma **très cher Mère ;**

à **Mon très cher père ;**

source d'amour et de tendresse, ainsi pour

leurs précieux conseils et leurs sacrifices, que

Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes très chères frères et sœurs: **Smail** et sa femme **Amel,**
Ali ; Akli,

kahina et son mari **Nacime,**

Thiziri et son mari **Sofiane ;**

Mes grands pères que dieu nous les préserve

Mes chers oncles Dadamoh et Ahmed ainsi que leurs
petites familles

Mes deux oncles maternels **Arab ; Said** et mes **tantes** et
toutes leurs petites familles ;

Tous mes amis (es) sans exceptions ;

Toute la promotion **C.H.A : 2015/2016 ;**

à mon cher binôme **samir** et ça famille

Tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de ma **très cher Mère**, qui grâce à elle que je suis devenu ce que je suis ;

à **Mon cher père**, pour son soutien tout le long de mes études ;

à **Mon frère Mouh**, son aide inconditionnel, son épouse **Fatma** et leur fille **Alice** ;

à ma tante **Tassadit**, mon oncle **Idir** et ça famille ; et la famille **Habi** en général ;

à mon meilleur **Sofiane.H**;

à mon binôme **Mouh** et ça famille ;

Tous mes amis (es) sans exceptions ;

Toute la promotion **C.H.A** : 2015/2016 ;



SAMIR

Chapitre 01 : présentation du projet

1.2	Présentation de la zone d'étude.....	2
1.2.1	Présentation de la zone d'étude.....	2
1.2.2	Situation topographique	3
1.2.3	Cadre géologique	4
1.2.4	Cadre géotechnique	7
1.2.5	Situation climatique.....	8
1.2.6	Situation socio-économique	9
1.2.7	Réseau hydrographique	12
1.2.8	Assainissement	12
1.3	Situation actuelle d'AEP	12
1.4	Solution	14

Chapitre 02 : estimation des besoins en eau

2.1	Introduction	15
2.2	Evaluation de la population.....	15
2.3	La dotation	16
2.4	La consommation moyenne journalière	17
2.5	Déférents types de besoins	17
2.5.1	Besoins domestiques	17
2.5.2	Les besoins spécifiques	20
2.6	Etude des variations des débits	21
2.6.1	Coefficients d'irrégularités	21
2.6.2	La variation du debit.....	22
2.7	Conclusion	24

Chapitre 03 : ressources en eau

3.1	Introduction	25
3.2	Les ouvrages existants	25
3.2.1	Les réservoirs	25
3.2.2	Les stations de reprise	25
3.3	Ressources existantes.....	26
3.4	Description du réseau existant	26
3.5	Le réseau projeté	27
3.6	Caractéristique physico-chimiques des forages	28
3.7	Conclusion	28

Chapitre 04 : étude de l'adduction

4.1	Introduction	29
4.2	Schéma directeur des variantes.....	29
4.2.1	Proposition des variantes	29
4.2.2	Les critères de choix	29
4.2.3	Variante retenue	30
4.3	Etude de l'adduction	30
4.4	Types d'adduction	30
4.4.1	Adduction gravitaire.....	30
4.4.2	Adduction par refoulement.....	30
4.4.3	Adduction mixte.....	30
4.5	Types de conduite	30
4.6	Equipements hydrauliques des conduites d'adduction.....	31
4.6.1	Vanne de sectionnement.....	32
4.6.2	Ventouses	33
4.6.3	Les clapets.....	33
4.6.4	Vanne de décharge.....	35
4.6.5	Crépines	35
4.7	Etude technico-économique du réseau d'adduction par refoulement.....	35

4.7.1	Choix de la gamme des diamètres	35
4.7.2	Evaluation des frais d'amortissement (Fam)	36
4.7.3	Evaluation des frais de l'exploitation.....	36
4.7.4	Le bilan des frais Ft	41
4.7.5	Choix des pressions nominales.....	41
4.7.6	Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement.....	43
4.8	Etude du projet	44
4.9	Calcul des diamètres des conduites de refoulement	44
4.10	Conclusion	48

Chapitre 05 : pose et protection des conduites

5.1	Introduction	49
5.2	Différents types de pose des conduites.....	49
5.2.1	Pose en terre	49
5.2.2	Pose en mauvais terrains (cas spécial)	50
5.2.3	Traversée des routes	50
5.2.4	Pose en galerie	51
5.2.5	Traversées des cours d'eau	52
5.2.6	Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....	52
5.2.7	Butée et amarrage.....	53
5.3	Différentes étapes de mise en place des canalisations	54
5.3.1	Réalisation des fouilles	54
5.3.2	Préparation de la canalisation	56
5.3.3	Epreuve des joints et des canalisations principales	56
5.3.4	Essai général du réseau	56
5.3.5	Remblaiement de la tranchée	57
5.3.6	Désinfection du réseau	57
5.4	Action de l'eau sur les matériaux.....	57
5.4.1	L'entartrage	58
5.4.2	La Corrosion	58

5.5 Moyens de lutte contre la corrosion.....	59
5.5.1 Protection externe.....	59
5.5.2 Protection interne	60
5.6 Conclusion	60

Chapitre 06 : réservoirs et des bâches à eau

6.1 Introduction	61
6.2 Fonction des réservoirs	61
6.3 Implantation des réservoirs	62
6.7 Equipements hydrauliques des réservoirs.....	64
6.7.1 Conduite d'adduction (ou d'arrivée).....	64
6.7.2 Conduite de distribution	64
6.7.3 Conduite du trop-plein.....	65
6.7.4 Conduite de vidange	65
6.7.5 Conduite by-pass	65
6.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	65
6.8 Exigences techniques à satisfaire	67
6.9 Entretien des réservoirs	68
6.10 Hygiène et sécurité.....	68
6.11 Détermination de la forme et proportions des réservoirs	68
6.11.1 Forme	68
6.11.2 Hauteur d'eau	69
6.12 Calcul de la capacité des réservoirs	69
6.12.1 Le calcul forfaitaire	70
6.12.2 Méthode analytique	70
6.12.3 Méthode graphique	71
6.13 Le volume réel des bâches à eau.....	71
6.13.1 La première bâche	71
6.13.2 La deuxième bâche à eau	71

6.14	Conclusion	72
------	------------------	----

Chatitre 07 : étude et choix des pompes

7.1	Introduction	73
7.2	Définition d'une pompe.....	73
7.3	Déférents types des pompes	73
7.4	Critères généraux des pompes.....	73
7.4.1	La vitesse de rotation.....	73
7.4.2	Le débit « Q » d'une pompe.....	73
7.4.3	La hauteur manométrique Hmt	74
7.4.4	La puissance (utile et absorbée)	74
7.5	Choix des pompes	74
7.6	Courbes caractéristiques des pompes	75
7.7	Courbe caractéristique de la conduite	76
7.8	Recherche de la réalisation du point de fonctionnement	76
7.9	Réglage du fonctionnement des pompes.....	77
7.9.1	Diminution du temps de pompage	77
7.9.2	Réglage du débit	78
d.	Modification du nombre de tours	78
7.9.3	Réglage des pompes sur un réseau.....	79
7.10	Phénomène de cavitation	80
7.11	Montage des pompes- pompe à axe vertical.....	83
7.11.1	Pompes à axe vertical-pompes immergées	83
7.12	Amorçage des pompes centrifuges	84
7.13	Etude et choix des pompes	85
7.13.1	Elévation des eaux des forages vers la station de reprise SR 01	85
7.13.2	Le tronçon station de reprise SR 01-Station de reprise SR 02	91
7.13.3	Le tronçon station de reprise SR 02-réservoir de stockage Fekrane.....	94

7.14 Conclusion 100

Chapitre 08 : protection des conduites contre la coup de belier

8.1 Introduction 101

8.2 Définition 101

8.2.1 Les causes du coup de bélier 101

8.2.2 Les conséquences de ce phénomène 101

8.2.3 Analyse physique du coup de bélier 102

8.3 La célérité de l'onde 104

8.4 Calcul de la valeur du coup bélier..... 104

8.4.1 Cas de d'arrêt brusque $t \leq 2La$ 104

8.4.2 Cas de fermeture lente $t > 2La$ 105

8.5 Moyens de protection 105

8.6 Principe du fonctionnement du réservoir d'air 108

8.7 Calcul des réservoirs d'air 110

8.7.1 Protection de la conduite reliant le forage à la station de reprise 01 110

8.7.2 Interprétation des résultats..... 121

8.8 Conclusion 121

Chapitre 01 : présentation du projet

Figure 1.1 : plan de situation de la commune de Souk El Tenine	2
Figure 1.2 : carte des altitudes	3
Figure 1.3 : carte des pentes.....	4
Figure 1.4 : géologie de la région de Souk El Tenine.....	6
Figure 1.5 : photo du glissement du terrain	7
Figure 1.6 : représentation graphique des températures moyennes, maximales et minimales de Souk El Tenine 1997-2006	9

Chapitre 02 : estimation des besoins

Figure 2 .1 : évolution de la population pour différents horizons.....	16
---	-----------

Chapitre 03 : ressources en eau

Figure 3.1 : tracé de la nouvelle adduction sur carte d'état	27
---	-----------

Chapitre 04 : étude de l'adduction

Figure 4.1 : conduites de PEHD.....	31
Figure 4.2 : robinet vanne à opercule.....	32
Figure 4.3 : vanne papillon.....	33
Figure 4.4 : ventouses.....	33
Figure 4.5 : clapet à double battant.....	34
Figure 4.6 : clapet à simple battant.....	34
Figure 4.7 : clapet à simple battant (à brides)	34

Chapitre 05 : pose et protection des conduites

Figure 5.1 : pose des conduites en terre.....	50
Figure 5.2 : pose en mauvais terrains.....	50

Figure 5.3 : traversée d'une route au moyen d'une gaine	51
Figure 5.4 : traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton	51
Figure 5.5 : pose des conduites en galerie.....	52
Figure 5.6 : traversée d'un cours d'eau.....	52
Figure 5.7 : pose à proximité des eaux usées.....	53
Figure 5.8 : butée et amarrage.....	53
Figure 5.9 : pose en tranchée.....	54
Figure 5.10 : réalisation des fouilles.....	55
Figure 5.11 : lit de pose de la conduite.....	56
Figure 5.12 : remblayage de la fouille.....	57
Figure 5.13 : l'entartrage.....	58
Figure 5.14 : la corrosion dans les conduites	58

Chapitre 06 : réservoirs et des bâches à eau

Figure 6.1 : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération	62
Figure 6.2 : Emplacement de réservoir en altitude.....	62
Figure 6.3 Conduite de la distribution et de vidange	66
Figure 6.4 Equipement hydraulique des réservoirs	67

Chapitre 07 : étude et choix des pompes

Figure 7.1 : courbes caractéristiques des pompes	75
Figure 7.2 : Réduction du temps de pompage.....	78
Figure. 7.4 : Photos illustrant les dommages causer par le phénomène de cavitation sur les Aubes d'une pompe centrifuge.....	81
Figure 7.4: courbe caractéristique de la pompe E9 S55/5A.....	86
Figure 7.5 : courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite	88
Figure 7.6 : point de fonctionnement de la pompe E9 S55/5A	91
Figure 7.7 : courbe caractéristique de la pompe PM125 /9A	92

Figure 7.8 : courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A).....	93
Figure 7.9 : réglage du point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A	94
Figure 7.10 : courbe caractéristique de la pompe PM 125/5F.....	95
Figure 7.11 : point de fonctionnement effectif de la pompe PM 125/5F.....	96
Figure 7.12 : point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F	99

Chapitre 08: protection des conduites contre le coup de belier

Figure 8.1 : le coup de bélier.....	101
Figure 8.2 : conséquences du coup de bélier	102
Figure 8.3 : l'état de la conduite pendant la phase 1	102
Figure 8.4 : représentation de la phase 2 du coup de bélier	103
Figure 8.5 : phase trois du coup de bélier	103
Figure 9.6 : représentation de la phase quatre	104
Figure 8.7 : différentes types de cheminées d'équilibre.....	106
Figure 8.8 : cheminées d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	106
Figure 8.9 : réservoir d'air anti bélier.....	107
Figure 8.10 : principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	108
Figure 8.11 : disposition du réservoir d'air.....	109
Figure 8.12 : variation du volume d'air dans le réservoir au cours de son fonctionnement.....	109
Figure 8.13 : remplissage du réservoir anti-bélier	110
Figure 8.14 : grade Puech Meunier pour la conduite reliant le forage au station de reprise SR 01.....	113
Figure 8.15 : la perte de charge à la montée d'eau dans la conduite	116
Figure 8.16 : perte de charge à la descente d'eau dans la conduite	117
Figure 8.17 : épure de Bergeron.....	120

Chapitre 01 : présentation du projet

Tableau 1.1 : températures max, min, et moy de la commune de Souk El Tenine.....	8
Tableau 1.2 : répartition de la population par branche d'activité occupée	12
Tableau 1.3 : Balance des ressources et des besoins actuel en eau.....	14

Chapitre 02 : estimation des besoins

Tableau 2.1 : évaluation de la population à l'horizon d'étude	16
Tableau 2.2 : besoins domestiques pour l'année d'étude.....	18
Tableau 2.3 : besoins domestique à l'horizon 2025	18
Tableau 2.4 : besoins domestiques à l'horizon 2035.....	19
Tableau 2.5 : Besoins domestique à l'horizon 2045.....	19
Tableau 2.6 : Récapitulatif des besoins domestique	20
Tableau 2.7 : les besoins spécifiques	20
Tableau 2.8 : consommation moyenne en eau.....	21
Tableau 2.9 : les variations du coefficient β	22
Tableau 2.10 : Variations des débits journaliers	23
Tableau 2.11 : Débit maximum horaire	23

Chapitre 03 : ressources en eau

Tableau 1.3 : réservoirs existants.....	25
Tableau 3.2 : les stations de pompages	26
Tableau 3.3 : caractéristiques des eaux des forages	28

Chapitre 04 : étude de l'adduction

Tableau 4.1 : conduite de refoulement forages-station de reprise SR 01	45
Tableau 4.2 : conduite de refoulement SR 01 – SR 02	46

Tableau 4.3 : conduite de refoulement station de reprise SR 02-réservoir de stockage ..	47
Tableau 4.4 : récapitulatif des conduites de refoulement	48

Chapitre 06 : réservoirs et bâches à eau

Tableau 6.1 : Fonctions des réservoirs	61
Tableau 6.2. Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile	69

Chapitre 07 : étude et choix des pompes

Tableau 7.1 : caractéristique de la pompe caprari E9 S55/5A	86
Tableau 7.2 :caractéristiques de la pompe et de la conduite(E9SS55/5A)	88
Tableau 7.3 : caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A	92
Tableau 7.4 : caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A)	93
Tableau 7.5 : caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F.....	95
Tableau 7.6 : caractéristiques de la pompe et la conduite	96
Tableau 7.7 : récapitulatif des pompes retenues pour le réseau	100

Chapitre 08 : protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau 8.1 : profil en long de la conduite	111
Tableau 8.2 : profil en long du tronçon forage - la station de reprise SR 01	112
Tableau 8.3 : calcul du réservoir d'air pour le tronçon forage- SR 01.....	119
Tableau 8.4 : interprétation des résultats.....	121

Liste des abréviations

SET : Souk El Tenine

ADE : Algérienne des eaux.

ACL: Agglomération Chef-Lieu.

AEP : Alimentation en Eau Potable.

APC : Assemblée Populaire Communale.

CR : Côte Radier.

CTN : Côte terrain naturel.

CTP : Côte Trop Plein.

Ø: Diamètre.

DREW: Direction des ressources en eau de la willaya

DN : Diamètre Nominal.

D_{int} : Diamètre intérieur.

D_{ext}: Diamètre extérieur.

D_{ec} : Diamètre économique.

H_g : Hauteur géométrique.

H_{mt} : Hauteur manométrique totale.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

Moy : Moyenne.

NGA : Nivellement générale Algérien.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSH_r : Charge nette d'aspiration Requise.

PDAU : plan directeur D'aménagement et d'Urbanisme.

PE : Polyéthylène.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PN : Pression nominale.

R : Réservoir.

RGPH : Recensement générale de la population et de l'habitat.

RN : Route Nationale.

SP : Station de Pompage.

SR : Station de Reprise.

TAC : Titre Alcalimétrique Complet.

TDS : Taux de Matières Dissoutes.

TH : Titre Hydrotimétrique.

Q : débit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

RS : Réservoir de Stockage.

RST : Réservoir de stockage et de transit

S : Section.

Introduction général

Depuis la nuit des temps, l'eau a toujours constitué un enjeu social, géopolitique, économique et écologique important pour les communautés humaines.

Elle constitue un facteur limitant du développement ainsi qu'une source de tensions sociales. Sa rareté est due à deux facteurs susceptibles de s'accroître avec le changement climatique.

Pour sa part l'Algérie est un pays semi-aride où la pluviométrie est faible et souvent irrégulière, ce qui engendre une pénurie d'eau et une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable des localités, à un tel point que dans beaucoup de régions les robinets sont trop souvent à sec et les gens dépensent beaucoup de temps, d'énergie et d'argent pour se procurer de ce liquide très vital.

L'Algérie déploie de grands efforts pour améliorer sa situation hydrique et ce dans le but de remédier aux problèmes de manque d'eau et de pouvoir répondre aux besoins incessamment croissants des différents consommateurs.

Notre projet s'inscrit dans cette perspective, à savoir améliorer l'alimentation en eau potable de la commune de Souk el Tenine dans la daïra de Mâatkas de la wilaya de Tizi ouzou, qui accuse depuis de longues années un grand déficit en matière d'alimentation en eau potable causé par l'insuffisance des ressources mobilisables dans la région.

Portant pour thème le renforcement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir de nouveaux forages d'oued Mechtras et du barrage koudiet asserdoune de Bouira, notre travail vise essentiellement à dimensionner le nouveau réseau d'adduction à partir d'Oued Mechtras vers le réservoir de stockage de Fekrane, et il est présenté comme suit :

- ✓ Chapitre 01 : présentation du projet,
- ✓ Chapitre 02 : estimation des besoins en eau ;
- ✓ Chapitre 03 : ressources en eau ;
- ✓ Chapitre 04 : étude de l'adduction ;
- ✓ Chapitre 05 : pose et protection des conduites ;
- ✓ Chapitre 06 : réservoirs et bâches à eau ;
- ✓ Chapitre 07 : étude et choix des pompes ;
- ✓ Chapitre 08 : protection des conduites contre le coup de bélier.

1.1 Introduction

Le projet de notre étude consiste au renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Tenine, daïra de Maatkas, dans la wilaya de Tizi Ouzou. Ce premier chapitre sera consacré à la présentation de la région d'étude, et de la situation actuelle de la région en ce qui concerne l'alimentation en eau potable (AEP).

1.2 Présentation de la zone d'étude

1.2.1 Présentation de la zone d'étude

La commune de Souk El Tenine se situe dans la partie Sud – Ouest de la wilaya de Tizi Ouzou. Elle s'étend sur une superficie de 20,86 Km² (2086 ha) et abrite une population de 14 660 habitants, soit une densité de 702,78 hab/ Km² selon les données de RGPH 2008. Elle est passée à 14 955 habitants à la fin de l'année 2012. [09]

La commune de Souk El Tenine est issue du découpage administratif de 1987 et relève de la daïra de Mâatkas. Elle est délimitée comme suit :

- * Au Nord : par la commune de Tizi-Ouzou ;
- * A l'Est : Par les communes Ath Zmenzer et Ath Douala ;
- * A l'Ouest : par la commune de Maatkas ;
- * Au Sud : par la commune de Tizi Ouzou.

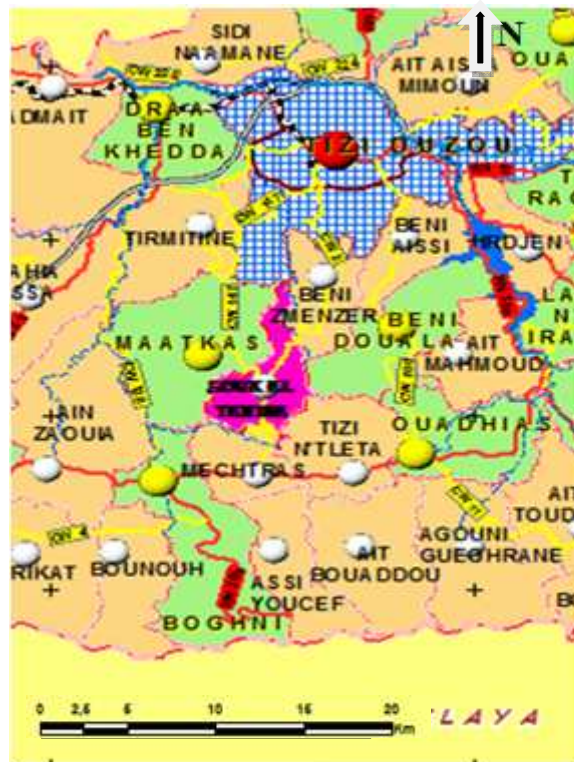


Figure1.1 : plan de situation de la commune de Souk El Tenine [09]

1.2.2 Situation topographique

La topographie dans la commune de Souk El Tenine se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif Kabyle. L'altitude moyenne varie entre 600 et 800 m. Le relief est ponctué par des replats formants les sommets sur lesquels est implantée la majorité des villages. L'altitude maximale culmine à 756 m au niveau du village Tighilt Mahmoud. Les pentes sont moyennement fortes et dépassent les 25 %. Selon la carte de la classification des communes par classe des pentes, la commune en question est classée dans la catégorie des pentes dépassant 25%. [09]

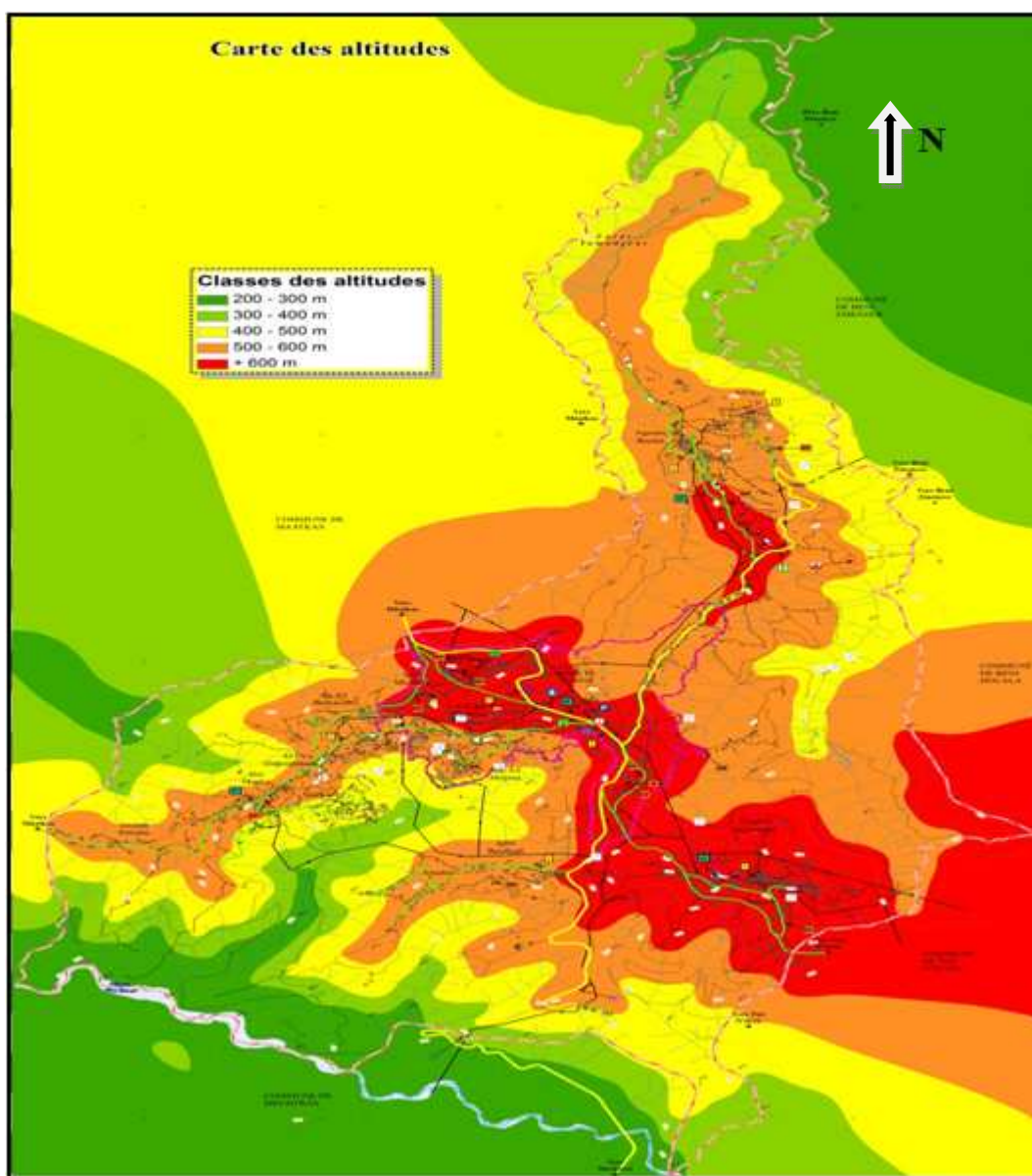


Figure 1.2 : carte des altitudes [09]

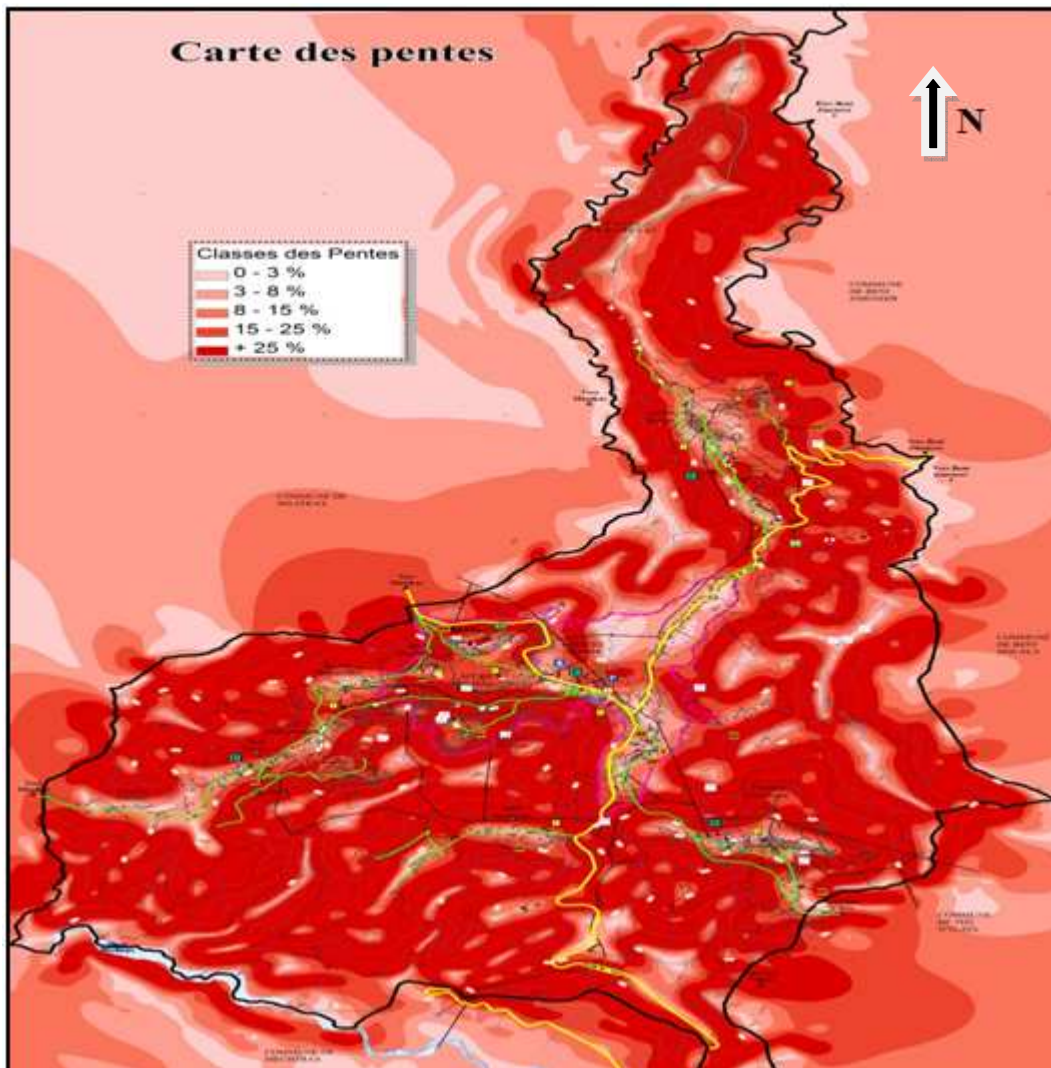


Figure 1.3 : carte des pentes [09]

1.2.3 Cadre géologique

La commune de Souk El Tenine se situe dans le domaine kabyle, qui fait partie du domaine tellien du Nord de l'Algérie. Elle est caractérisée par des formations allongées Nord Est-Sud Ouest d'une façon parallèle. La nature géologique de ces formations appartient au socle kabyle : ce sont une série métamorphique située au Nord de la dorsale kabyle (chaîne calcaire du Djurdjura), parfois avec quelques poches magmatique. [09]

L'aire de l'étude se localise dans une zone métamorphique régionale, qui s'étend de Tizi-Ghénif à Ain El Hammam, et du Djebel Ait Aissa Mimoun jusqu'à la chaîne du Djurdjura.

Ces roches sédimentaires sont résumées comme suit :

✓ **Phyllades, schistes, conglomérats et quartzites (X)** : elles se situent aux extrémités de la zone métamorphique, elles s'étendent sur une large zone, en occupant presque la moitié méridionale de la commune.

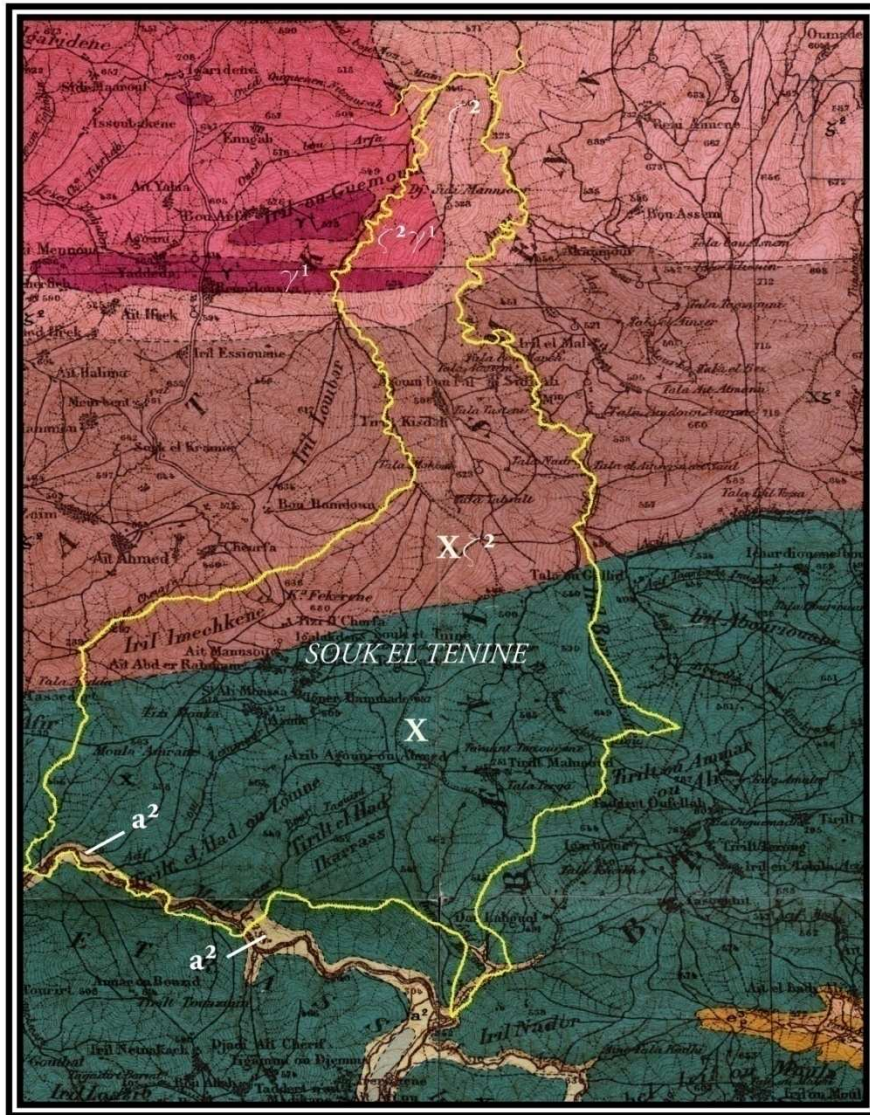
✓ **Schistes Micacés ($X\zeta^2$)** : ils occupent une superficie assez importante, à peu près la zone médiane, d'Est en Ouest du massif ; ils passent insensiblement à l'assise ζ^2 vers le Nord.

✓ **Micaschistes (ζ^2)** : Ces roches occupent une large zone dans la partie Nord du massif, mais elles couvrent seulement une petite partie au Nord de la commune.

✓ **Micaschistes granulatisés (gneiss) ($\zeta^2\gamma^1$)** : Les roches gneissiques correspondent fréquemment à des reliefs plus saillants ; au niveau de la zone d'étude, elles se retrouvent en massif à l'Ouest des micaschistes.

✓ **Pegmatites et granulites (γ^1)** : Elles occupent une petite surface à l'Ouest des micaschistes et au Sud des gneiss.

✓ **Alluvions récentes (a^2)** : Dépôt limoneux des vallées, s'élargissant localement dans la zone des schistes, le long d'Oued Boulma.



Réalisée par : TIFAOUTI Belaid
Ingénieur géologue.

Légende :

Terrains sédimentaires

a² Alluvions récentes ;

Terrains azoïques

X Phyllades, conglomérats et quartzites ;

X^{c2} Schistes micacés ;

C² Micaschistes ;

C^{2/1} Micaschistes granulatisés ;

γ¹ Pégmatites et granulites ;

Figure 1.4 : géologie de la région de Souk El Tenine [09]

(Extrait de la carte géologique de Draa El Mizan 1/50 000^e, Feuille n°44, FICHEUR, 1906).

1.2.4 Cadre géotechnique

La commune de Souk El Tenine est constituée par un sol rocheux à bonne portance dynamique, parfois recouvert d'éboulis, de dépôt en pente et/ou de remblais, ces derniers sont issus de rejet de déblayage, ce qui favorise une instabilité locale sur les lieux de dépôts.

Sous l'action des eaux pluviales venantes du sous bassin versant du village Tighlt Mahmoud, un glissement de terrain assez important s'est déclenché dans versant qui fait face au village de Sidi Ali Moussa à l'Ouest du CW 147.

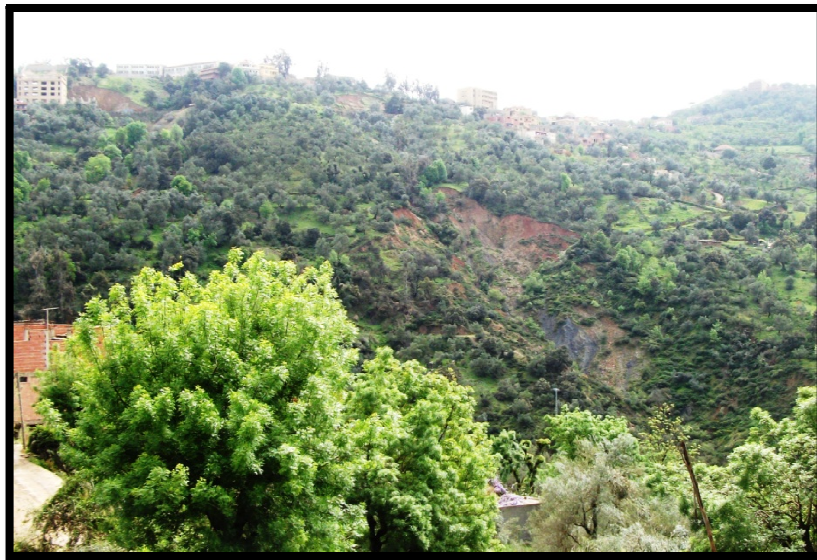


Figure 1.5 : photo du glissement du terrain [09]

Les rapports d'études géotechniques remis par le LCTP concernant les différents projets réalisés au niveau de la commune ont donné :

- * Très bonne dans les Micaschistes, > 3.0 bars à 1.0 m (village de Fekrane) ;
- * Bonne dans les terrains schisteux sains, > 2.0 bars à 1.2 m (villages de Sidi Ali Moussa et d'Ighil Boulkadi) ;
- * Relativement faible dans les schistes altérés, les éboulis et dépôts de pente, > 0.5 bars ;
- * Très faible au niveau des remblais.

1.2.5 Situation climatique

La commune de Souk El Tenine est caractérisée par un climat typiquement méditerranéen. Il est conditionné par la nature du relief caractérisé par une morphologie nuancée voir contrastée. Ce climat est sec et chaud en été, froid et pluvieux en hiver. [09]

La pluviométrie : la commune de Souk El Tenine se situe dans la séquence bioclimatique humide dont la pluviométrie moyenne est de plus de 800 mm par an. Selon la carte des précipitations annuelles moyennes des massifs des monts du Djurdjura, la commune est classée dans la catégorie de 900 à 1000 mm. Les précipitations se caractérisent par leur torrencialité et leur irrégularité qui engendrent un fort écoulement de surface induisant une très forte érosion.

La neige : l'importance et la durée d'enneigement augmentent avec l'altitude jusqu'à devenir très contraignant pour les territoires habités des reliefs plus élevés dépassant 600m d'altitude. La durée de la tombée de neige dépasse (05) jours par an.

La température : L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la ville de Tizi-Ouzou pendant la période 1997-2006, permet d'évaluer les températures moyennes mensuelles qui sont résumées sur le tableau et le graphe ci-dessous :

Tableau 1.1 : températures max, min, et moy de la commune de Souk El Tenine 1997-2006 [station LNI]

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
T(C°) Max	31,7	30,1	23,8	16,7	15,19	16,84	20,7	25,2	29	33	37,1	35,83
T(C°) Moy	24,8	22,9	16,9	11,95	09,15	10,37	14,65	17,7	21,7	25,75	29,21	28,36
T(C°) Min	17,9	15,7	10,1	07,2	03,1	03,9	08,6	10,18	14,4	18,50	21,32	20,9

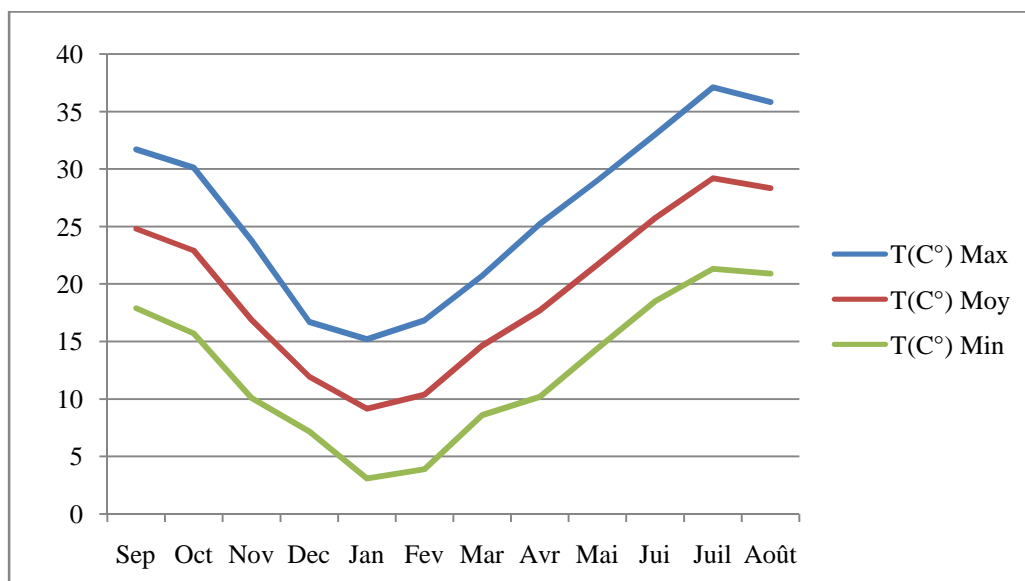


Figure 1.6 : représentation graphique des températures moyennes, maximales et minimales de Souk El Tenine 1997-2006

Les températures moyennes saisies à partir des stations de Tizi-Ouzou et de Larbaâ Nath Irathen varient entre 09,15 et 29,21°C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains. Les températures minimales varient entre 3 et 8 °C au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35 °C au mois d’Août.

L’analyse du graphe montre que la région est caractérisée par deux saisons :

- Une saison chaude allant du mois Mai au mois d’Octobre.
- Une saison froide allant du mois Novembre au mois d’Avril.

1.2.6 Situation socio-économique [09]

a. La démographie

Le recensement de la population de la commune de Souk El Tenine RGPH 2008 a donné une population de 14 660 habitants, soit 31,42 % de la population de la daïra de Maatkas.

b. Infrastructure et équipements

b.1 Equipements éducatifs

La commune de Souk El Tenine dispose de douze (12) établissements scolaires dont neuf (09) écoles du premier et deuxième cycle, deux (02) écoles pour le troisième cycle et un lycée en cours de réalisation.

b.2 Equipements sanitaires

La commune est dotée d'une polyclinique avec une maternité intégrée au niveau de l'Agglomération Chef Lieu (ACL) et de trois (03) salles de soins qui se localisent au niveau des villages : Taghlit, Tighilt Mahmoud et Agouni Boufel. Elle compte trois pharmacies (03), douze (12) médecins, cinq (05) dentistes et vingt-et-cinq (25) agents paramédicaux. Il est à signaler qu'un hôpital a fait l'objet d'un choix de terrain sur l'assiette du stade communal de football situé à Fekrane.

b.3 Equipements culturels, culturels et sportifs

La commune de Souk El Tenine dispose d'une maison de jeunes dans l'ACL, onze (11) mosquées dont six (06) sont fonctionnelles, une aire de jeux et une salle de sport. L'ensemble de ces équipements se concentre dans l'ACL. Notons que le stade communal de football à Fekrane sera délocalisé vers la zone d'extension Sud de l'ACL (au Sud du village Ighil Boulkadi) où un choix de terrain a été fait pour son implantation. Elle contient aussi la Zaouia Sidi Ali Moussa qui est considérée comme monument historique classé qui préserve les coutumes et les traditions de la région.

b.4 Equipements administratives et autres service

La commune de Souk El Tenine dispose d'un siège APC, une garde communale, une annexe de l'inspection d'éducation, un marché, un parc communal, une agence PTT et une station services. Tous ces équipements sont situés dans l'ACL.

c. Réseau routier

La commune de Souk El Tenine est traversée par un réseau routier dense, qui permet l'accessibilité et les transites entre les différents villages. Il est composé de :

CW 147 : Il traverse la commune dans sa partie centrale et la relie à la commune de Mâatkas à l'Ouest et à la commune de Mechtras au Sud-est. Il a un linéaire de 11,25 km qui est en moyen état.

CW 02 : Il prend naissance du chef-lieu de Souk El Tenine à partir de CW 147 et relie la commune à Ath Zmenzer au Nord-est. Il a un linéaire de 16,60 km qui en moyen état et dégradé par endroits.

Chemins communaux : ils totalisent un linéaire de 98,400 km dont 64,100 km sont revêtus.

Nous distinguons :

- Le chemin communal qui dessert les villages Ait Izid et Agouni Boufal au Nord.
- Le chemin communal qui dessert le village Ighil Boulkadi.
- Le chemin communal qui dessert le village Tighilt Mahmoud et relie la commune Souk El Tenine à Tizi N'tleta au Sud-Est.
- Le chemin communal qui dessert les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Ali Belkacem, Tizi Mouka, Ait Abderahmane, Taarkoubt, Taghlit et Imoula Amrane et la relie à la commune de Mâatkas (Berkouka) au Sud-Ouest.

Les pistes : Le territoire communal est traversé par un maillage dense de pistes, nous citons les pistes qui desservent les villages dont quelques unes sont revêtues. Il est à noter que la commune est dotée de plusieurs pistes agricoles, notamment dans la partie Sud, pour faire face aux incendies qui touchent les terres agricoles pendant les périodes estivales.

d. Activités économiques

Les principales activités au niveau de Souk El Tenine sont dans le secteur agricole, administration et service, et industriels à une faible échelle.

- Agriculture : la commune de Souk El Tenine est à vocation oléicole ; une agriculture de montagne basée sur la culture de l'olivier accompagnée d'un élevage peu performant.
- L'industrie : le secteur industriel n'est pas développé dans la commune en question, il se limite à de petites unités artisanales et aux huileries liées à l'activité dominante qui est l'oléiculture. Le nombre d'huileries à l'échelle communale est de onze (11) dont une huilerie moderne.
- Commerces et services : il existe plusieurs sortes de commerces et de services de proximité pour répondre aux besoins de la population. Ajoutant à cela, on note l'existence d'un marché bi hebdomadaire qui constitue un poids économique d'une grande ampleur tant à l'échelle locale que régionale.

Les principales activités sont illustrées dans le tableau qui suit, ainsi que le nombre et le taux d'effectifs travaillants dans chaque branche.

Tableau 1.2 : répartition de la population par branche d'activité occupée [09]

Branche d'activité	Effectif	Taux (%)
Agriculture	115	05,77
Industrie	56	02,81
Bâtiment et travaux publics	237	11,90
Administration et autres services	713	35,79
Autres	871	43,72
Total	1 992	100

1.2.7 Réseau hydrographique

Vu la topographie accidenté des terrains, la commune de Souk el Tenine est traversée par un réseau dense constitué par des Oueds et les cours d'eau dont la majorité sont temporaires. Ces oueds constituent des sous-bassins versants de réception des eaux dont la majorité ruisselle en direction d'Oued Mechtras. Ce dernier est un Oued permanent et les autres sont temporaires tel que Oued Azrou Ou Amar marquant la limite communale Nord-Est, Assif Ouchardiou, Assif Oumalou Moussa,...etc. [09]

1.2.8 Assainissement

En termes d'assainissement, la zone d'étude est caractérisée par l'existence de réseaux partiels, individuels, semi collectifs ou collectifs, débouchant pour la plupart dans des talwegs à l'air libre, il n'existe, pour ainsi dire, pas de réseau global prenant en charge les affluents d'eaux usées. Toute fois les services de la direction des ressources en eau ont lancé un avis d'appel d'offre en vue de supprimer les insuffisances en cette matière. [09]

1.3 Situation actuelle d'AEP

La commune de Souk El Tenine est alimentée actuellement par :

- Des forages se trouvant à Mechtras.
- Du transfert à partir du barrage de Koudiet Acerdoune.

Ces deux ressources sont acheminées vers la Station de Reprise N°1 (SR1) de la chaîne de Souk El Tenine se trouvant sur le CW 147. Cette dernière a une capacité de véhiculer

un débit de 3310 m³/jour. Ce débit est refoulé vers le réservoir de Tête R100 situé à Tighilt Mahmoud en passant par la SR2 et la SR3. Le plan de distribution est comme suit [09] :

- * **Le chef- lieu** : l'ACL de Souk El Tenine est alimenté à partir des réservoirs R 200 m³, R 500 m³ situés à Fekrane. Le réservoir R 500 m³ est alimenté gravitairement par le réservoir R 100 m³ de Tighilt Mahmoud avec une conduites DN 160 mm, sur 2000m de longueur.
- * **Les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane** : alimentés du réservoir R 200 m³ de Fekrane.
- * **Village Tighilt Mahmoud** : est alimenté du réservoir R 300 m³, se trouvant au centre du village.
- * **Village d'Agouni Boufal et Ait Izid** : sont alimentés par le réservoir R 300 m³ d'Agouni Boufal, qui est à son tour alimenté du réservoir R 100 m³ de Tighilt Mahmoud.
- * **Villages Ait Ali Belkacem et Ighil Mechkou** : sont alimentés gravitairement par le réservoir R 200 m³ de Fekrane.
- * **Village Ighil Boukadi** : alimenté du réservoir R 100 m³, qui est à son tour alimenté par le réservoir R 300 m³ de Tighilt Mahmoud.

Les besoins et les ressources existantes de la commune de Souk el Tenine sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau 1.3 : Balance des ressources et des besoins actuel en eau [09]

Horizon agglomération	Existants (m³)	Besoins (m³)	Déficit/Excès (m³)
CHEF LIEU	700	290	410
Ait Ali Manseur , Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane	500	649	-149
Tighilt Mahmoud	300	333	-33
Agouni Boufal et Ait Izid	300	555	-255
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	200	191	9
Ighil Boulkadi	100	227	-127
Total	2100	2245	-145

1.4 Solution

Le tableau précédent montre qu'il y a un déficit entre les besoins en eau et la ressource disponible, ce qui cause des pénuries d'eau au niveau de la commune. Pour remédier à ce problème, la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tizi Ouzou (DRE) a projetée de renforcer le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir de l'Oued Mechtras vers Ferkane.

2.1 Introduction

Avant la réalisation de tout projet d'alimentation en eau potable pour une agglomération, il faut prévoir avec le plus d'exactitude possible ces besoins et le volume d'eau nécessaire à la consommation. Ceci passe par l'estimation de la population de la région en question pour l'horizon d'étude. Il est à noter que ces besoins varient suivants l'évolution démographique, le niveau de vie, la taille de l'agglomération, le climat, et les normes d'hygiène.

2.2 Evaluation de la population

D'après le recensement général de l'année 2008, la population de Souk El Tenine s'élève au nombre de 14 660 habitants, cette information est fournis par les services d'APC [09]. Pour cela il va nous falloir calculer la population pour l'année d'étude, puis pour l'horizon d'étude.

L'évolution de la population pour les différents horizons est donnée par la formule (2.1).

$$P_n = P_0(1+\alpha)^n \quad (2.1)$$

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude.

P_0 : population de l'année de référence.

α : taux d'accroissement de la population, dans notre cas il est égal à 2% selon l'office national des statistiques (source DREW).

n : nombre d'année séparant les horizons considérés.

Dans notre cas, l'année d'étude étant 2015, et le projet est calculée pour un horizon de trente ans (2045), en passant par une étude à court terme(2025), et moyen terme(2035).

Tableau 2.1 : évaluation de la population à l'horizon d'étude

désignation	Année				
	2008	2015	2025	2035	2045
Chef-lieu	1210	1390	1694	2065	2517
Ait Ali Manseur , Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane	5555	6381	7779	9482	11559
Tighilt Mahmoud	2083	2393	2917	3556	4334
Agouni Boufal et Ait Izid	4113	4724	5759	7020	8557
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	665	764	932	1136	1384
Ighil Boulkadi	1034	1187	1447	1764	2151
Total	14660	16840	20528	25023	30503

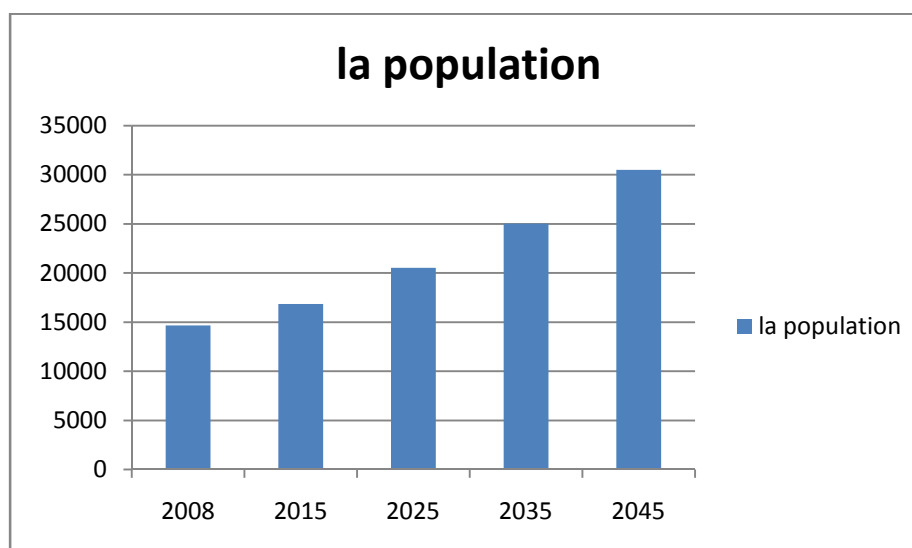


Figure 2 .1 : évolution de la population pour différents horizons

2.3 La dotation

La dotation notée « dot » est la norme de consommation, définie comme étant la quantité d'eau que l'être humain utilise dans sa vie quotidienne pour satisfaire à ses différents besoins à savoir, le ménage, la doucheetc. Son évaluation dépend de nombreux paramètres : la catégorie des consommateurs, le type d'agglomération, le degré d'équipements. [04]

Voici à titre indicatif quelques exemples de dotation adoptées :

- zone rurales et ville de 5000 à 20000 habitants : dot = 150 à 225 litres/habitants/jour ;
- ville de 20000 à 100000 habitants : dot = 200 à 250 litres /habitant/jour ;
- villes plus de 100000 habitants : dot = 250 à 300 litres/habitant/jour.

La commune de Souk El Tenine est située dans une zone rurale, selon le niveau de vie des gens, et l'évolution future, il est admis une dotation de 150 litres/habitant/jour largement suffisante pour ce genre d'agglomération, nous maintenons la même valeur pour les divers horizons d'étude (DRE).

2.4 La consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée, elle est donnée par la relation (2.2) [01] :

$$Q_{moy j} = \frac{N \cdot D}{1000} \quad [m^3/j] \quad 2.2$$

Où :

$Q_{moy j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;

N : nombre de consommateurs (habitants) ;

D : dotation en (l/j/habitant).

2.5 Différents types de besoins

L'estimation des besoins domestiques sur les divers horizons d'étude, se fait à l'aide de la formule (2.2):

2.5.1 Besoins domestiques

a. L'année d'étude (2015)

La consommation en potable pour l'année d'étude de la commune de Souk El Tenine, est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau 2.2 : besoins domestiques pour l'année d'étude

localité	2015		
	habitants	Qmoyj(m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
Chef-lieu	1390	208,46	2,41
Ait Ali Manseur , Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane	6381	957,20	11,08
Tighilt Mahmoud	2393	358,93	4,15
Agouni Boufal et Ait Izid	4724	708,64	8,20
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	764	114,64	1,33
Ighil Boulkadi	1187	178,10	2,06
Total	16840	2525,97	29,24

b. Au court terme (2025)

Tableau 2.3 : besoins domestique à l'horizon 2025

localité	2025		
	habitants	Qmoyj(m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
Chef-lieu	1694	254,12	2,94
Ait Ali Manseur , Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane	7779	1166,82	13,50
Tighilt Mahmoud	2917	437,53	5,06
Agouni Boufal et Ait Izid	5759	863,83	10,00
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	932	139,74	1,62
Ighil Boulkadi	1447	217,10	2,51
Total	20528	3079,14	35,64

c. Au moyen terme (2035)

Tableau 2.4 : besoins domestiques à l'horizon 2035

localité	2035		
	habitants	Qmoyj(m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
Chef-lieu	2065	309,77	3,59
Ait Ali Manseur , Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane	9482	1422,34	16,46
Tighilt Mahmoud	3556	533,35	6,17
Agouni Boufal et Ait Izid	7020	1053,00	12,19
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	1136	170,35	1,97
Ighil Boulkadi	1764	264,65	3,06
Total	25023	3753,45	43,44

d. Pour le long terme (2045)

Tableau 2.5 : Besoins domestique à l'horizon 2045

Localité	2045		
	habitants	Qmoyj(m ³ /j)	Qmoyj(l/s)
Chef-lieu	2517	377,60	4,37
Ait Ali Manseur , Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane	11559	1733,83	20,07
Tighilt Mahmoud	4334	650,15	7,52
Agouni Boufal et Ait Izid	8557	1283,61	14,86
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	1384	207,65	2,40
Ighil Boulkadi	2151	322,60	3,73
Total	30503	4575,44	52,96

Les besoins domestiques des différents horizons d'étude, sont résumés dans le tableau 2.6 :

Tableau 2.6 : Récapitulatif des besoins domestique

Horizon	Population	Q moy j (m³/j)	Q moy j (l/s)
2015	16840	2525,97	29,24
2025	20528	3079,14	35,64
2035	25023	3753,45	43,44
2045	30503	4575,44	52,96

2.5.2 Les besoins spécifiques

On désigne par besoins spécifique, tout les besoins qui ont un rapport avec la quantité d'eau consommé par les édifices publics, en dehors de celle des ménages, tel que : les écoles, les stades, les mosquées.....etc.

Dans notre cas la consommation spécifique est prise égale à 20 % des besoins domestiques (source DRE). Les besoins spécifiques sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{spe} = Q_{moyj} \times 0,20$$

Tableau 2.7 : les besoins spécifiques

Horizon	taux	Qspe(m³/j)	Qspe(l/s)
2015	0,2	505,19	5,85
2025	0,2	615,83	7,13
2035	0,2	750,69	8,69
2045	0,2	915,09	10,59

La consommation moyenne de Souk El Tenine pour les différents horizons, est résumée dans le tableau 2.8 :

Tableau 2.8 : consommation moyenne en eau

Horizon	Q moy j (m3/j)	Q moy j (l/s)
2015	3031,16	35,08
2025	3694,97	42,77
2035	4504,14	52,13
2045	5490,52	63,55

2.6 Etude des variations des débits

Dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation ou diminution de consommation. Ces variations s'étalent sur l'heure, la journée, l'année. En raison de l'irrégularité de la consommation et tenant compte des fuites qui peuvent survenir, le débit exigé pour les consommateurs sera obtenu en majorant le débit moyen journalier avec un coefficient d'irrégularité. Ce calcul va nous permettre de dimensionner le réseau d'adduction.

2.6.1 Coefficients d'irrégularités

a. Coefficient d'irrégularité maximum journalier (k_{maxj})

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages dans le réseau, en majorant la moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de « k » varie entre 1,1 et 1,3, pour notre cas, le taux de fuites est pris égal à 10 % ce qui nous donne $k = 1,1$ (source DRE).

b. Coefficient d'irrégularité minimum journalier (k_{minj})

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation dans le réseau, k_{minj} varie entre 0,7 et 0,9. Pour notre projet on prend k_{minj} égale à 0,8.

c. Coefficient d'irrégularité maximum horaire (k_{maxh})

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation durant les heures de la journée. Ce coefficient tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné avec la relation 2.3.

$$k_{maxh} = a_{max} \times \beta_{max} \quad (2.3)$$

avec :

α max : étant le coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération. Il est compris entre 1.2 et 1.4. Dans notre cas, on prend **α max**= 1.3 ;

β max : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau 2.9 : les variations du coefficient β

Nbre d'habitants	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

La valeur de β_{\max} est obtenue par interpolation. À l'horizon 2045 la, la population est de 30503 habitants, elle est comprise entre 20000 et 50000, ce qui donne :

$$\beta_{\max} = 1,15 + ((1,2 - 1,15) \times (50000 - 30503)) / (50000 - 20000) = 1,18.$$

En utilisant la relation (2.3), on aura :

$$k_{\max h} = 1,3 * 1,18 \rightarrow k_{\max h} = \mathbf{1,534}$$

2.6.2 La variation du débit

a. La variation journalière

Du fait de l'existence de variations de la consommation au cours de la journée, on doit déterminer la variation maximale et minimale.

$$Q_{\min j} = k_{\min j} \times Q_{\text{moy} j} \quad 2.5$$

Avec :

$Q_{\text{moy} j}$: débit moyen journalier ;

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier ;

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier.

Les résultats sont résumés dans le tableau (2.10) :

Tableau 2.10 : Variations des débits journaliers

horizon	Qmoyj		kminj	Qminj		kmaxj	Qmaxj	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2015	3031,16	35,08	0,8	2424,93	28,07	1,1	3334,27	38,59
2025	3694,97	42,77	0,8	2955,97	34,21	1,1	4064,46	47,04
2035	4504,14	52,13	0,8	3603,31	41,71	1,1	4954,56	57,34
2045	5490,52	63,55	0,8	4392,42	50,84	1,1	6039,58	69,90

c. Débit maximum horaire

Cette consommation permet de déduire la plus forte charge, pour prévenir les risques des dépôts dans le réseau. Ce débit est donné par la relation (2.6).

$$Q_{maxh} = k_{maxh} \times Q_{moyh} \quad 2.6$$

Avec :

Q_{maxh} : débit maximum horaire ;

k_{maxh} : coefficient d'irrégularité maximum horaire ;

Q_{moyh} : débit moyen horaire.

Le débit moyen horaire est obtenu avec la relation (2.7) :

$$Q_{moyh} = Q_{maxj}/24 \quad 2.7$$

Tableau 2.11 : Débit maximum horaire

horizon	kmaxh	Qmaxj		Qmoyh		Qmaxh	
		m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
2015	1,534	3334,27	38,59	138,93	38,59	213,12	59,20
2025	1,534	4064,46	47,04	169,35	47,04	259,79	72,16
2035	1,534	4954,56	57,34	206,44	57,34	316,68	87,97
2045	1,534	6039,58	69,90	251,65	69,90	386,03	107,23

2.7 Conclusion

Après évaluation des besoins en eau, la consommation de la commune de Souk El Tenine est estimée 6039,58 m³/j soit 69,90 l/s. Actuellement, la ressource en eau disponible pour alimenter la commune est de 3310 m³/j. Ceci fait ressortir un déficit de 2730 m³/j (31,60 l/s), à l'horizon 2045.

Pour palier à ce déficit, nous proposons de renforcer la ressource existante avec de nouveaux forages au niveau d'Oued Mechtras. Cette nouvelle ressource offrira ce débit manquant.

3.1 Introduction

Dans cette partie, on va étudier les ressources en eau dans la commune de Souk El Tenine, et localiser les ouvrages hydrauliques existants au niveau de la région, pour avoir une idée concernant le réseau d'adduction.

3.2 Les ouvrages existants

La commune de Souk El Tenine, dispose dans sa chaîne d'alimentation en eau potable de réservoirs, et de trois stations de reprise sur le CW 147 reliant la commune à Mechtras.

3.2.1 Les réservoirs

Les différents réservoirs sont illustrés dans le tableau (3.1) qui suit :

Tableau 1.3 : réservoirs existants

Localité	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Observation
Fekrane	200	660	Opérationnel
Fekrane	500	660,23	Opérationnel
Agouni boufal	300	/	Opérationnel
Tighilt Mahmoud	300	/	Opérationnel
Tighilt Mahmoud	100	/	Opérationnel
Ighil Boulkadi	100	/	Opérationnel
Total	1500	/	/

3.2.2 Les stations de reprise

Les différentes stations de reprise sont illustrées dans le tableau (3.2) qui suit :

Tableau 3.2 : les stations de pompages

Station de pompage	Caractéristiques	Observation
Station de reprise 01+ un réservoir R 200 m ³	03 pompes, 20h/24h, 80 m ³ /h	Opérationnel
Station de reprise 02+ un réservoir R 200 m ³	03 pompes, 20h/24h, 80 m ³ /h	Opérationnel
Station de reprise 03+ un réservoir R 200 m ³	03 pompes, 20h/24h, 80 m ³ /h	Opérationnel

3.3 Ressources existantes

La commune de Souk El tenine est actuellement alimentée par deux ressources, à partir de trois (03) forages se trouvant au niveau d'Oued Mechtras, et du transfert du barrage Koudiet Acerdoune de Bouira. Ces deux ressources sont acheminées vers la station de reprise (SR 01) de la chaîne d'alimentation de Souk El Tenine, qui se trouve sur le CW 147.

Cette station a la capacité de véhiculer un débit de 3310 m³/j soit 38,31 l/s. ce débit est refoulé jusqu'au réservoir de tête de Tighilt Mahmoud R 100 m³, en passant par la station de reprise (SR 02) et la station (SR 03), ce refoulement s'effectue avec des conduites en PEHD, de diamètre nominal DN 250 (voire annexe 06).

3.4 Description du réseau existant

La commune de Souk El Tenine est alimentée comme suit :

- Le chef- lieu : il est alimenté par les réservoirs R 500 m³ et R 200 m³ situés à Fekrane, et le réservoir R 100 m³ de Tighilt Mahmoud. Le réservoir R 500 m³ de Fekrane est alimenté à son tour du réservoir R 100 m³ de Tighilt mahmoud, avec une conduite de diamètre DN 160 sur une longueur de 2000 ml gravitairement.
- Les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane : ils sont alimentés à partir du réservoir R 200 m³ de Fekrane, avec des conduites en PEHD de différent diamètre, l'adduction se fait gravitairement.
- Village Tighilt Mahmoud : Tighilt Mahmoud est alimenté à partir du réservoir R 300 m³ se trouvant au centre du village par des conduites en acier galvanisé et en PEHD de différents diamètres.

- Village d'Agouni Boufal et Ait Izid : ils sont alimentés par le réservoir R 300 m³ d'Agouni Boufal, qui est à son tour alimenté gravitairement à par du réservoir R 100 m³ de Tighilt Mahmoud avec un conduite en acier galvanisé sur une longueur 4200 ml.
- Villages Ait Ali Belkacem et Ighil Mechkou : ils sont alimentés à partir du réservoir R 200 m³ situer à Fekrane gravitairement avec une conduite en PEHD de différents diamètre.
- Village Ighil Boulkadi : ce village est alimenté à partir du réservoir R 100 m³, qui est à son tour alimenté à partir du réservoir R 300 m³ de Tighilt Mahmoud gravitairement, avec une conduite de diamètre DN 90 en acier.

3.5 Le réseau projeté

Le réseau qu'on a décrit précédemment, offre à la commune de Souk El Tenine un débit de 3310 m³/j soit 38,31 l/s. par contre, on a vu dans le deuxième chapitre que les besoins de cette commune s'élèvent à 6039,58 m³/j soit 69,90 l/s pour l'année 2045 (long terme).

Ce qui amène à un déficit dans le réseau d'environ 2730 m³/j soit 31,60 l/s, pour remédier à ça, la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi Ouzou (DRE) à projetée de renforcer ce réseau en acheminant l'eau depuis Mechtras vers Souk El Tenine.

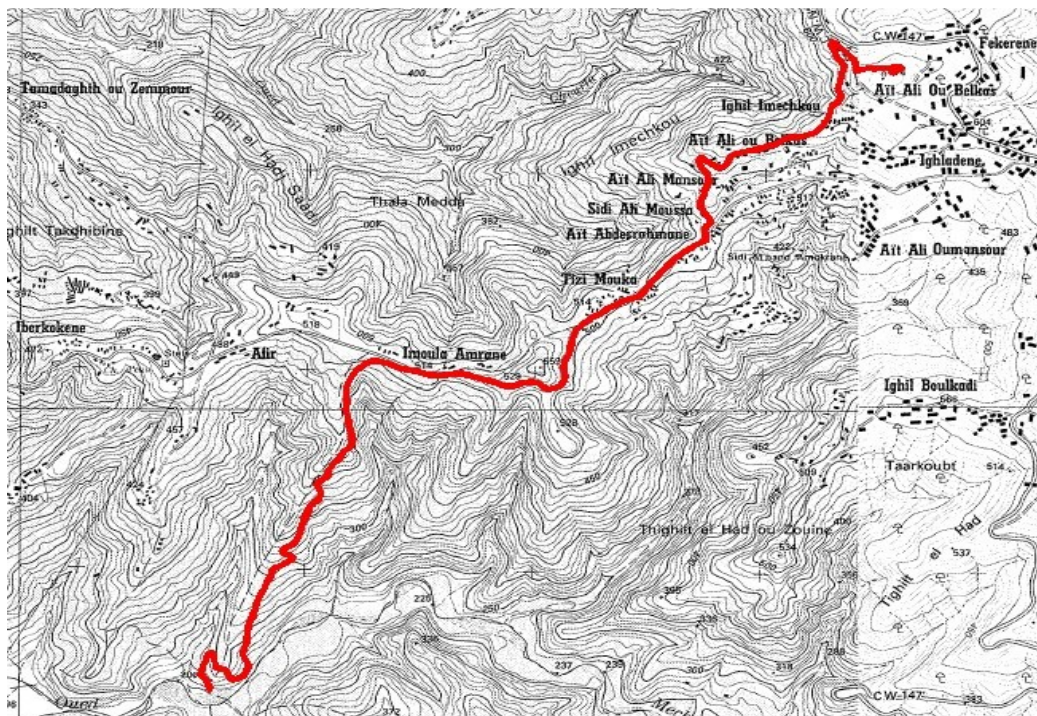


Figure 3.1 : tracé de la nouvelle adduction sur carte d'état

(source DREW)

Pour réaliser ce transfert, ils vont implanter de nouveaux forages au niveau de Oued machtras, ces offriront un débit de 32 l/s, l'eau sera refoulé vers le réservoir R 500 m³ situé à Fekrane comme on le voit dans la figure (3.1), en passant par deux stations de reprises.

3.6 Caractéristique physico-chimiques des forages

Pour ces caractéristiques, nous allons comparés les analyses faites par les servisses de l'Algérienne Des Eaux (ADE) (faite le 03 Février 2016) aux normes internationale de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) pour vérifier la potabilité. Les résultats sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau 3.3 : caractéristiques des eaux des forages

Elément/substance	Symbole	Unité	Dosage	Norme OMS
Calcium	Ca ⁺⁺	mg/l	111,42	100
Magnésium	Mg ⁺		16,53	50
sodium	Na ⁺		38	200
Potassium	K ⁺		03	12
Chlorure	Cl ⁻		34,39	250
Sulfate	SO ₄ ⁻		73,10	250
Bicarbonates	HCO ₃ ⁻		375,03	/
Nitrate	NO ₃ ⁻		1,77	50
Résidu sec à 105° C	R.S		465,73	2000

3.7 Conclusion

Les analyses physico-chimique présentées précédemment, montrent que les eaux des forages de Mechteras est de bonne qualité, elle est douce et propre à la consommation.

Le débit que vont offrir ces forages est de 32 l/s soit 2764,80 m³/j, est largement suffisant pour apporter le manque de la commune de SET en terme de eau potable qui est 31,60 l/s soit 2730 m³/j.

4.1 Introduction

La commune de Souk El Tenine, compte pour l'année d'étude 16840 habitants, ces besoins en eau s'élève à $6039,58 \text{ m}^3/\text{j}$ à l'horizon 2045 pour un nombre de 30503 habitants. La ressource disponible est de $3310 \text{ m}^3/\text{j}$, ce qui nous fait un déficit de $2730 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 31,60 l/s.

Dans ce chapitre on va choisir un schéma d'adduction adéquat pour acheminer ce manque, en fonction des conditions d'aménagements.

4.2 Schéma directeur des variantes

Cette étude, a pour objectif de réaliser à partir des forages projetés à proximité d'Oued Mechtras à une cote 191,23 m NGA, vers la zone d'étude au réservoir 500 m^3 de Fekrane qui se trouve à une cote 660,23 m NGA, qui à son tour alimente le réservoir 200 m^3 de Fekrane qui est à une cote 660 m NGA.

Vu la hauteur géométrique importante ($660,23-191,23=469 \text{ m}$), il y a de projeter des stations de reprises entre les forages et le réservoir.

4.2.1 Proposition des variantes

* Première variante : dans cette variante il est proposé de projeter deux stations de reprises, la première sera placée à une cote 274,50 m NGA, et la seconde sera placée à une cote de 483,60 m NGA.

Entre la deuxième station de reprise et le réservoir 500 m^3 de Fekrane il y a une dénivelée de l'ordre de 176,63 m.

* Deuxième variante : cette variante est même que la première, sauf que dans celle-ci, une troisième station de reprise est prévue à une cote de 524 m NGA.

4.2.2 Les critères de choix

Nous devons impérativement prendre en considération les conditions réel du terrain, à fin de choisir la variante qui soit à la fois économique et techniquement avantageuse :

- Disponibilité du terrain pour l'implantation des différents ouvrages à savoir les stations de reprise et les bâches à eau.
- Obtention des permis de construire sur des terrains appartenant aux habitants de la région.
- La facilité de réalisation et la mise en œuvre.

4.2.3 Variante retenue

Tenant compte des critères cités précédemment, la variante qui englobe au même temps le critère technico économique, et aussi les conditions sur la disponibilité du terrain est la première variante (voir annexe 07).

4.3 Etude de l'adduction

L'adduction est l'ensemble des installations qui permettent de réaliser le transfert d'eau depuis le lieux de prise, qui est une source, un forage ou une retenue, au réservoir de stockage ou le point d'utilisation.

4.4 Types d'adduction

On distingue trois types d'adductions qui sont :

4.4.1 Adduction gravitaire

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

4.4.2 Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

4.4.3 Adduction mixte

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

4.5 Types de conduite

Les différentes conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable sont les conduites en fonte, en acier, en amiante ciment, en matière thermoplastique et les conduites en béton. Le choix du type de conduites est établi en tenant compte de plusieurs critères d'ordre technique, à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur

des critères économiques qui englobent le prix des équipements et leur disponibilité sur le marché national. [03]

Pour notre projet le choix des matériaux s'est porté sur le PEHD, qui est disponible sur le marché avec des gammes des diamètres et des pressions varié (voir annexe 3), et en raison de ses avantages suivants :

- un faible coût pour des diamètres inférieurs ou égale a 350mm ;
- facile à poser ;
- l'élasticité et la flexibilité le rendent résistant aux mouvements de terrain ;
- bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) l'absence d'entartrage ;
- montage facile : ces tubes sont facile à manipulé et à transporter ;
- répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes (fonte, acier..) ;
- Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.



Figure 4.1 : conduites de PEHD

4.6 Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

Les principaux accessoires qu'on utilise pour un bon fonctionnement d'un réseau d'adduction et pour assurer l'exploitation et la protection du réseau sont:

4.6.1 Vanne de sectionnement

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, utilisés pour isoler une conduite en cas de réparation et pour cela on utilise « **Des robinets-vannes** » (pour le gros diamètre), et « **Des robinets quarts de tour** » (en petit diamètre seulement). Elles permettent aussi la vidange d'un tronçon à part ce qui conditionne la présence des robinets de prise sur chaque branchement.

a. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

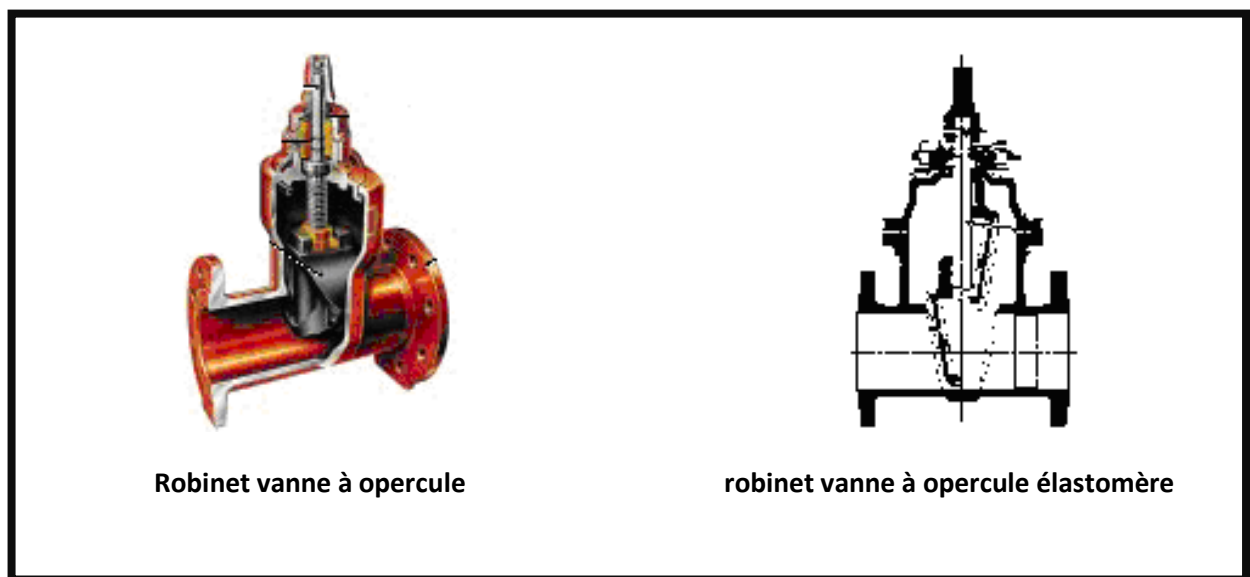


Figure 4.2 : robinet vanne à opercule

b. Vannes papillons

Les vannes papillons peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, léger, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure 4.3 : vanne papillon

4.6.2 Ventouses

Ce sont des appareils permettant l'évacuation de l'air entrainé par l'eau qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau.

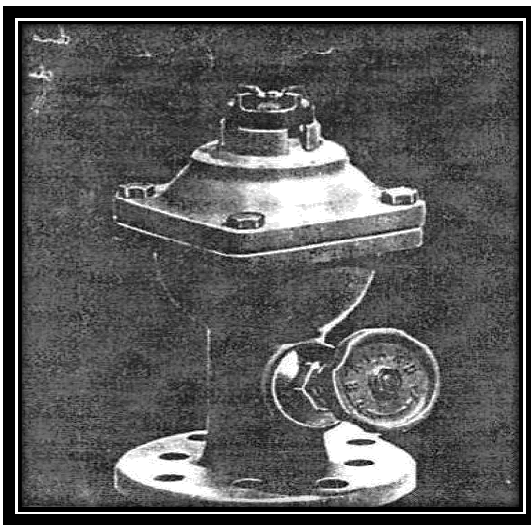


Figure 4.4 : ventouses

4.6.3 Les clapets

Ont pour fonction d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Le clapet trouve son utilisation à la station de pompage où il doit obligatoirement être équipé la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe.

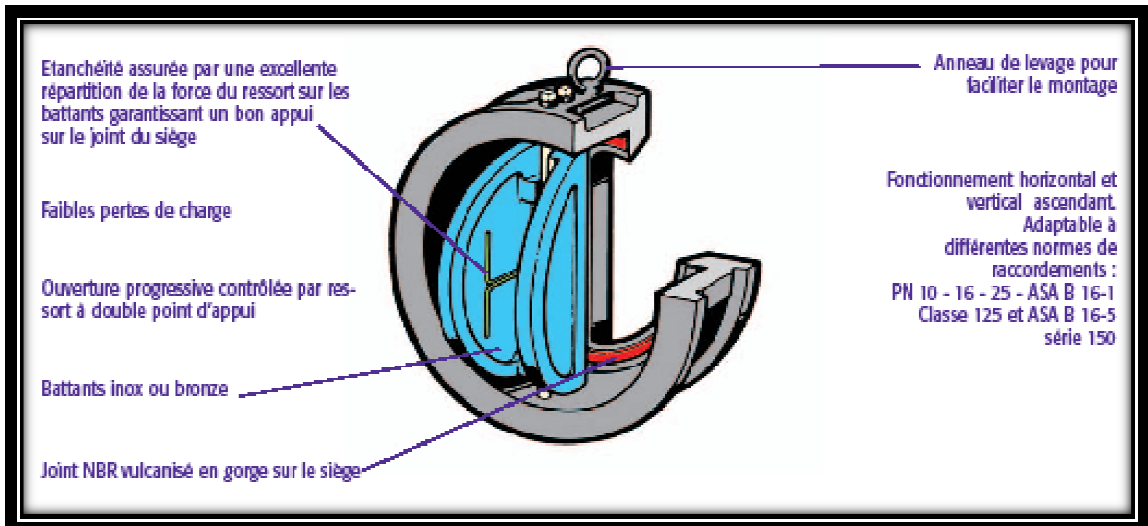


Figure 4.5 : clapet à double battant

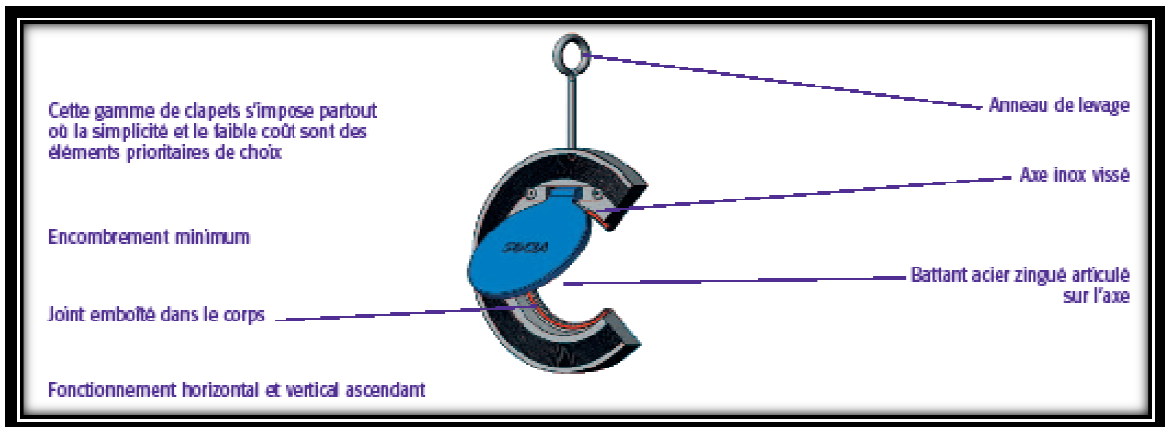


Figure 4.6 : clapet à simple battant

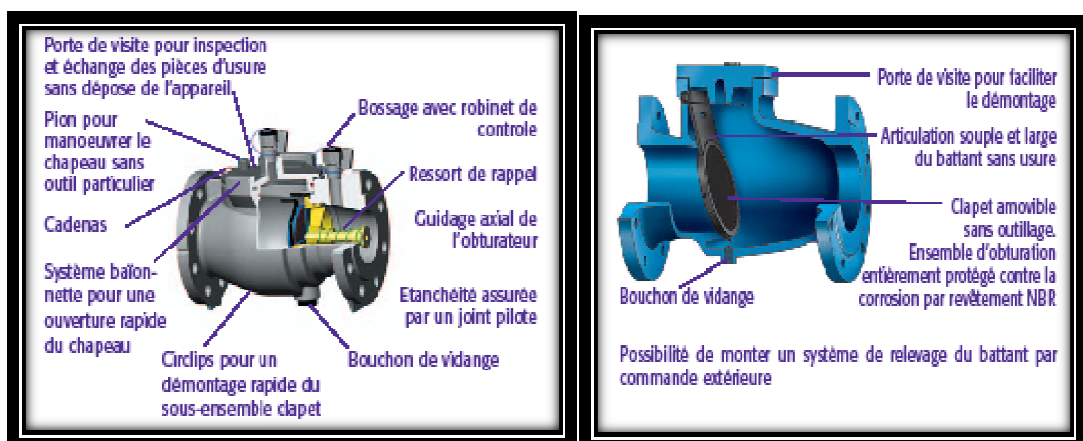


Figure 4.7 : clapet à simple battant (à brides)

4.6.4 Vanne de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite de campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

4.6.5 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.

4.7 Etude technico-économique du réseau d'adduction par refoulement

Comme son nom le désigne, dans cette phase on va étudier le réseau du point de vue des diamètres des conduites, ainsi les coups de l'investissement et d'exploitation, pour aboutir à un réseau qui sera performant et le moins onéreux.

4.7.1 Choix de la gamme des diamètres

Le choix du diamètre de la conduite à des conditions d'ordre économique. On a pour le même débit à relever, plus la perte de charge est importante (petits diamètres) plus la dépense d'énergie est importante.

Plusieurs relations sont utilisées pour déterminer le diamètre économique de la conduite (Dec), en tenant compte du débit à véhiculer $Q(m^3/s)$, tel que :

$$\text{La relation de Bonnin : } Dec = \sqrt{Q} \quad (4.1)$$

$$\text{La relation de bresse : } Dec = 1,50\sqrt{Q} \quad (4.2)$$

$$\text{La relation de Pavlovski : } Dec = 1,38 * Q^{0,48} \quad (4.3)$$

$$\text{La formule classique : } Dec = 1,24\sqrt{Q}, \text{ (en prenant } V=1 \text{ m/s)} \quad (4.4)$$

Le diamètre retenu sera en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché. Le diamètre économique à adopter correspondra à la somme minimale des frais d'exploitation et d'amortissement.

4.7.2 Evaluation des frais d'amortissement (Fam)

Les frais d'amortissement (Fam) sont égaux au prix de revient total de la conduite multiplié par l'annuité d'amortissement A.

$$Fam = Puc * L * A \quad (4.5)$$

Puc : le prix unitaire de la conduite, fourniture, pause et terrassement ;

L : longueur de la conduite en metre (m) ;

A : annuité d'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (4.6)$$

I : taux d'annuité 8% ;

N : nombre d'année qui est de 30 ans ;

Ce qui nous donne : A=0,088.

4.7.3 Evaluation des frais de l'exploitation

Les Frais d'exploitation représentent le cout de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau du forage au réservoir. Ces frais d'exploitation augmentent quand le diamètre diminue avec l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométrique, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière.

a. Vitesse de l'écoulement

Afin d'éviter les problèmes relatifs à l'écoulement dans la conduite, il faut évaluer sa vitesse moyenne, cette vitesse est donnée par la relation de continuité (4.7) pour assurer qu'elle soit acceptable :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.7)$$

Si la vitesse est trop grande, il peut en résulter des problèmes d'ordre pratique comme les risques de coup de bélier violent en cas de variation brusque de la vitesse, difficulté d'alimenter correctement les branchements, et les risques des dépôts en cas des vitesses faibles. Dans la pratique des adductions en eau, on veille à ce que la vitesse de l'écoulement soit comprise entre 0,50 m/s et 1,50 m/s dans tous les tronçons, en fonction du diamètre adopté.

b. Les pertes de charge

➤ Les pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires sont engendrées par les frottements qui se produisent le long de la conduite. ces frottement sont dus au fait de la viscosité du liquide et la rugosité des parois de la conduite qui n'est jamais lisse.

La perte de charge unitaire est donnée par la formule de Darcy-Weisbach, qui est :

$$j = \lambda \frac{V^2}{2gD} \quad (4.8)$$

j : la perte de charge unitaire [m/ml] ;

λ : coefficient de perte de charge ;

V : la vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

g : accélération de la pesanteur [m/s²] ;

D : diamètre de la conduite [m].

Il existe plusieurs formule pour déterminer le coefficient de perte de charge λ on peut citer :

- La formule de **NIKURADZI** pour le régime turbulent :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \left[1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D} \right]$$

Ou bien :

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2} \quad (4.9)$$

Avec :

ε : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm) ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative.

- La formule de **Colbrook White** pour le régime de transition :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (4.10)$$

avec :

k : est la rugosité absolue en mm ;

Re : nombre de Reynolds, sans dimension, caractérisant la nature de l'écoulement de l'eau dans La conduite. Il est donné par la relation suivante :

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (4.11)$$

ν : la viscosité cinématique du liquide = 10^{-6} m²/s, à 20°C.

On peut classer la nature des écoulements en fonction de nombre de Reynolds comme suit :

- Re < 2100 : Régime laminaire ;
- 2100 < Re < 4000 : Régime transitoire ;
- Re > 4000 : Régime turbulent rugueux.

– **En régime laminaire**

Le coefficient de perte de charge est donné par l'expression de **Poiseuille** :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (4.12)$$

– **Etude de la rugosité**

La rugosité est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps et à la nature de l'eau véhiculée. Elle se calcule avec la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (4.13)$$

avec :

ε : rugosité recherchée ;

ε_0 : rugosité à l'état neuf ;

α : coefficient de vieillissement des conduite ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/ ans) ;

T : durée d'utilisation de la conduite (T = 30 ans).

La rugosité relative est le rapport de la rugosité absolue ε au diamètre de la conduite D.

Dans la pratique, ε est prit égale :

- 10^{-3} m pour l'acier ;
- Pour la fonte ductile $\varepsilon = 0.85$ mm ;
- Pour le PEHD :

si $D \leq 200$ mm on a $\varepsilon = 0.01$ mm ;

si $D > 200$ mm on a $\varepsilon = 0.02$ mm ;

il existe aussi d'aure formules qu'on peut utiliser pour déterminer le coefficient de perte de charge λ tel que :

– **Blasius** : $\lambda = \frac{0,316}{Re^{-0,25}}$ pour le régime turbulent lisse (4.14)

– **Karman Prandel** : $\lambda = [-2 \log(\frac{k}{3,17D})]^{-2}$ pour le régime turbulent rugueux (4.15)

Dans notre cas, pour déterminer la perte de charge unitaire nous allons utiliser la formule de Hazen-williams :

$$j = 1,218 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{Chw^{1,852} \times D^{4,871}} \quad (4.16)$$

avec :

D : diamètre intérieur de la conduite en mm ;

Q : débit de l'écoulement en l/s ;

Chw : le coefficient de Hazen-williams qui dépend de l'état de la paroi interne de la conduite.

Pour une conduite neuve Chw=136, et pour une conduite vétuste Chw=95, pour notre cas on prend Chw=95.

Dans ce cas la perte de charge linéaire J [m] est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire avec la relation suivante :

$$J = j \times L \quad (4.17)$$

L : la longueur de la conduite en m.

➤ pertes de charge singulières

Ces pertes de charge, sont causées par les différentes singularités qui peuvent être placées le long de la conduite comme les coudes, les élargissements et rétrécissements brusque ou progressifs, les branchements, les déviations, et robinets-vanne. Les pertes de charge singulières notées J' , représente 10% des pertes de charge linéaires.

$$J' = 0,10 \times J \quad (4.18)$$

➤ pertes de charge totales

Les pertes de charge totales ΔH , sont la somme des pertes de charge linéaires J et les pertes de charge singulières J' .

$$\Delta H = J + J' \quad (4.19)$$

Ou :

$$\Delta H = 1,10 \times J \quad (4.20)$$

c. la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale Hmt représente la somme de la hauteur géométrique H_g et la perte de charge totale ΔH :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (4.21)$$

avec :

H_g : la hauteur géométrique, qui est égale à la différence entre la cote du trop plein du réservoir d'arrivée et celle du forage ou du terrain naturelle.

$$H_g = C_{tp} - C_r \quad (4.22)$$

C_{tp} : cote du trop plein du réservoir d'arrivée en m ;

C_r : cote radier du forage ou terrain naturelle en m.

d. La puissance absorbée par la pompe

Elle est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour relever un débit Q à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g\rho*Q*H_{mt}}{\eta} \quad (4.23)$$

avec :

Q : m³/s

P : la puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;

H_{mt} : hauteur manométrique totale en m ;

η : rendement de la pompe qui est de 82% (DREW).

e. Energie consommée par la pompe

C'est l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année, pour relever un débit Q à une hauteur H_{mt} . Elle est notée E et se calcul comme suit :

$$E = 365 * P * t \quad (4.24)$$

Avec t le temps de pompage journalier qui varie dans notre cas de 20h à 24h, le tronçon forages-station de reprise SR1 $t=24h/24$, la station SR1-SR2 $t=20h/24h$, et de la station SR2 au réservoir de stockage 20h/24h.

On détermine finalement les Frais d'exploitation qui représentent les frais d'énergie, et ils sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$F_{ex} = E * P_{ue} \quad (4.25)$$

Avec :

F_{ex} : frais de l'exploitation en DA ;

E : énergie consommée par la pompe Kwh ;

P_{ue} : prix d'un Kwh donné par SONELGAZ égale à 4 DA.

4.7.4 Le bilan des frais Ft

Le bilan des frais, se calcul pour chaque tronçon en sommant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Le choix du diamètre va résulter du diamètre ayant les frais minimal et au même qui assure les conditions sur la vitesse.

$$F_t = F_{am} + F_{ex} \quad (4.26)$$

4.7.5 Choix des pressions nominales

Le choix de la pression nominale se fait sur catalogue, après avoir déterminé la pression maximale et minimale.

a. Calcul des pressions maximales et minimales

* Cas de surpression

La valeur maximale de la pression dans la conduite est calculée avec la relation suivante :

$$P_{max} = Hg + B \quad (4.27)$$

* Cas de dépression

La valeur minimale de la pression se calcule avec la relation ci-après :

$$P_{min} = Hg - B \quad (4.28)$$

B : la valeur maximale du coup de bélier.

b. Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égale à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (4.29)$$

avec :

V : vitesse de l'eau (m/s) ;

g : l'accélération (m/s²) ;

a : célérité des ondes du bélier(en m/s), et elle est donnée par la relation suivante :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{E \cdot e} \right)}} \quad (4.30)$$

ou :

ρ : Masse volumique de l'eau= 10³ Kg/m³ ;

k : compressibilité volumique de l'eau ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

E : module de Young de la paroi ;

e : épaisseur de la conduite (m) ;

dans la pratique, la valeur de la célérité des ondes est déterminée avec la relation d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (4.31)$$

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite

= 0,50 pour une conduite en acier ;

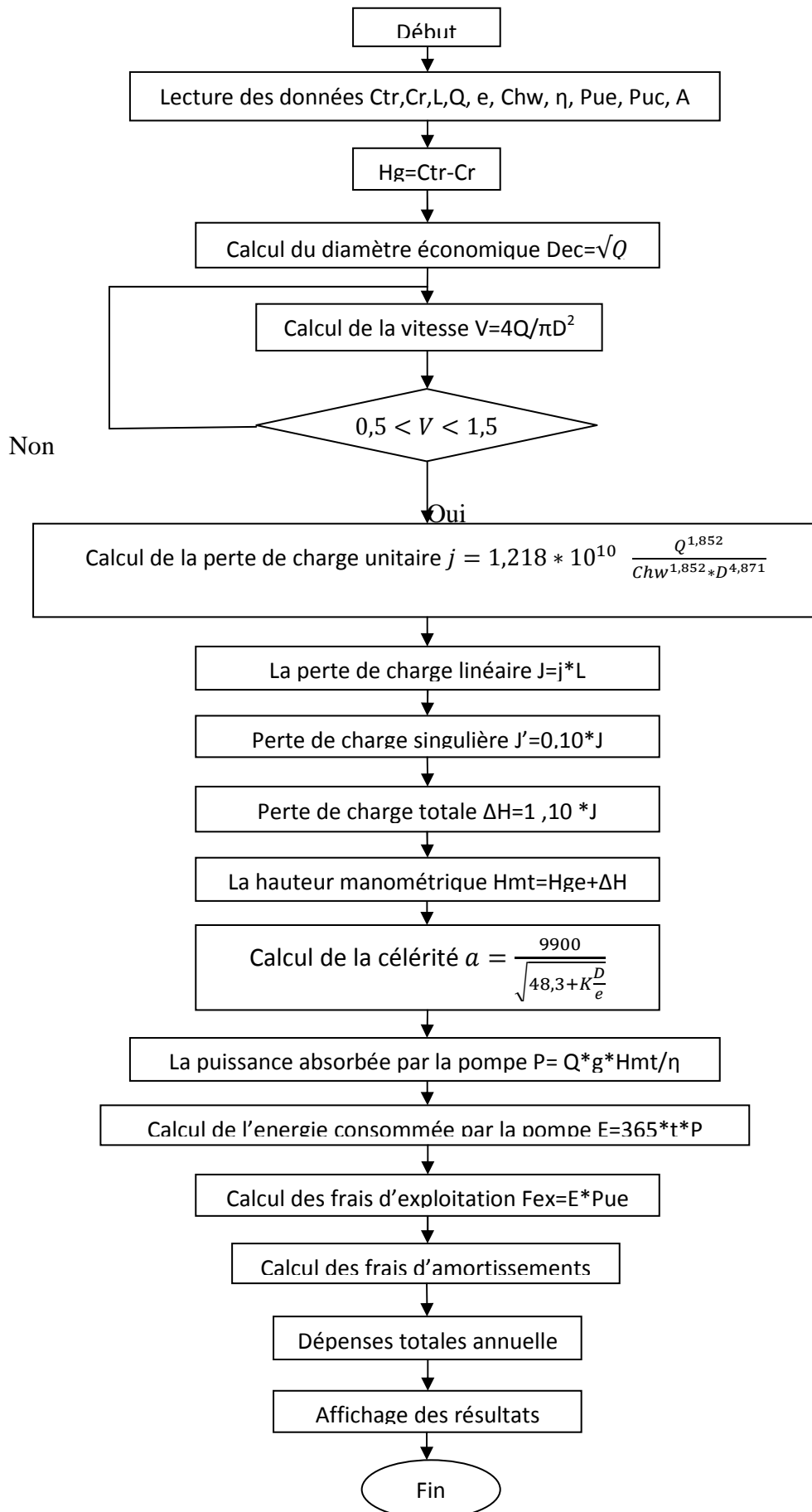
= 1,00 pour une conduite en fonte ;

= 4,40 pour une conduite en amiante ciment ;

= 33,00 pour une conduite en PVC ;

= 83,00 pour une conduite en PEHD.

4.7.6 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement



4.8 Etude du projet

La commune de Souk El Tenine, sera renforcée à partir des forages implantés au niveau d'Oued Mechtras, situés à une cote de 191,23 m NGA. L'eau sera acheminée vers une première station de reprise SR1 à la cote 274,50 m NGA, celle-ci refoule l'eau vers une deuxième station de reprise SR2 à la cote 483,60 m NGA, cette dernière alimente le réservoir R 500 m³ de Fekrane situé à la cote 660,23 m NGA.

4.9 Calcul des diamètres des conduites de refoulement

Le calcul se fait par tronçons, et les résultats sont représentés dans les tableaux qui suivent :

Tableau 4.1 : conduite de refoulement forages-station de reprise SR 01

N°	désignation de la variable	valeur			unité
	donnée du problème				
1	cote départ Cd	191,23			m
2	cote d'arrivé Ca	274,5			m
3	débit dans la conduite Q	32			l/s
4	longueur de la conduite L	831			m
	PHASE DE CALCUL				
5	hauteur géométrique Hg	83,27			m
6	diamètre économique Deco	178,89			mm
7	temps de pompage	24			h
8	prix en Kw h	4			DA
9	choix des diamètres	200	250	315	mm
10	épaisseur des conduites	22,4	27,9	35,2	mm
11	prix par mètre linéaire de conduite	3400	5390	8530	DA
12	introduire le coefficient K	83			
13	vitesse d'écoulement	1,692376116	1,080890925	0,68134554	m/s
14	teste de la vitesse	augmenter D	vitesse correcte		
15	introduire l'annuité	0,09			mm
16	Chw	95			
17	perte de charge unitaire	0,034562677	0,011597889	0,00376938	m/ml
18	perte de charge linéaire	28,72158494	9,63784588	3,1323521	m
19	perte de charge singulière	2,872158494	0,963784588	0,31323521	m
20	perte de charge totale	31,59374343	10,60163047	3,44558731	m
21	hauteur manométrique	114,8637434	93,87163047	86,7155873	m
22	célérité de l'onde de choc	366,7602883	351,7750529	351,991088	m/s
23	coup de bélier	63,27179943	38,75947627	24,4472535	m
24	P absorbée par la pompe	43,97320285	35,93680761	33,1972648	Kw
25	énergie consommée par la pompe	385205,257	314806,4346	290808,04	Kwh
26	frais d'exploitation annuelle	1540821,028	1259225,739	1163232,16	DA
27	frais d'amortissement annuel	254286	403118,1	637958,7	DA
28	dépense totales annelles	1795107,028	1662343,839	1801190,86	DA
29	surpression max	146,5417994	122,0294763	107,717254	m
30	dépression max	19,99820057	44,51052373	58,8227465	m
31	choix de la pression nominal	200	200	200	m

Selon la combinaison des frais exploitations et des ceux d'investissement, la conduite de refoulement pour ce tronçon sera en PEHD de diamètre nominal de 250 mm, avec pression nominal PN 20 bar et une vitesse d'écoulement moyenne de 1,081 m/s.

Tableau 4.2 : conduite de refoulement SR 01 – SR 02

N°	désignation de la variable	valeur			unité
	donnée du problème				
1	cote départ Cd	274,5			m
2	cote d'arrivé Ca	483,6			m
3	débit dans la conduite Q	38,94			l/s
4	longueur de la conduite L	1415			m
	PHASE DE CALCUL				
5	hauteur géométrique Hg	209,1			m
6	diamètre économique Deco	197,33			mm
7	temps de pompage	20			h
8	prix en Kw h	4			DA
9	choix des diamètres	200	250	315	mm
10	épaisseur des conduites	27,4	34,2	43,1	mm
11	prix par mètre linéaire de conduite	5040	7800	10800	DA
12	introduire le coefficient K	83			
13	vitesse d'écoulement	2,352843591	1,504161963	0,94757643	m/s
14	teste de la vitesse	augmenter D	vitesse correcte		
15	introduire l'annuité	0,09			mm
16	Chw	95			
17	perte de charge unitaire	0,068766525	0,023129337	0,00750596	m/ml
18	perte de charge linéaire	97,30463257	32,7280122	10,6209321	m
19	perte de charge singulière	9,730463257	3,27280122	1,06209321	m
20	perte de charge totale	107,0350958	36,00081341	11,6830253	m
21	hauteur manométrique	316,1350958	245,1008134	220,783025	m
22	célérité de l'onde de choc	387,0793786	386,8175841	386,850841	m/s
23	coup de bélier	92,83763864	59,31052973	37,3670478	m
24	P absorbée par la pompe	147,2732307	114,1815291	102,852957	Kw
25	énergie consommé par la pompe	1075094,584	833525,1625	750826,586	Kwh
26	frais d'exploitation annuelle	4300378,337	3334100,65	3003306,34	DA
27	frais d'amortissement annuel	641844	993330	1375380	DA
28	dépense totales annelles	4942222,337	4327430,65	4378686,34	DA
29	surpression max	301,9376386	268,4105297	246,467048	m
30	dépression max	116,2623614	149,7894703	171,732952	m
31	choix de la pression nominal	250	250	250	m

Pour le tronçon entre la station de reprise SR 01 et la station de reprise SR 02, on opte pour une conduite en PEHD de diamètre nominale DN 315 mm, de pression nominale de 25 bar avec une vitesse moyenne de 0,95 m/s.

Tableau 4.3 : conduite de refoulement station de reprise SR 02-réservoir de stockage

N°	désignation de la variable	valeur			unité
	donnée du problème				
1	cote départ Cd	483,6			m
2	cote d'arrivé Ca	660,23			m
3	débit dans la conduite Q	38,94			l/s
4	longueur de la conduite L	3969			m
	PHASE DE CALCUL				
5	hauteur géométrique Hg	176,63			m
6	diamètre économique Deco	197,33			mm
7	temps de pompage	20			h
8	prix en Kw h	4			DA
9	choix des diamètres	200	250	315	mm
10	épaisseur des conduites	27,4	34,2	43,1	mm
11	prix par mètre linéaire de conduite	5040	7800	10800	DA
12	introduire le coefficient K	83			
13	vitesse d'écoulement	2,352843591	1,504161963	0,94757643	m/s
14	teste de la vitesse	augmenter D	vitesse correcte		
15	introduire l'annuité	0,09			mm
16	Chw	95			
17	perte de charge unitaire	0,068766525	0,023129337	0,00750596	m/ml
18	perte de charge linéaire	272,9343369	91,80033951	29,7911515	m
19	perte de charge singulière	27,29343369	9,180033951	2,97911515	m
20	perte de charge total	300,2277705	100,9803735	32,7702667	m
21	hauteur manométrique	476,8577705	277,6103735	209,400267	m
22	célérité de l'onde de choc	387,0793786	386,8175841	386,850841	m/s
23	coup de bélier	92,83763864	59,31052973	37,3670478	m
24	P absorbée par la pompe	222,1467512	129,3262821	97,5502378	Kw
25	énergie consommée par la pompe	1621671,283	944081,8593	712116,736	Kwh
26	frais d'exploitation annuelle	6486685,134	3776327,437	2848466,94	DA
27	frais d'amortissement annuel	1800338,4	2786238	3857868	DA
28	dépense totales annelles	8287023,534	6562565,437	6706334,94	DA
29	surpression max	269,4676386	235,9405297	213,997048	m
30	dépression max	83,79236136	117,3194703	139,262952	m
31	choix de la pression nominal	250	250	250	m

D'après les vitesses calculées et la combinaison des frais d'exploitation et ceux d'amortissement, on retient pour ce tronçon une conduite en PEHD de diamètre nominale DN 250 mm, de pression nominale PN 25 bar, avec une vitesse moyenne de 1,50 m/s.

➤ **Récapitulatif des conduites du projet****Tableau 4.4 : récapitulatif des conduites de refoulement**

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	DN(mm)	V(m/s)	PN(bar)	Hmt(m)	Frais(DA)
Forages- SR01	refoulement	PEHD	250	1,080	20	93,87	1662343,839
SR 01-SR 02	refoulement	PEHD	315	0,95	25	220,78	4378686,34
SR 02-réservoir	refoulement	PEHD	250	1,50	25	277,61	6562565,437
total	/	/	/	/	/	/	12603595,62

Le profil en longueur de la nouvelle chaîne d'adduction est présenté dans l'annexe 08.

4.10 Conclusion

Le dimensionnement des conduites de refoulement est fait en se basant sur les en eau potable de la commune de la population de Souk El Tenine pour le long terme, et ils nous ont permis de calculer les diamètres économique avec le moins de frais.

Les dépenses totales annuelle de notre réseau s'élèvent à :

Douze millions six cent trois mille cinq cent quart vingt quinze dinars et soixante deux centime.

5.1 Introduction

La durée d'un réseau est son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retours ...etc. ; ainsi qu'une meilleure protection contre éventuelles causes de distribution.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites et cela, en fonction du tracé, de l'importance de réseau et de la nature du Sol.

5.2 Différents types de pose des conduites

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.[04]

5.2.1 Pose en terre

Les conduites seront posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable et remblayée et seront signalés par des grillages avertisseurs. Pour permettre aux bulles d'air provenant de dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- 2% pour les tronçons ascendants ;
- 4% pour les tronçons descendant.

La conduite sera enterrée sur la totalité des tracés, la profondeur de la tranchée pourra atteindre des profondeurs exceptionnelles sur quelques courtes distances afin d'éviter la multiplication des points hauts. D'une manière générale, la hauteur de recouvrement minimale à assurer est de 80 cm à partir de la génératrice supérieure.

Le remblai sera exécuté jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, appelée remblai de calage. Il sera réalisé avec un matériau expurgé d'éléments durs de diamètres supérieurs à 1 cm. Les déblais complémentaires seront déversés dans la fouille sans criblage, ni damage.

Dans le cas de pose sous la chaussée, la conduite doit être couverte de 20 cm de sable au dessus de sa génératrice supérieure et de tout venant concassé 0/20, bien compactée par couche de 20 cm avec une damme sauteuse, puis un revêtement en bicouche.



Figure 5.1 : pose des conduites en terre

5.2.2 Pose en mauvais terrains (cas spécial)

Si on pose la conduite sur un mauvais terrain (terrains marécageux), il sera nécessaire d'éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où démonteraient les joints de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

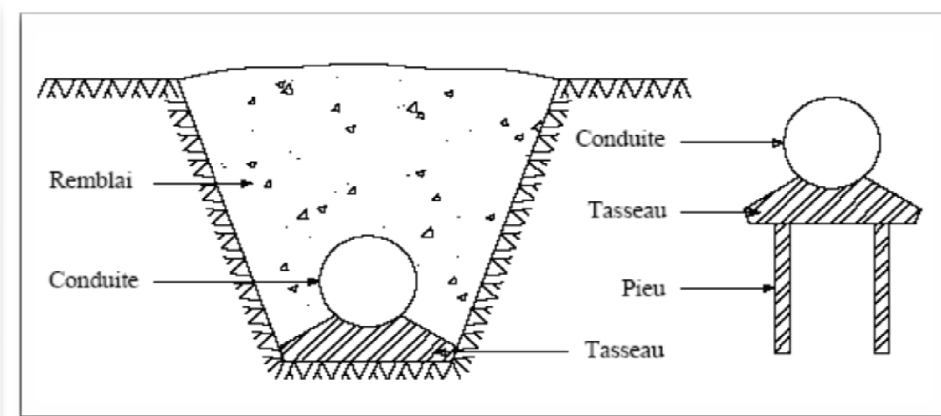


Figure 5.2 : pose en mauvais terrains

5.2.3 Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- **Les gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites (figure 5.3).

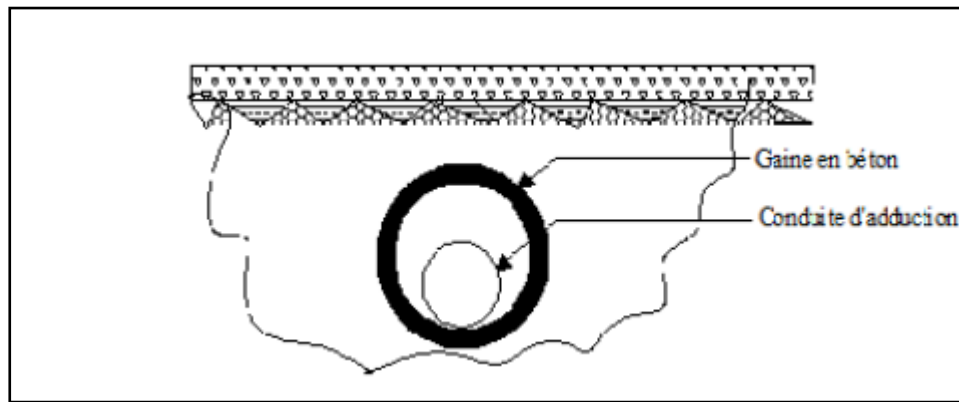


Figure 5.3 : traversée d'une route au moyen d'une gaine

- **Par enrobage dans le béton :** dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton. Noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton.

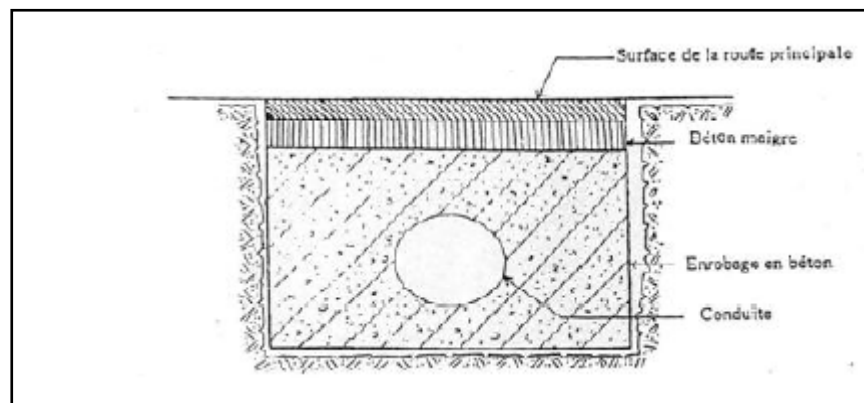


Figure 5.4 : traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

5.2.4 Pose en galerie

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes ou les agglomérations disposant déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visibleetc.). Elle est surtout répandue dans les villes, par contre elle est rare dans la campagne.

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.

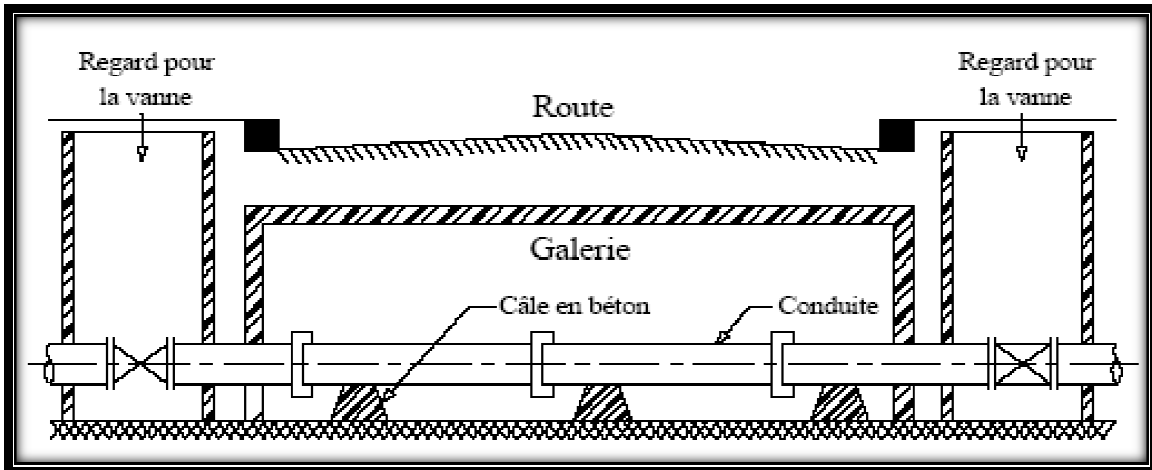


Figure 5.5 : pose des conduites en galerie

5.2.5 Traversées des cours d'eau

Lors de la pose des conduites sous l'eau, la question délicate est celle des joints avec des petits diamètres. La solution adaptée est l'utilisation des joints souples, ceux-ci sont confectionnés à bord d'un bateau et la conduite immergée au fur et à mesure.

Dans le cas de gros diamètres, les tuyaux sont installés dans une tranchée, pratiquée dans le lit de la rivière, appelée souillé, puis recouverts de béton.

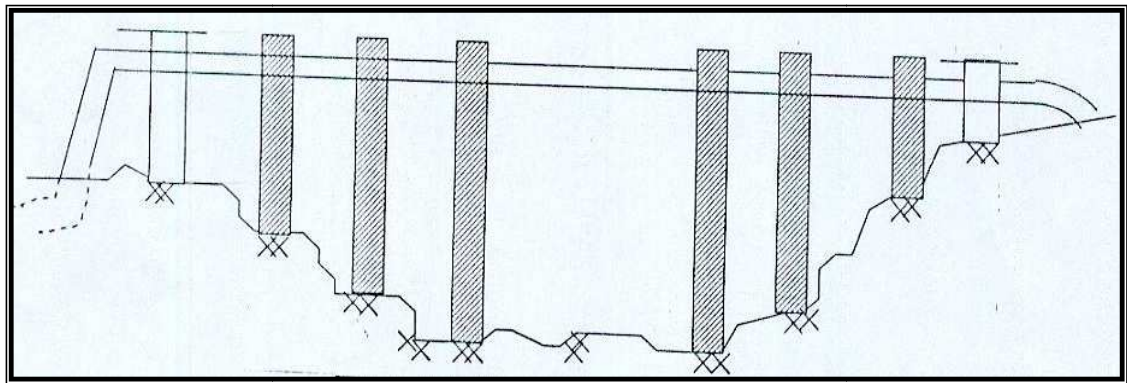


Figure 5.6 : traversée d'un cours d'eau

5.2.6 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usés.

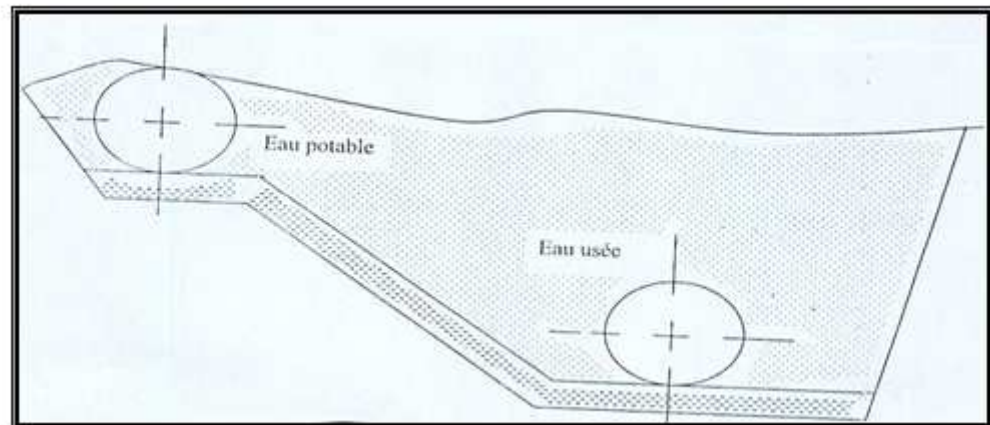


Figure 5.7 : pose à proximité des eaux usées

5.2.7 Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution) ou la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.[06]

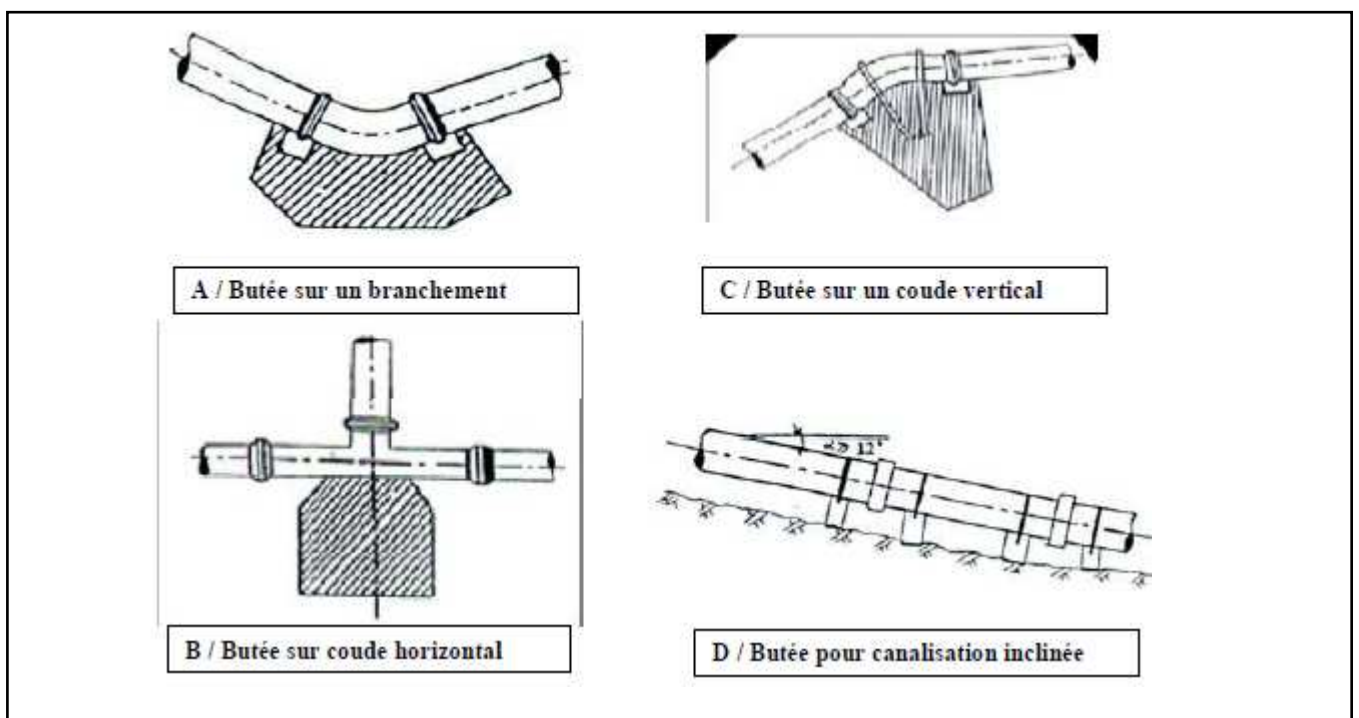


Figure 5.8 : butée et amarrage

Le volume de la butée est calculé selon la formule suivante :

$$F= K+P+S \quad (5.1)$$

avec :

F : la poussée exprimée en daN ;

P : la pression hydraulique d'essai en bar ;

S : la surface externe du tuyau en cm^2 ;

K : coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

5.3 Différentes étapes de mise en place des canalisations

5.3.1 Réalisation des fouilles

a. Largeur de la tranchée

La largeur doit être suffisante au minimum 0,60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 d'espace de chaque côté de celle-ci. Elle est donnée par la formule suivante :

$$B=D+ (2*0,30) \quad (5.2)$$

Avec:

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

0,3 : Espace laissé de chaque côté (m).

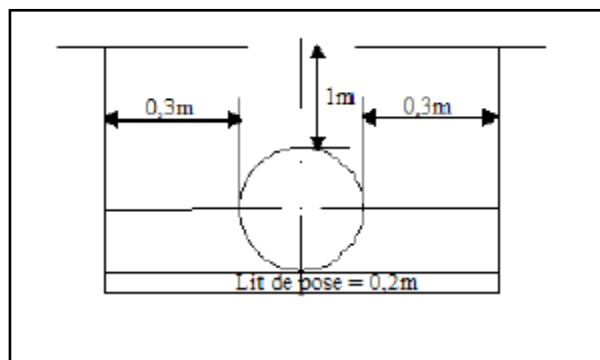


Figure 5.9 : pose en tranchée

b. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de

surcharge. Cette distance varie de 0.6 m à 1.20 m selon que les régions ne sont exposées à des gels importants.

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H=H_1+H_2+D \quad (5.3)$$

avec:

H : Profondeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

H₁: Profondeur du lit de pose prise égale à 0,2 m ;

H₂ : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol.

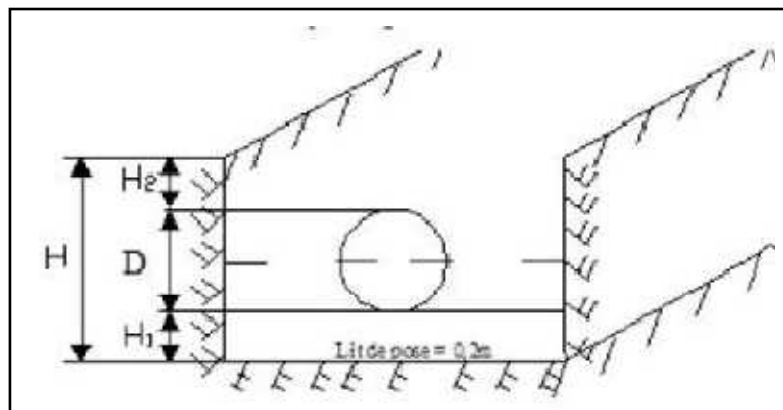


Figure 5.10 : réalisation des fouilles

c. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Il est constitué selon la nature du sol par:

- Du gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

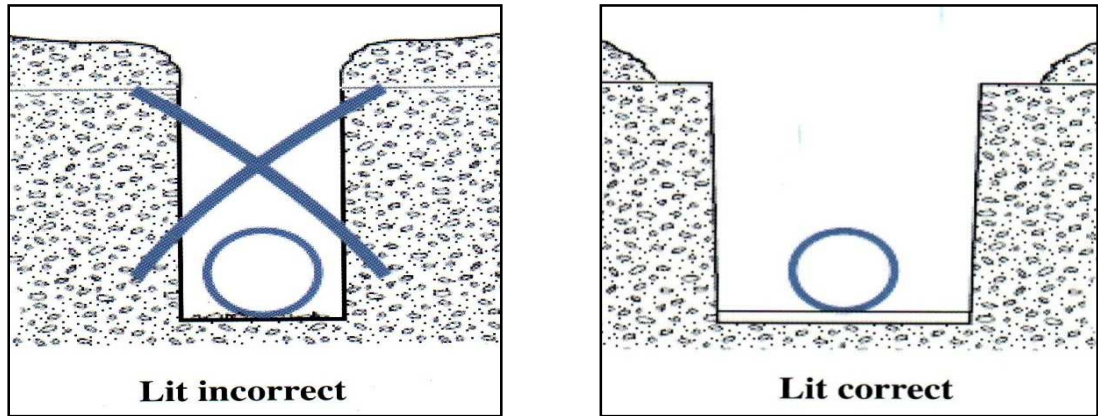


Figure 5.11 : lit de pose de la conduite

5.3.2 Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée.

5.3.3 Epreuve des joints et des canalisations principales

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 %, cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

5.3.4 Essai général du réseau

L'essai général du réseau est une étape très importante pour d'adduction dans le but de connaître leur degré d'efficacité, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermées. Après 48 heures de mise en pression, les pertes de charge par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

5.3.5 Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

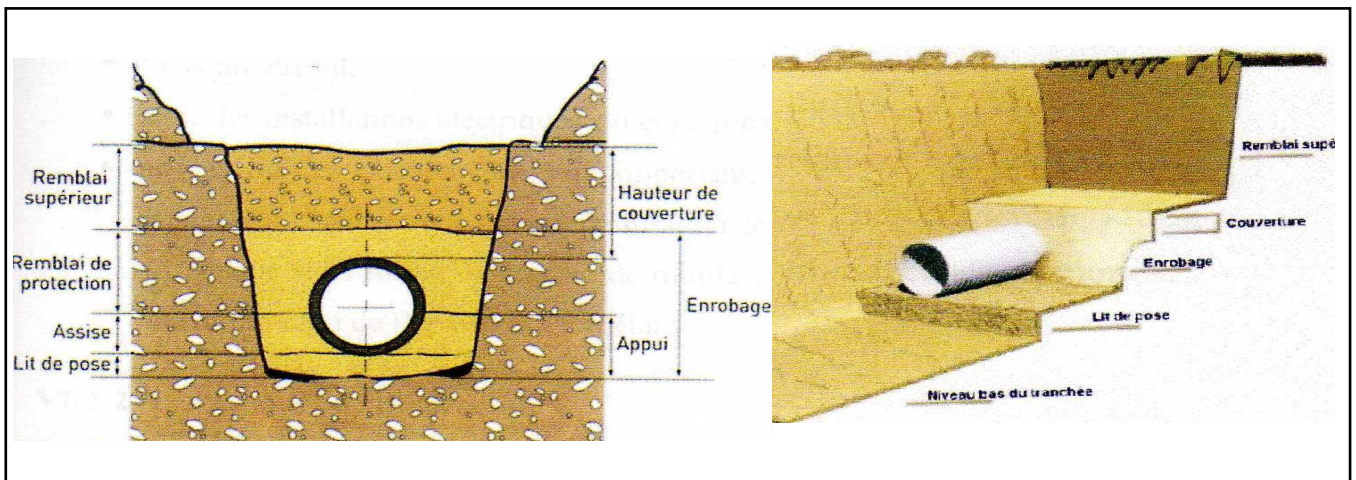


Figure 5.12 : remblayage de la fouille

5.3.6 Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau clair.

5.4 Action de l'eau sur les matériaux

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

5.4.1 L'entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouvé dans les canalisations.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation.



Figure 5.13 : l'entartrage

5.4.2 La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles.



Figure 5.14 : la corrosion dans les conduites

5.5 Moyens de lutte contre la corrosion

5.5.1 Protection externe

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants :

- Traitement du milieu ;
- Revêtement ;
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

a. Traitement du milieu

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

b. Revêtement

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- Des matières plastiques ou peintures ;
- Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

c. Protection cathodique

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé.

5.5.2 Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'un enduit bitumineux ;
- D'un enduit émaillé special;
- Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée,...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

5.6 Conclusion

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier, soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

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

6.1 Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques dont leur rôle primordial est de stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Ce rôle a sensiblement changé au cours du temps, ce qui a traduit aux réservoirs la multitude de fonctions.

Après avoir calculé le déficit en eau pour les localités concernées par l'étude, nous avons à dimensionner les réservoirs qui prendront en charge la sécurité de stock.

6.2 Fonction des réservoirs

- Les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;
- Ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- Ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Les réservoirs sont appelés également réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.[06]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont classées en fonctions techniques et économiques qui se résument dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Fonctions des réservoirs

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

6.3 Implantation des réservoirs

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité. Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère. Le meilleur emplacement sera déterminé après une étude économique approfondie en tenant compte des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompages.

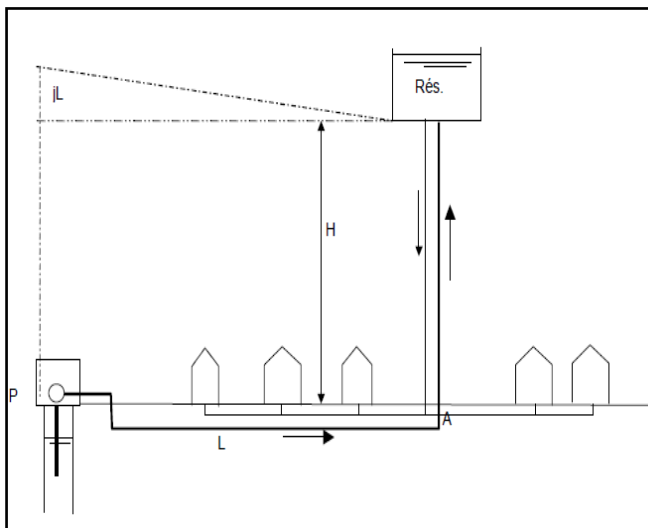


Figure 6.1 : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

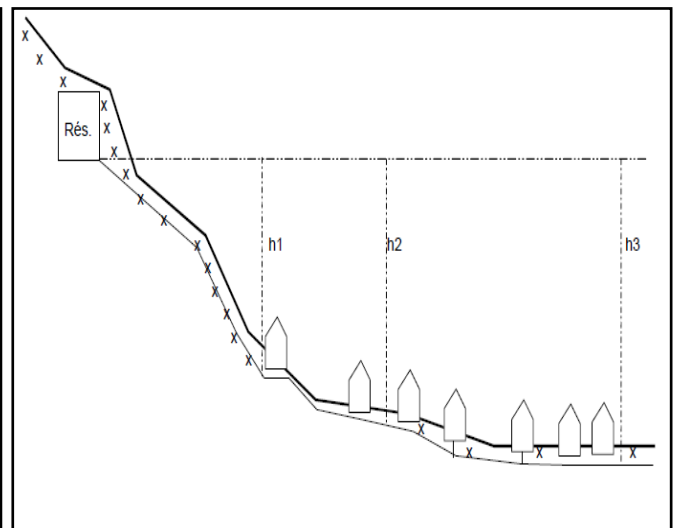


Figure 6.2 : Emplacement de réservoir en altitude

6.4 Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon :

- La nature des matériaux de construction, les réservoirs peuvent être des :
 - Réservoirs métalliques ;
 - Réservoirs en maçonnerie ;
 - Réservoirs en béton armé ou précontraint.
- La situation des lieux ou par rapport à la surface du sol, on distingue des réservoirs : -
 - Enterrés ;
 - Semi enterrés ;
 - Surélevés ou sur tour (château d'eau).
- L'usage des réservoirs on peut les classer en :
 - Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
 - Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
 - Réservoirs de traitement.
- Leurs formes géométriques :
 - Réservoirs cylindriques ;
 - Réservoirs rectangulaires ;
 - Il y'a aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

Du point de vue esthétique, on peut affirmer les fonctions d'un réservoir, comme on peut l'intégrer au paysage.

6.5 Construction des réservoirs

Les réservoirs sont construits en :

- Béton armé : Le béton utilisé doit présenter certaines caractéristiques tel que :
 - La compacité ;
 - Une faible perméabilité ;
 - L'insensibilité à l'action de l'eau qui est contenue dans le réservoir.
- Les matériaux de construction : Les matériaux de construction sont : le sable, le gravier, le ciment, le fer (acier de construction) et certain adjuvant.

6.6 Choix du type de réservoir

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présentent des avantages par rapport au réservoir surélevé, parmi ces avantages on cite :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir sont :

- La topographie de la région à desservir ;
- Les conditions hydrauliques (capacité, pression ...etc.)
- La facilité d'exploitation ;
- Les facteurs économiques.

6.7 Equipements hydrauliques des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs doivent être équipés de :

6.7.1 Conduite d'adduction (ou d'arrivée)

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

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

Le débouché de la conduite d'adduction dans le réservoir, doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. [06]

6.7.2 Conduite de distribution

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre 0,15 à 0,20 m au-dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin, d'éviter l'introduction de boue ou de sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve et faciliter le brassage de l'eau.

6.7.3 Conduite du trop-plein

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

6.7.4 Conduite de vidange

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

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

6.7.5 Conduite by-pass

C'est un tronçon de la conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de la distribution, la communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la figure (6.4.c), en marche normale les vannes « 1 » et « 3 » sont ouvertes, la vanne « 2 » est fermée, en by-pass on ferme « 1 » et « 3 » et on ouvre « 2 ».

6.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la (fig.6.4.D) et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « 1 » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ça grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie, on ouvre la vanne « 2 » pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne « 3 » supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.

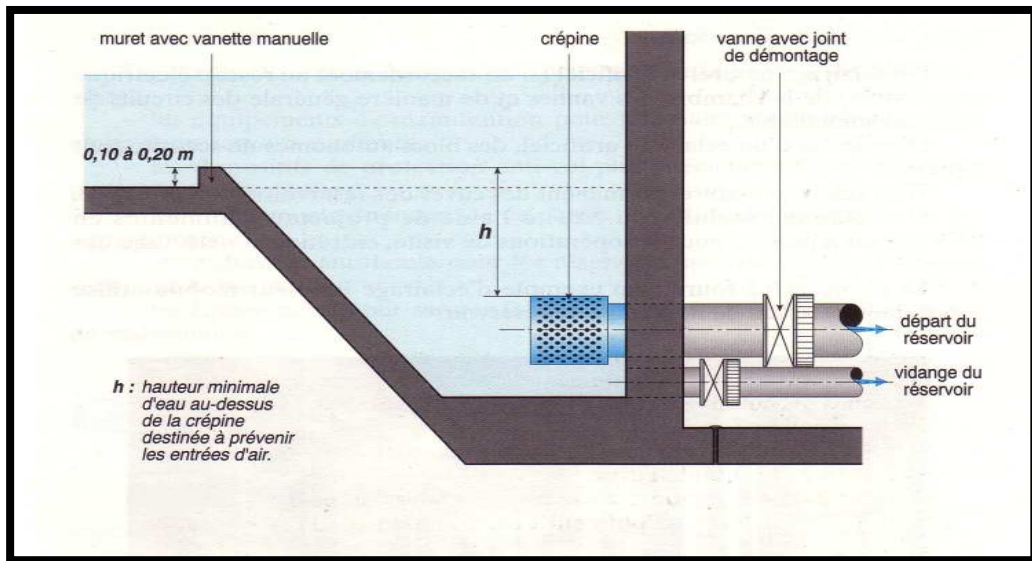


Figure 6.3 Conduite de la distribution et de vidange

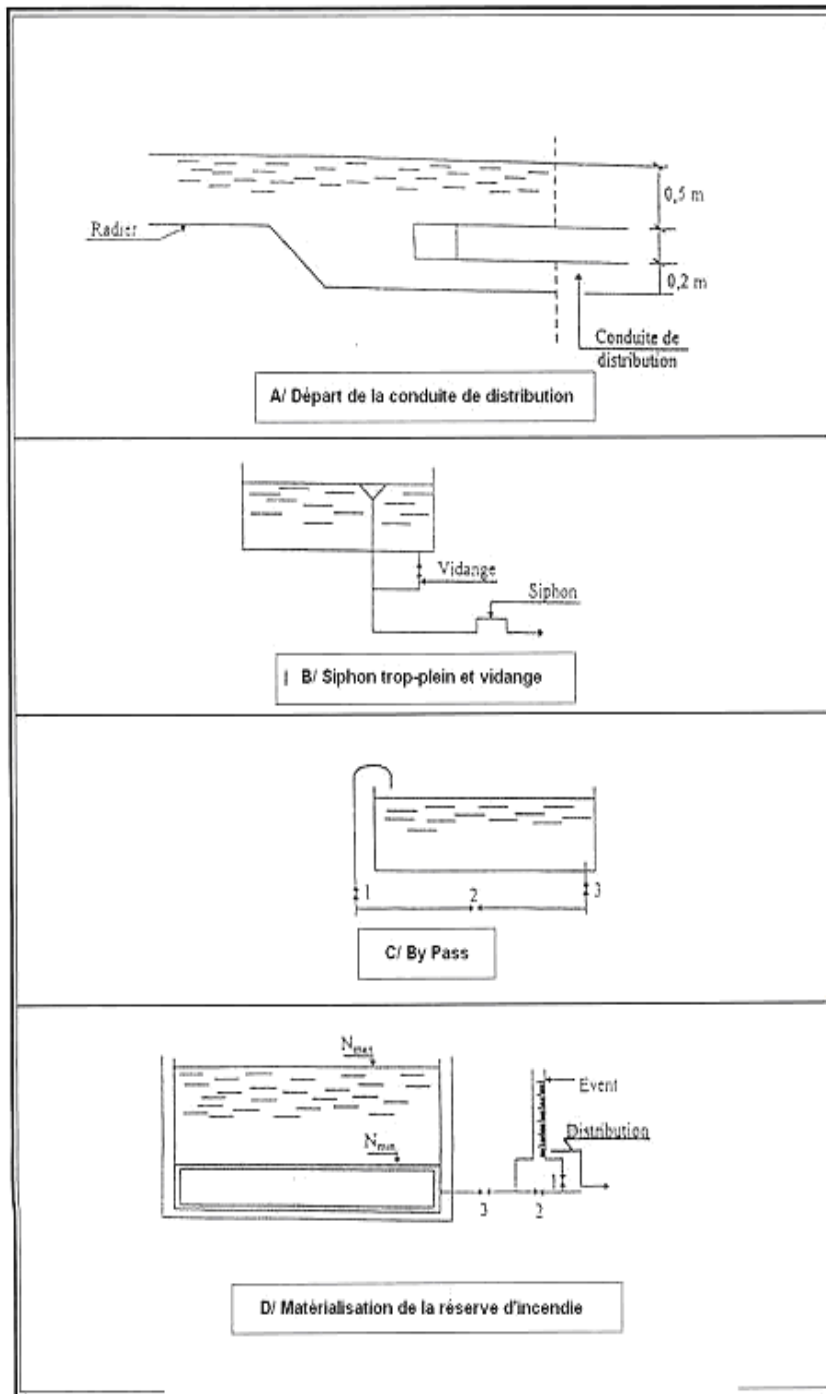


Figure 6.4 Equipement hydraulique des réservoirs

6.8 Exigences techniques à satisfaire

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- **Etanchéité** : Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.

- **Durabilité** : les matériaux constituant tous les éléments du réservoir doivent conserver leur propriété après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.

6.9 Entretien des réservoirs

Une surveillance régulière des réservoirs est de rigueur pour vérifier d'éventuelles fissures ainsi que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examens des parois et réparation éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

6.10 Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur, par conséquent les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant).
- Etre aérés par des orifices de grillage.

6.11 Détermination de la forme et proportions des réservoirs

6.11.1 Forme

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi

que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures. Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint.

Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Parmi les avantages on note : une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration.

6.11.2 Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Tableau 6.2. Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

Capacité utile(m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
≤ 500	3 à 4
1 000	4 à 5
5 000	5 à 6

6.12 Calcul de la capacité des réservoirs

Pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Dans une chaîne d'adduction, on trouve trois (3) types de réservoirs :

- Réservoir de stockage ;
- Réservoir de transit ;
- Réservoir de stockage et de transit.

En général, le calcul du volume du réservoir peut s'effectuer par trois méthodes :

6.12.1 Le calcul forfaitaire

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- En alimentation rurale : 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- Dans le cas d'une grande ville : Au minimum 25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.[08]

6.12.2 Méthode analytique

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit (a) la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a=C/24$).

Quand aux débits sortant, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison, ...etc. le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit sera sensiblement constant est effectuée à l'aide d'un analyseur de débit.

Les résultats varient selon les agglomérations. Généralement on utilise les valeurs suivantes :

- de 6 heures à 7 heures =a ;
- de 7 heures à 11 heures =3,5a ;
- de 11 heures à 16 heures =0,4a ;
- de 16 heures à 18 heures =2a ;
- de 18 heures à 22 heures =0,5a ;
- de 22 heures à 6 heures =0,125a.

Connaissant le débit moyen horaire a et connaissant maintenant les coefficients de pointe horaire, nous pouvons dresser le tableau de variation de la consommation journalière, d'une manière analytique et d'une manière graphique.

La capacité du réservoir est égale à la somme du plus grand excès (ΔV^+), et le plus grand déficit (ΔV^-), en ajoutant la réserve d'incendie. [04]

$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + V_{ri} \quad (6.1)$$

Avec :

V_r : volume réel du réservoir en m^3 ;

ΔV^+ : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer en m^3 ;

ΔV^- : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer m^3 ;

V_{ri} : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de $120 m^3$ pour une durée de deux heures.

6.12.3 Méthode graphique

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation.

Représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue. La somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond.

$$|\Delta V_{\max}| + |\Delta V_{\min}| \quad (6.2)$$

A cette somme, on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume du réservoir à projeté.

6.13 Le volume réel des bâches à eau

Dans les cadre de notre projet, on a juste à dimensionné les deux bâches à eau des stations de reprises, qu'on peut considérer comme des réservoirs de transites, ce calcul se fait à l'aide d'une formule directe :

$$V_r = Q_{\max h} * t \quad (6.3)$$

Ou :

V_r : volum reel de la bache à eau en m^3 ;

$Q_{\max h}$: débit maximum horaire en m^3/h ;

t : temps de remplissage de la bache en h.

6.13.1 La première bache

Les forages vont assurés un débit de 32l/s soit 115,2 m^3/h , et cela 24h/24h vers la station de reprise SR 01, cette dernière va assurer ce même débit 20h/24h ce qui nous donne un temps de remplissage de 4h pour la première bache, en utilisant la relation (6.3) on va avoir le volume réel de la bache égale à 460,80 m^3 .

6.13.2 La deuxième bache à eau

Pour celle-ci, on va procéder de la même manier que précédemment, mais pour cette bache nous prévoyons un temps d'arrêt de deux heurs en cas de coupure d'électricité ou de panne au niveau de la première bache à eau, ce qui nous donne un temps de remplissage de 2h/ pour la deuxième bache, le volume réel de cette bache est de 230,4 m^3 .

6.14 Conclusion

Le projet de renforcement en eau potable de la commune Souk El Tenine, ne comporte pas de nouveaux réservoirs à construire, on a juste deux baches à eau au niveau des stations de reprises, la première il elle aura 500 m³ volume, et la deuxième elle aura 300 m³ de volume.

7.1 Introduction

Dans la conduite de refoulement, l'eau est refoulée par une station de pompage vers un réservoir. Dans ce chapitre nous nous intéresserons donc au choix d'une pompe pour refouler le débit d'eau définie par les besoins de notre projet vers un réservoir de stockage situé au niveau de Fekrane pour sa distribution.

7.2 Définition d'une pompe

La pompe est un appareil hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

7.3 Différents types des pompes

Pour les types de pompes on a plusieurs qui sont les suivantes :

- Les pompes dynamiques (turbopompes);
- Les pompes volumétriques ;
- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage par émulsion ou air lift.

7.4 Critères généraux des pompes

7.4.1 La vitesse de rotation

C'est le nombre de tours qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée par « N », l'unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute. [03]

7.4.2 Le débit « Q » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps. Ce débit est noté « Q ».

La notion de débit précédente est utilisée surtout dans le cas des turbopompes, dans le cas des pompes volumétriques, on utilise beaucoup plus la notion de cylindre noté « Ci », c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation.

$$Ci = \frac{Q}{N} \text{ (m}^3\text{/tr)} \quad (7.1)$$

7.4.3 La hauteur manométrique Hmt

La hauteur manométrique d'une pompe est la différence de pression en mètre entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ($J_{asp} + J_{ref}$).

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (7.2)$$

7.4.4 La puissance (utile et absorbée)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. [02]

La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelé puissance hydraulique utile **Pu**.

$$P_u = \rho * g * Q * H_{mt} \quad (7.3)$$

Le rapport de la puissance utile P_u à la puissance absorbée est le rendement de la pompe, qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} \quad (7.4)$$

Avec :

P_u : la puissance utile en Watt (w) ;

P_a : la puissance absorbée par la pompe (w) ;

ρ : la masse volumique en Kg/m^3 ;

g : l'accélération de la pesanteur en m/s^2 ;

Q : le débit en m^3/s ;

H_{mt} : la hauteur manométrique en m ;

η_p : rendement de la pompe en %.

7.5 Choix des pompes

Pour le bon fonctionnement des installations, les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- assurer un débit Q et la hauteur H_{mt} ;
- assurer un rendement de 70% ;
- vérifier la condition de non cavitation (NPSH).

7.6 Courbes caractéristiques des pompes

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois. [03]

a. courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

La courbe consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

b. Courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever. Cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

c. Courbe puissance absorbée : $P_a = f(Q)$

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits. C'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

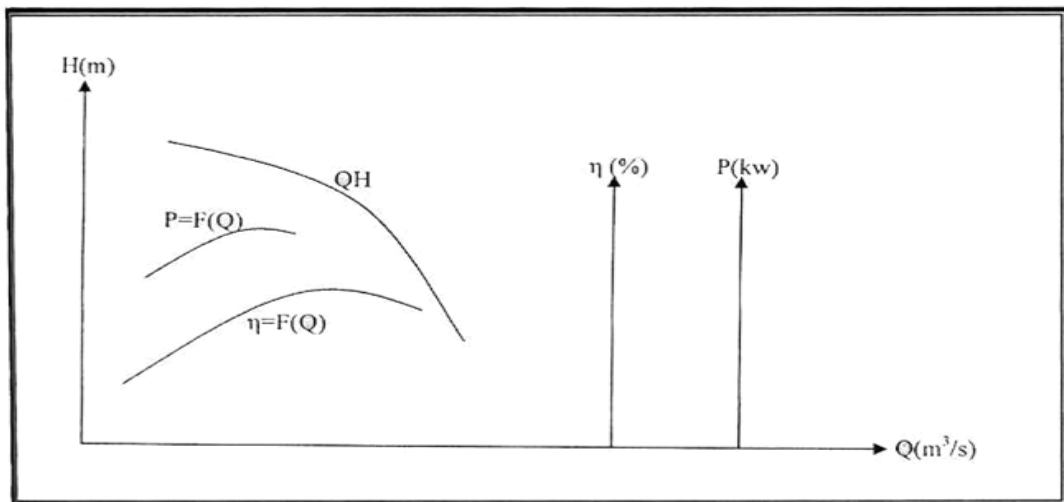


Figure 7.1 : courbes caractéristiques des pompes

7.7 Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (Hmt) nécessaire à l'installation en fonction du débit(Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (Hg) dépendante du débit.
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).[02]

La caractéristique d'un réseau, ramenée à une cote de référence, sera ainsi du type :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (7.5)$$

$$\Delta H = 1,15 * L * j \quad (7.6)$$

$$j = \frac{\lambda v^2}{2gD_n} \quad (7.7)$$

Avec :

Hmt : la hauteur manométrique en m ;

Hg : la hauteur géométrique en m ;

ΔH : la perte de charge totale en m ;

L : la longueur de la conduite en m ;

j: la perte de charge unitaire en m/ml.

On peut exprimer la vitesse v à partir de l'équation de la continuité

$$Q = V * S, \text{ avec } S = \pi \frac{D^2}{4} \implies V = \frac{4Q}{\pi D^2};$$

En remplaçant dans l'équation (7.6) avec l'expression (7.7) on aura :

$$\Delta H = \frac{1,15 \lambda 8 L}{g\pi^2 D^5} Q^2 \quad (7.8)$$

Avec :

$$K = \frac{1,15 \lambda 8 L}{g\pi^2 D^5} \quad (7.9)$$

La relation (7.5) devient :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (7.10)$$

7.8 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement F d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit Q, et une hauteur H est représenté par le point d'intersection de la courbe

caractéristique de la pompe (**Ccp**) dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite (**Ccc**) dite caractéristique résistante. [03]

7.9 Réglage du fonctionnement des pompes

La courbe $H=f(Q)$ de la pompe ne passe pas toujours par ce point P. Il va falloir passer la courbe caractéristique $H= f(Q)$ de la pompe par ce point P, donc il faut ajuster cette courbe pour qu'elle coupe la courbe (Ccc) au point P. Pour ce faire, plusieurs procédés de réglage sont utilisés.

7.9.1 Diminution du temps de pompage

Les coordonnées du point P désiré au départ sont Q et H. Avec la pompe installée, on obtient le point P' de coordonnées H' et Q' avec la relation 7.11 suivant on obtient le temps de pompage réduit et comme indiqué sur la figure

$$t = V/Q' \quad (7.11)$$

Avec :

Q' : le débit correspond au point de fonctionnement aux coordonnées ;

V : volume restant dans le réservoir calculé par la relation suivante :

$$V= Q*t \quad (7.12)$$

D'où :

Q : le débit du point de fonctionnement désiré de coordonnées ;

t : le temps de pompage fixé au départ égal à 20h ;

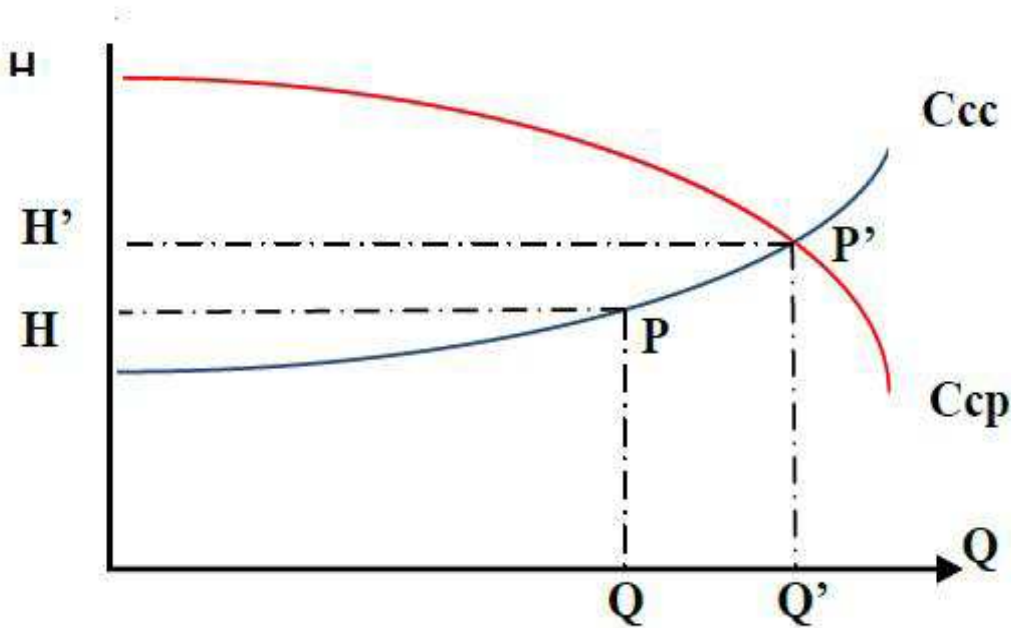


Figure 7.2 : Réduction du temps de pompage

7.9.2 Réglage du débit

a. Vannage sur la canalisation de refoulement

Le réglage par vannage est le plus simple, mais le moins économique. Par vannage on introduit une perte de charge supplémentaire (perte de charge singulière J)

$$J = H_3 - H_1 \quad (7.13)$$

Avec :

H_1 : hauteur manométrique total d'élévation du point désirer ;

H_3 : hauteur manométrique du point donnant.

d. Modification du nombre de tours

Si la pompe est à vitesse variable on peut, en réduisant cette dernière, diminuer le débit et la hauteur.

Soient N_1 , P_1 et Q_1 les caractéristiques originales. Par modification du nombre de tours à N_2 , on doit créer un nouveau point de fonctionnement P_2 correspondant au débit demandé Q_2 . A travers le point de fonctionnement P_2 , on peut tracer une parabole d'affinité PA.

Les points P_1 et $Q_1/Q_2 = N_1/N_2$ d'où l'on tire N_2 .

La puissance absorbée diminue aussi :

$$P_1 t_1 / P_2 t_2 = (N_1 / N_2)^3 \quad (7.14)$$

D'où l'on tire Pt_2 .

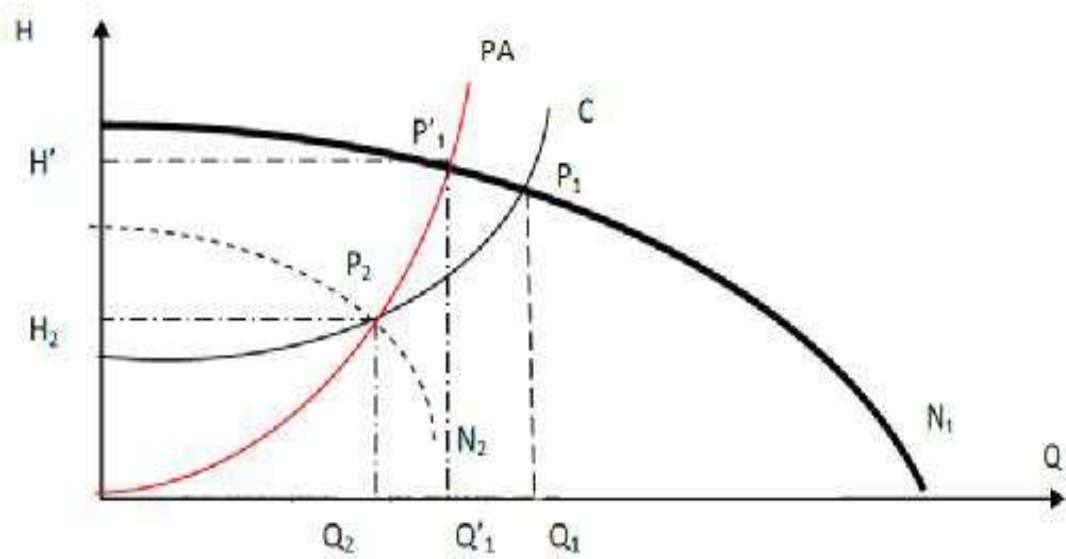


Figure7.3 : Modification du nombre de tours N

c. Utilisation d'un by-pass

Dans le cas des machines à vitesse spécifique très élevée, qui, à vitesse constante, présentent une puissance absorbée plus élevée pour les faibles débits que pour le débit nominal, on peut être amené à utiliser une autre méthode de réglage. Celle-ci consiste à utiliser un by-pass entre le refoulement et l'aspiration. [02]

7.9.3 Réglage des pompes sur un réseau

Pour adopter une série discontinue de pompes à des débits et de hauteurs demandés par le réseau, on peut utiliser, selon le besoin, le rognage ou l'affutage.

a. Rognage

Le rognage, ou coupure de roue, consiste à réduire le diamètre de roue pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée. Mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante de rendement. [03]

Pour déterminer le débit de rognage à partir du graphe, on trace d'abord l'équation de la droite de rognage avec la relation suivante :

$$H = \frac{Hd}{Qd} Q \quad (7.15)$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\text{On pose : } d = m \cdot D \rightarrow Q_f / Q_1 = H_f / H_1 = 1^2 / m \quad (7.16)$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Qf}{Q1}} = \sqrt{\frac{Hf}{H1}} \quad (7.17)$$

Caractéristique après rognage suit donc une droite .Autrement dit, la courbe d'affinité est une droite.

b. Affûtage

Quand l'adaptation de la pompe demande une augmentation de la hauteur et du débit, on peut appliquer l'affûtage des aubes au voisinage du bord de fuite. L'affûtage se fait par l'enlèvement d'une certaine partie du métal sur l'extrados de l'aube au voisinage de son bord de fuite. [03]

La modification de l'angle de sortie ($\beta 2$) va augmenter la hauteur (enlèvement sur la face concave) ou diminuer la hauteur (enlèvement du métal sur la face convexe). L'affûtage diminue l'épaisseur du sillage et par conséquent les pertes hydrauliques, ce qui veut dire que, dans le cas de l'affûtage sur la face concave, l'augmentation de la hauteur réelle (utile) est plus importante que théorique.

Enfin, l'affûtage sur la face convexe (extrados) n'a pas d'importance pratique, étant donné que la diminution de la hauteur ($\beta 2$) est opposée à la diminution des pertes de charge (épaisseur, $\downarrow H$) \uparrow .

7.10 Phénomène de cavitation

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

La baisse de pression, qui produit le phénomène de cavitation, peut être due :

- à l'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe
- aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- à l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.



Figure. 7.4 : Photos illustrant les dommages causer par le phénomène de cavitation sur les Aubes d'une pompe centrifuge

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

$NPSH_d$: charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur.

Le $NPSH_d$ sera obtenu en appliquant la relation de Bernoulli entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0), et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) et en considérant J_a la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} = \left(Z_0 + \frac{P_0}{\rho g} \right) + J_a + \frac{C_0^2}{2g} \quad (7.18)$$

$$\frac{P_1}{\omega} = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) + J_a + \frac{C_0^2}{2g} \quad (7.19)$$

$Z_0 - Z_1 = H_g$ est la hauteur géométrique d'aspiration. Cette hauteur peut être négative dans le cas où la pompe travail en charge (niveau d'aspiration est au dessus par rapport au niveau de la nappe). D'où, la charge nette a l'aspiration impose par l'installation qui est :

$$NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\omega} + \frac{C_0^2}{2g} \right) - \frac{P_s}{\omega} = \frac{P_1 - P_s}{\omega} - (Z_0 - Z_1) - Ja \quad (7.20)$$

A la limite de cavitation, la charge nette à l'aspiration aurait la valeur critique

$$NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\omega} + \frac{C_0^2}{2g} \right)_{cr} - \frac{P_s}{\omega} = \frac{P_1 - P_s}{\omega} - (Z_0 - Z_1) - Ja \quad (7.21)$$

Avec :

$\frac{P_0}{\omega}$: Pression en (m.c.e) au plan d'aspiration;

Ha : hauteur géométrique d'aspiration (m);

Ja : perte de charge d'aspiration (m) ;

hv : tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (m.c.e);

$\frac{P_1}{\omega}$: Pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

$$NPSH_r = \left(\frac{P_0}{\omega} + \frac{C_0^2}{2g} \right)_{cr} - \frac{P_s}{\omega} \quad (7.22)$$

$$NPSH_d = 10 - Ha - Ja \quad (\text{m}) \quad (7.23)$$

On prend $\frac{P_0}{\omega} - hv = 10m$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes NPSH_d et NPSH_r. Celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point **I**, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par **I**, afin d'obtenir **NPSH_d > NPSH_r** c'est à dire on évite la cavitation.

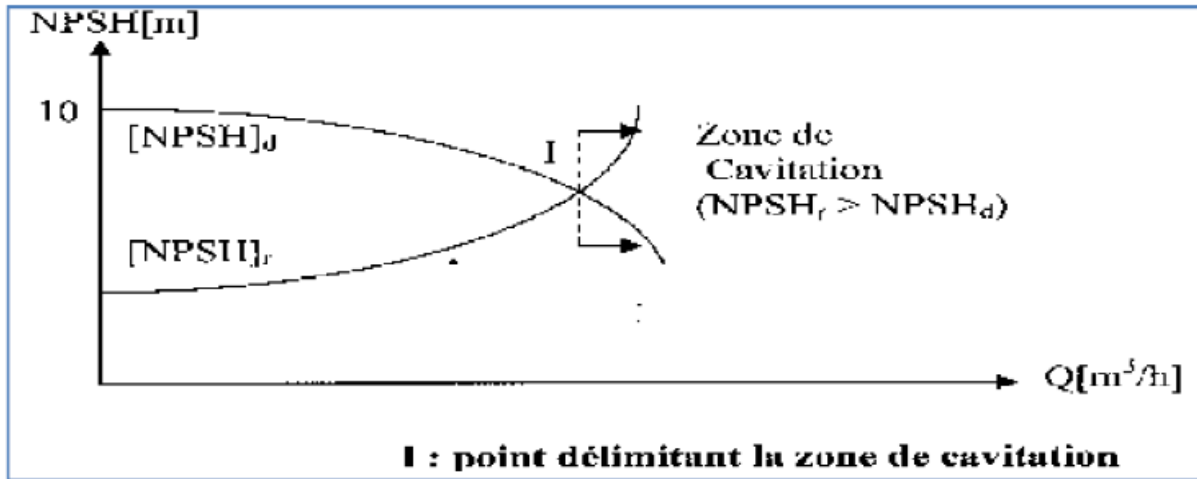


Figure 7.3 Graphe des courbes NPSH

7.11 Montage des pompes- pompe à axe vertical

7.11.1 Pompes à axe vertical-pompes immergées

Ces pompes sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants :[08]

➤ Pompe immergée à axe vertical commandée par un moteur placé en surface

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Ce type de pompe présente plusieurs avantages: hauteur manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes, encombrement réduit, travaux de génie civil moins onéreux pour la station de pompage, moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe, visite et entretien très faciles, pas de problème d'amorçage (la pompe étant immergée).

➤ Pompe à moteur immergé

La pompe (généralement multicellulaire) est accouplée à un moteur électrique (placé au dessous de la pompe) et l'ensemble est immergé dans le puits ou le forage. L'installation est très simplifiée, le groupe étant simplement suspendu à la canalisation de refoulement qu'il suffit de fixer au dessus du forage.

D'une manière générale, ces groupes motopompes à moteur immergé donnent satisfaction à condition que leur construction soit très soignée et qu'ils ne soient pas soumis à des conditions pénibles de marche (tension insuffisante, surcharge, etc).

7.12 Amorçage des pompes centrifuges

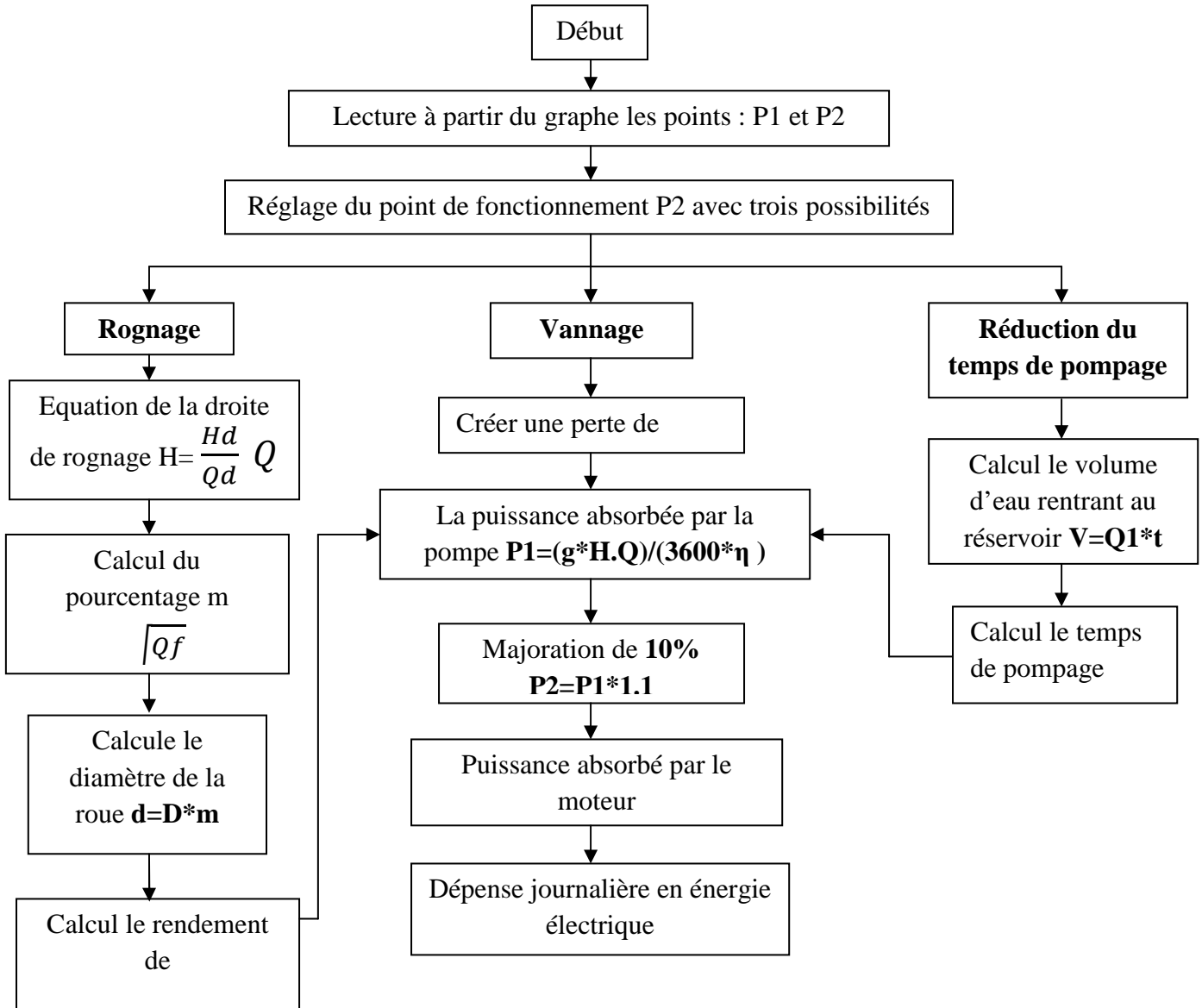
L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau.

L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants :[08]

- à la première mise en marche des pompes ;
- après une réparation ;
- à l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

Pour les pompes à axe vertical (pompes immergées) le problème d'amorçage ne se pose pas puisque la pompe sera dans l'eau et elle sera aussi tout le temps amorcée.

Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement



7.13 Etude et choix des pompes

Dans ce qui va suivre, nous allons étudier et choisir les pompes qui permettront de véhiculer l'eau à partir des forages de oued Mechtras vers le réservoir de stockage au niveau de Fekrane. Notre sera effectuée tronçon par tronçon et un logiciel caprari (caprari pump tutor) pour faciliter le choix.

7.13.1 Elévation des eaux des forages vers la station de reprise SR 01

Pour ce tronçon on a à relever un débit de 32 l/s soit 115,2 m³/h avec une hauteur manométrique Hmt de 93,872 m et une hauteur géométrique Hg de 83,27m. Afin de faciliter notre étude nous optons pour des pompes à immergées à axe verticale car les eaux sont puisé à partir des forages.

Après l'ingestion des données dans le logiciel et l'affichage des résultats, on choisit la pompe caprari E9S55/6A avec une vitesse de rotation 2900 tr/mn ces caractéristiques sont représentée dans le tableau qui suit :

Tableau 7.1 : caractéristique de la pompe caprari E9 S55/5A

caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (m ³ /s)	115,2	122
H (m)	93,872	95,1
P (Kw)	/	40,4
Rend (%)	/	79,1
NPSH (m)	/	5,32

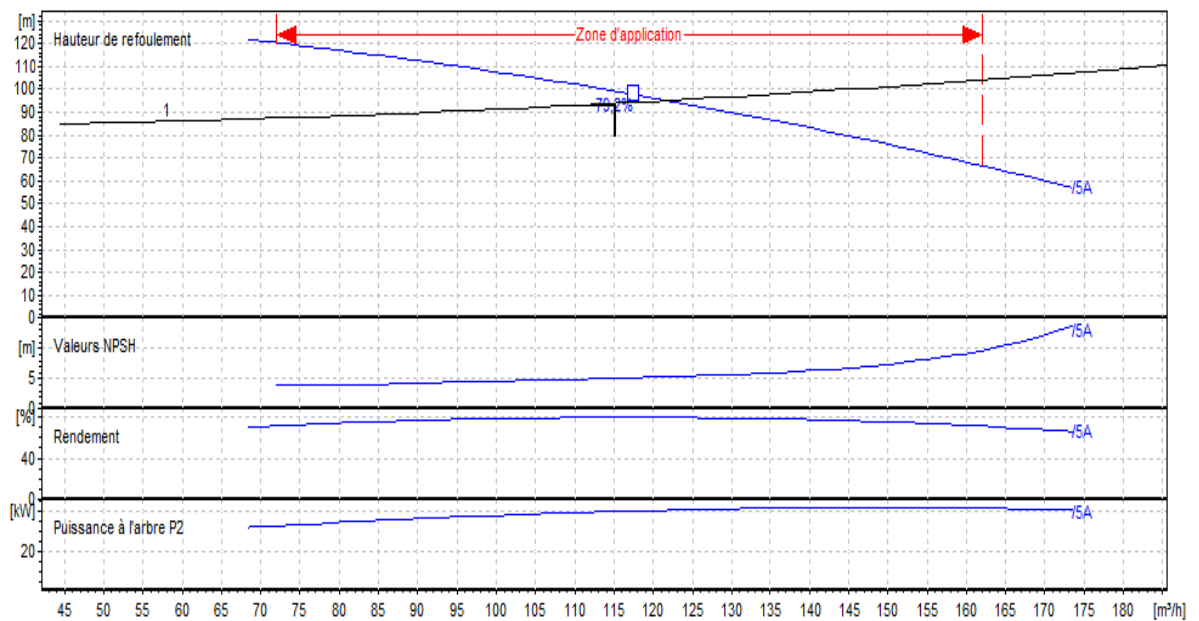


Figure 7.4: courbe caractéristique de la pompe E9 S55/5A

On remarque que point de fonctionnement de la pompe donné par le logiciel, est supérieur à celui voulu, donc on va effectuer des réglages sur cette pompe pour amener le point de fonctionnement réel au point de fonctionnement désiré.

a. Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

- **La courbe caractéristique de la pompe**

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facilement déduit à partir du logiciel caprari pump tutor.

- **La courbe caractéristique de la conduite**

Pour cette courbe, on doit connaître la nature de l'écoulement, qui est donnée par la relation suivante :

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

Avec :

V : la vitesse de l'écoulement en m/s ;

D : diamètre de la conduite en m ;

ν : la viscosité cinématique $10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ à 20°C ;

Re : nombre de Reynolds, sans dimension.

Après les calculs on trouve **Re = 209930,2 > 4000**, donc on a un régime turbulent rugueux.

Après, on détermine le coefficient de perte de charge λ , qui est donné pour le régime turbulent rugueux par la formule de **NIKURADZI** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = [1,14 - 0,86 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)]$$

Avec :

ε : coefficient de rugosité ;

D : diamètre de la conduite ;

ε/D : rugosité relative.

Dans la pratique ε égal à:

10^{-3} m pour l'acier ;

$0,03 \text{ m}$ pour la fonte ductile ;

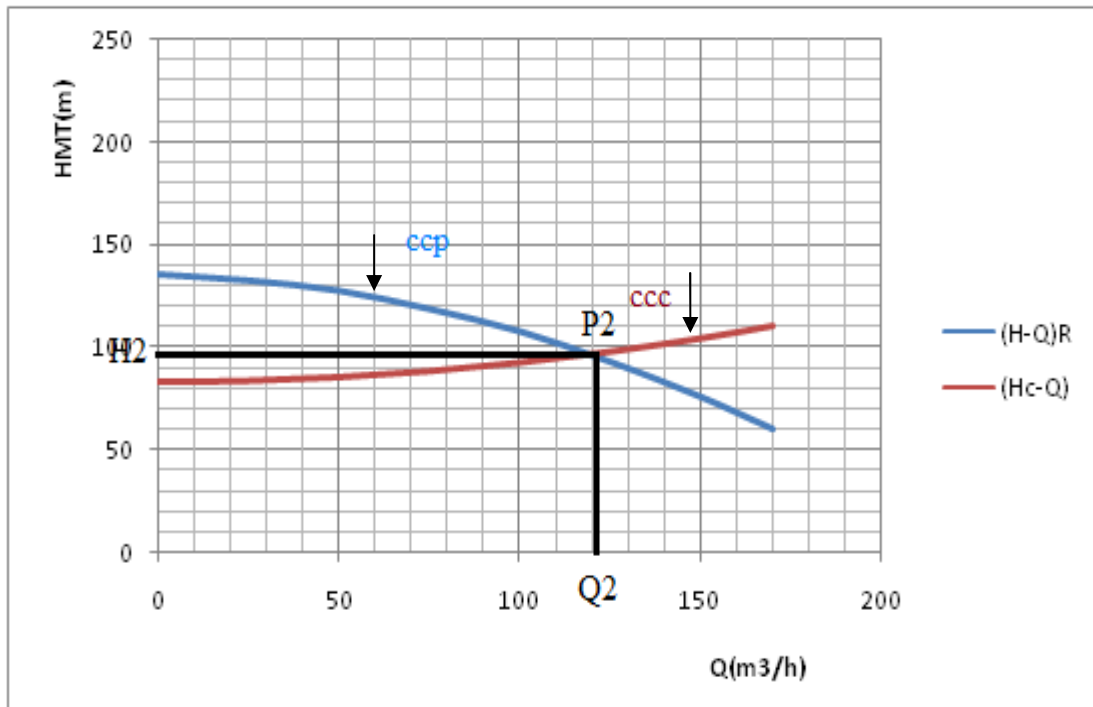
Pour le PEHD : si $D > 200 \text{ mm}$, $\varepsilon = 0,02 \text{ mm}$;

si $D \leq 200 \text{ mm}$, $\varepsilon = 0,01 \text{ mm}$.

Dans notre cas, on utilise un logiciel pour définir nos différentes pompes, ce qui est très facile de déterminer les points de la courbe caractéristique de la pompe choisie et ceux de la courbe de la conduite à partir du graphe donné par le logiciel. Après on dessine ces points sur une table excel, et on règle le point de fonctionnement de la pompe sur les valeurs de notre projet.

Tableau 7.2 : caractéristiques de la pompe et de la conduite(E9SS55/5A)

N°	Q(m ³ /h)	Q(m ³ /s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	0	83,27	136
2	25	0,0069	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	0,593	83,8634141	133
3	50	0,0139	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	2,374	85,6436564	128
4	75	0,0208	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	5,341	88,610727	119
5	100	0,0278	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	9,495	92,7646258	108
6	125	0,0347	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	14,835	98,1053528	93,1
7	150	0,0417	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	21,363	104,632908	75,9
8	170	0,0472	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	27,439	110,709468	60

**Figure 7.5 : courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite****a) Réglage du point de fonctionnement**

On a P_1 , le point de fonctionnement désiré avec :

$$Q_1 = 115,2 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_1 = 93,8716 \text{ m}.$$

On a P_2 , le point de fonctionnement effectif de la pompe avec :

$$Q_2 = 122 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_2 = 95,10 \text{ m} ;$$

$$\eta_2 = 79,1 \text{ \%}.$$

Le point P_2 se trouve décalé par rapport au point P_1 désiré, pour ramener au point de marche voulu, nous allons comparés les différentes méthodes de rapprochement de ce point.

*** La réduction du temps de pompage**

Le volume restant :

$$V = Q_1 \times t = 115,2 \times 24 = 2764,8 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage du débit Q_2 :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2764,8}{122} = 22,66 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe dans les conditions voulues :

$$P_1 = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 122 \times 95,1}{3600 \times 79,1} \times 100 = 39,97 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 39,97 = 43,97 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{43,97}{0,9} = 48,86 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P \times t \times P_u = 48,86 \times 4 \times 22,66 = \mathbf{4428,67 \text{ DA.}}$$

*** La création d'une perte de charge (vannage)**

$$J = H_3 - H_1 = 99,3 - 93,8716 = 5,4284 \text{ m}$$

Le temps de pompage est de 24 h, et le débit est de $115,2 \text{ m}^3/\text{h}$.

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_1 = \frac{g \times Q_1 \times H_3}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 115,2 \times 93,3}{3600 \times 79,1} \times 100 = 37,027 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 37,027 = 40,73 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{40,73}{0,9} = 45,26 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P \times t \times P_u = 45,26 \times 4 \times 24 = \mathbf{4344,96 \text{ DA.}}$$

* **Le rognage de la pompe :**

Il se fait en dessinant une droite qui passe par l'origine OQH et le point P₁, son point d'intersection avec la courbe caractéristique de la pompe nous donne le P_f qui a pour coordonnées :

$$Q_f = 118 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_f = 97,5 \text{ m} ;$$

$$\eta_f = 79,2 \text{ \%}.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} \text{ on pose } d = m \cdot D \text{ et on aura } \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{115,2}{118}} = 0,988$$

le pourcentage de rognage sera donc :

$$100 \times (1 - m) = 100 \times (1 - 0,988) = 1,2 \text{ \%}.$$

Le temps de pompage est de 24 h ;

La puissance absorbée par la pompe

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \eta_f} \times 100 = \frac{9,81 \times 118 \times 97,5}{3600 \times 79,2} \times 100 = 39,58 \text{ kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 39,58 = 43,54 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{43,54}{0,9} = 48,38 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P \times t \times P_u = 48,38 \times 4 \times 24 = \mathbf{4644,48 \text{ DA}}$$

Le critère de choix est donné par le minimum de puissance absorbée en une journée donc la dépense la plus petite.

Solution	Dépenses journalières (DA)
Réduction du temps de pompage	4428,67
Vannage	4344,96
rognage	4644,48

D'après ces résultats, on opte pour le vannage, car c'est cette solution qui nous permet un gain d'énergie par rapport aux autres solutions proposées.

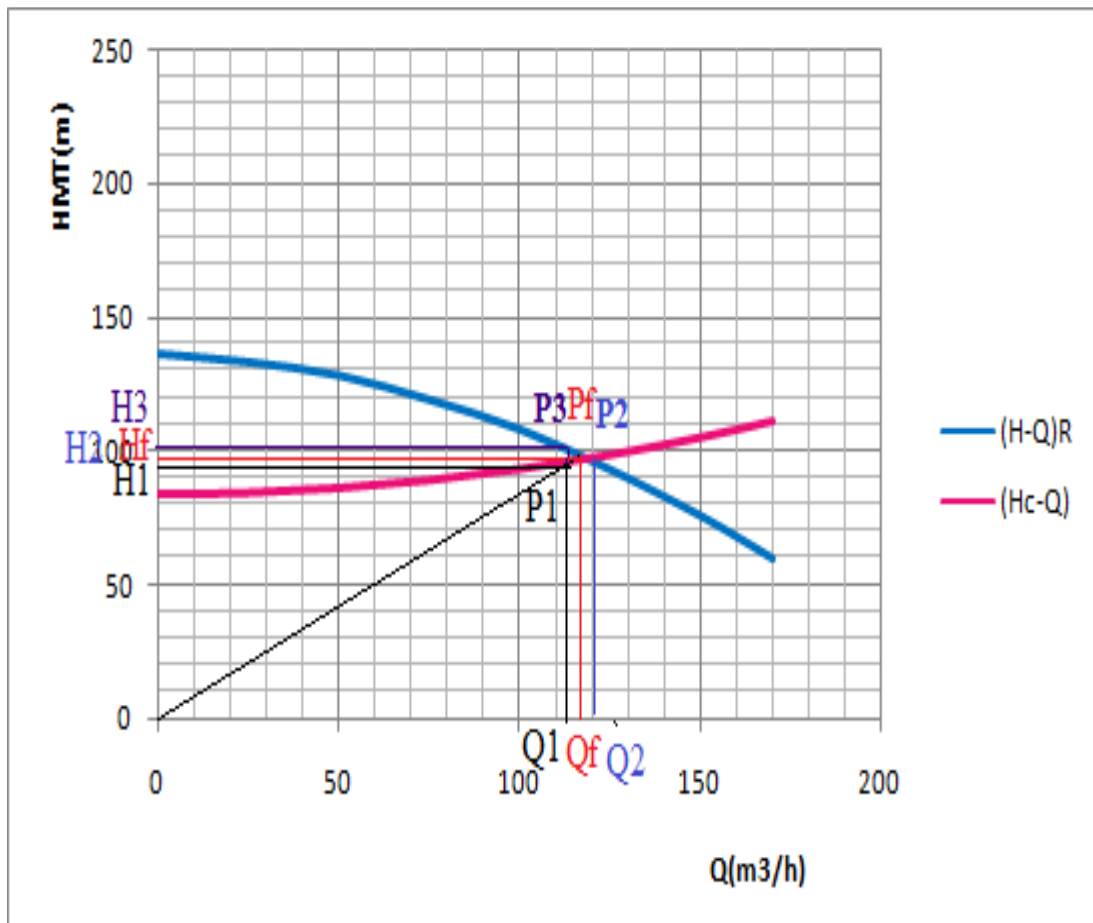


Figure 7.6 : point de fonctionnement de la pompe E9 S55/5A

7.13.2 Le tronçon station de reprise SR 01-Station de reprise SR 02

Entre la station de reprise SR 01 et la station SR 02, le débit qui circule est de 38,94 l/s ce qui nous fait 140,184 m³/h pour une hauteur manométrique Hmt de 316,135 m, et une hauteur géométrique de 209,1 m.

On injecte ces données dans le logiciel caprari pump tutor, après affichage des résultats on opte pour une pompe à axe horizontale caprari PM 100/5A, dont les caractéristiques au point de fonctionnement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.3 : caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A

caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (m ³ /s)	140,184	143
H (m)	220,783	221
P (Kw)	/	114
Rend (%)	/	76
NPSH (m)	/	1,89

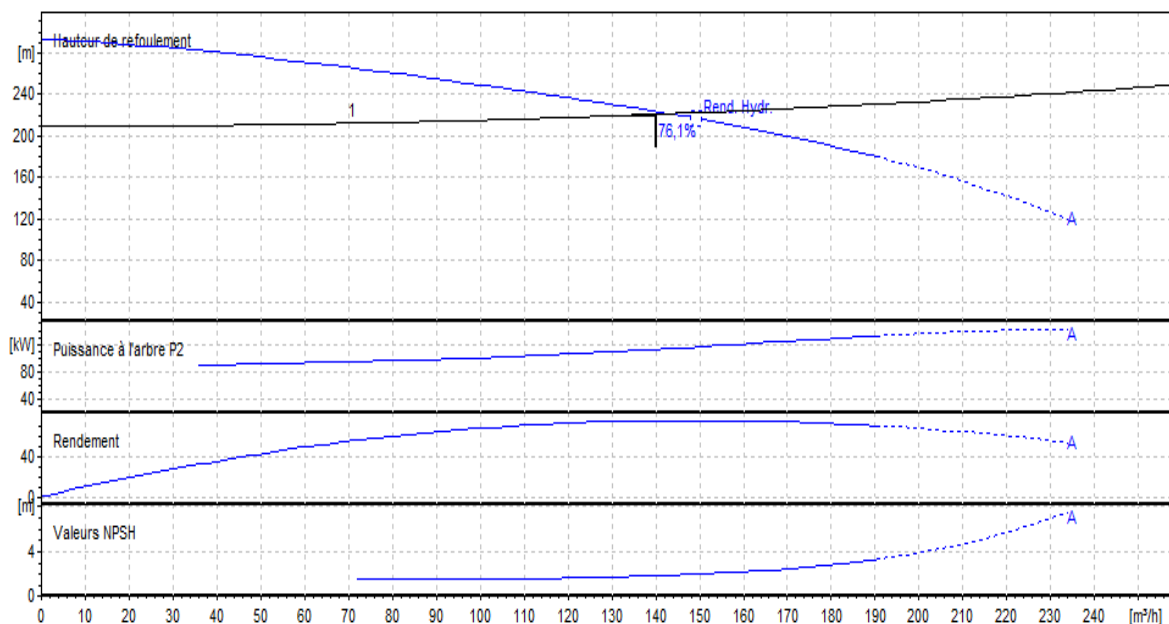


Figure 7.7 : courbe caractéristique de la pompe PM125 /9A

Le point de fonctionnement effectif de cette pompe est nettement supérieur au point de fonctionnement demandé, donc on fait la même chose qu'avec la première pompe.

a. Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

• La courbe caractéristique de la pompe

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facilement déduit à partir du logiciel caprari pump tutor.

• **La courbe caractéristique de la conduite**

Pour la déterminer manuellement on agit de la même manière, en utilisant les formules :

$Re = 216673,6 \rightarrow$ le régime est turbulent rugueux

$\lambda = 0,0466 ;$

$K = 10002,80.$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 7.4 : caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A)

N°	Q(m ³ /h)	Q(m3/s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	0	209,1	293
2	25	0,0069	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	0,482	209,582388	286
3	50	0,0139	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	1,930	211,029552	276
4	75	0,0208	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	4,341	213,441493	263
5	100	0,0278	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	7,718	216,81821	249
6	125	0,0347	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	12,060	221,159703	234
7	150	0,0417	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	17,366	226,465972	216
8	170	0,0472	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	22,306	231,405627	200
9	190	0,0528	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	27,863	236,962738	180

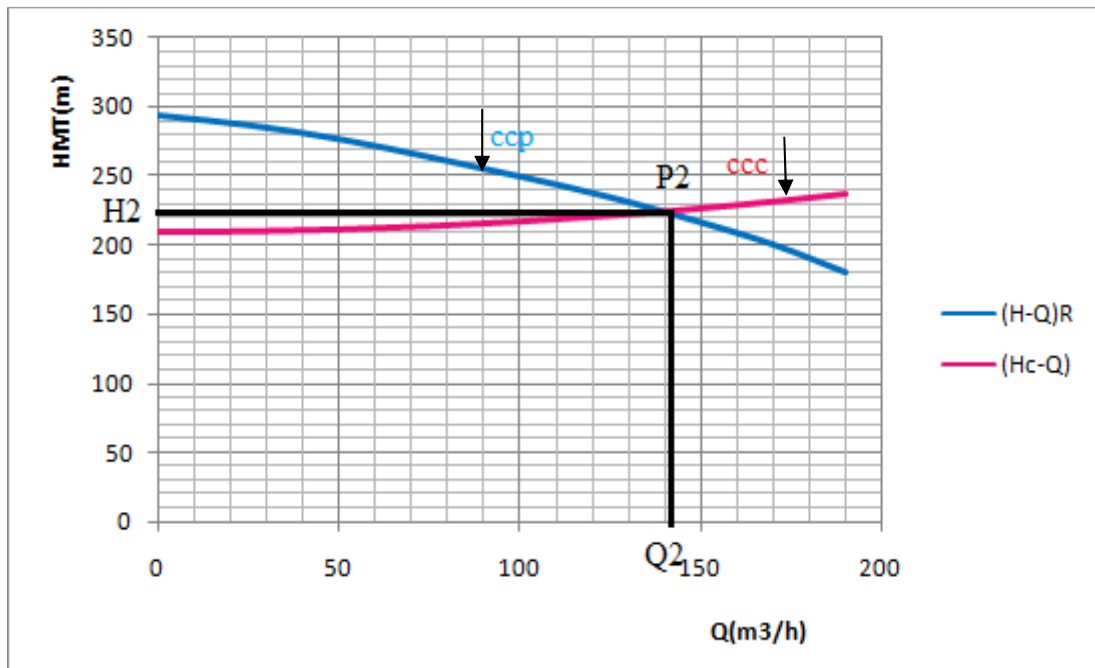


Figure 7.8 : courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A)

a. Réglage du point de fonctionnement

On a le point P_1 , le point de fonctionnement voulu avec :

$$Q_1 = 140,184 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_1 = 220,783 \text{ m.}$$

Et le point P_2 , le point de fonctionnement réel avec :

$$Q_2 = 143 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_2 = 221 \text{ m} ;$$

$$\eta_2 = 76 \% .$$

On remarque que le point de fonctionnement désiré et le réel se trouve presque dans le même lieu, donc on opte pour cette pompe sans réglage.

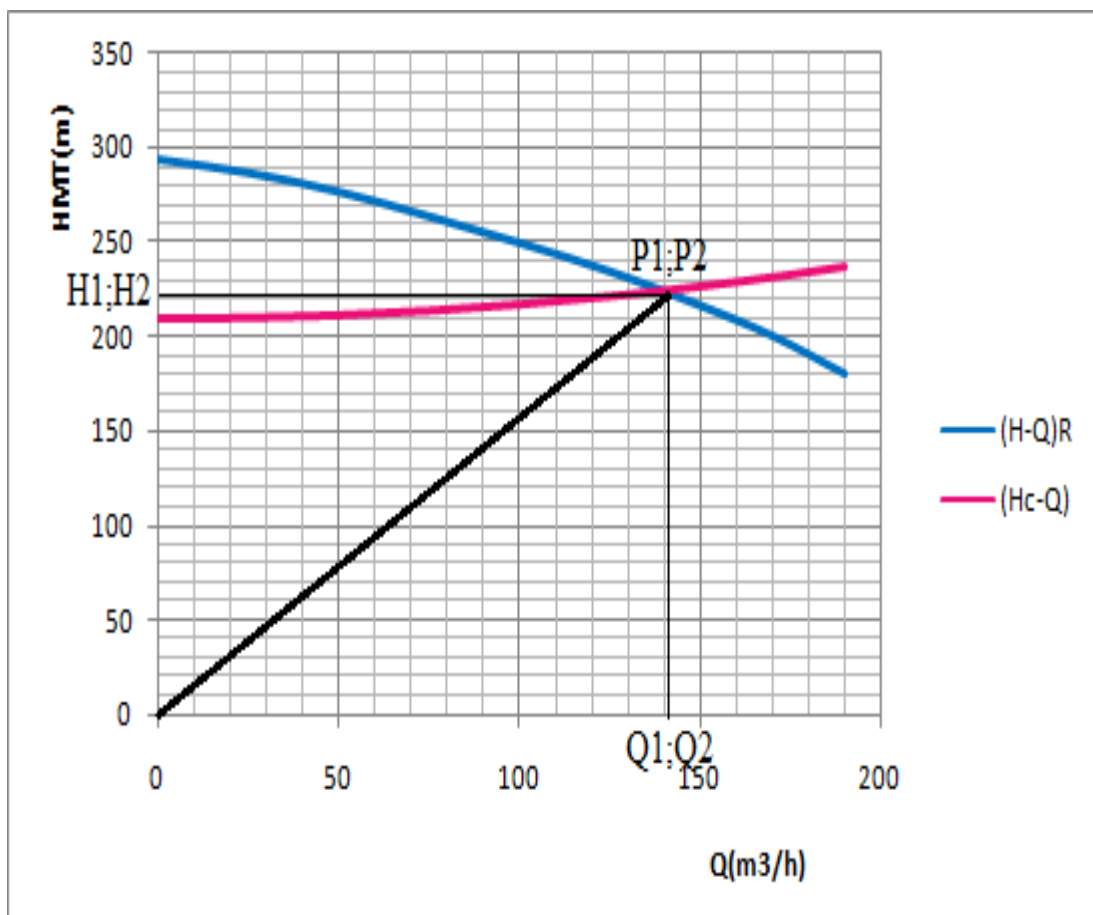


Figure 7.9 : réglage du point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A

7.13.3 Le tronçon station de reprise SR 02-réservoir de stockage Fekrane

Pour ce tronçon le débit à élever est 38,94 l/s soit 140,184 à une hauteur Hmt 476,86 m, pour une 176,63 m.

Le logiciel caprari pump tutor après avoir fait rentrer les données précédentes, nous a donné une série de pompes qui ont les caractéristiques pour réaliser ce transfert, on opte pour la pompe à axe horizontale caprari PM 125/5F

Tableau 7.5 : caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F

caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (m ³ /s)	140,184	160
H (m)	277,61	309
P (Kw)	/	196
Rend (%)	/	69,3
NPSH (m)	/	3,96

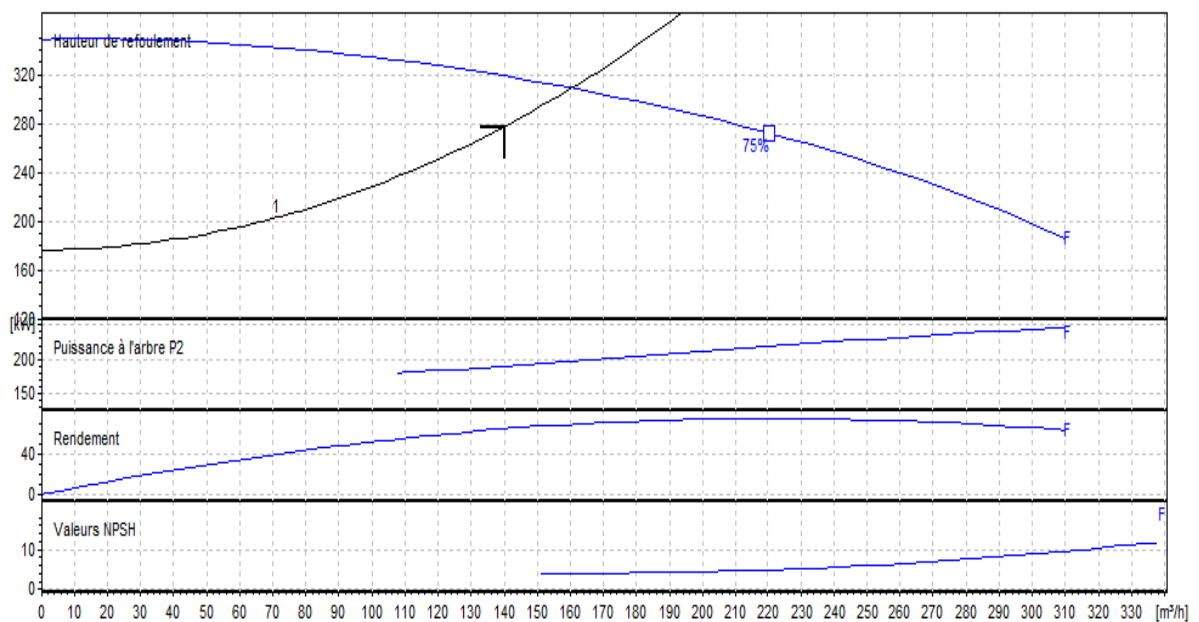


Figure 7.10 : courbe caractéristique de la pompe PM 125/5F

a. Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

• **La courbe caractéristique de la pompe**

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facilement déduit à partir du logiciel caprari pump tutor.

• **La courbe caractéristique de la conduite**

Pour la déterminer manuellement on agit de la même manière, en utilisant les formules :

$Re = 273126,4 \rightarrow$ le régime est turbulent rugueux

$\lambda = 0,0433$;

$K = 68283,419$.

Tableau 7.6 : caractéristiques de la pompe et la conduite

N°	Q	Q(m ³ /s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	dht(m)	Hc(m)	hp(m)
1	0	0	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	0	176,63	349
2	66,5	0,0185	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	23,300	199,929873	344
3	110	0,0306	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	63,752	240,382266	331
4	140	0,0389	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	103,268	279,898133	319
5	160	0,0444	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	134,881	311,510827	309
6	167	0,0464	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	146,941	323,571069	306
7	200	0,0556	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	210,751	387,381292	286
8	220	0,0611	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	255,009	431,639063	272
9	250	0,0694	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	68283,419	329,299	538,398893	248

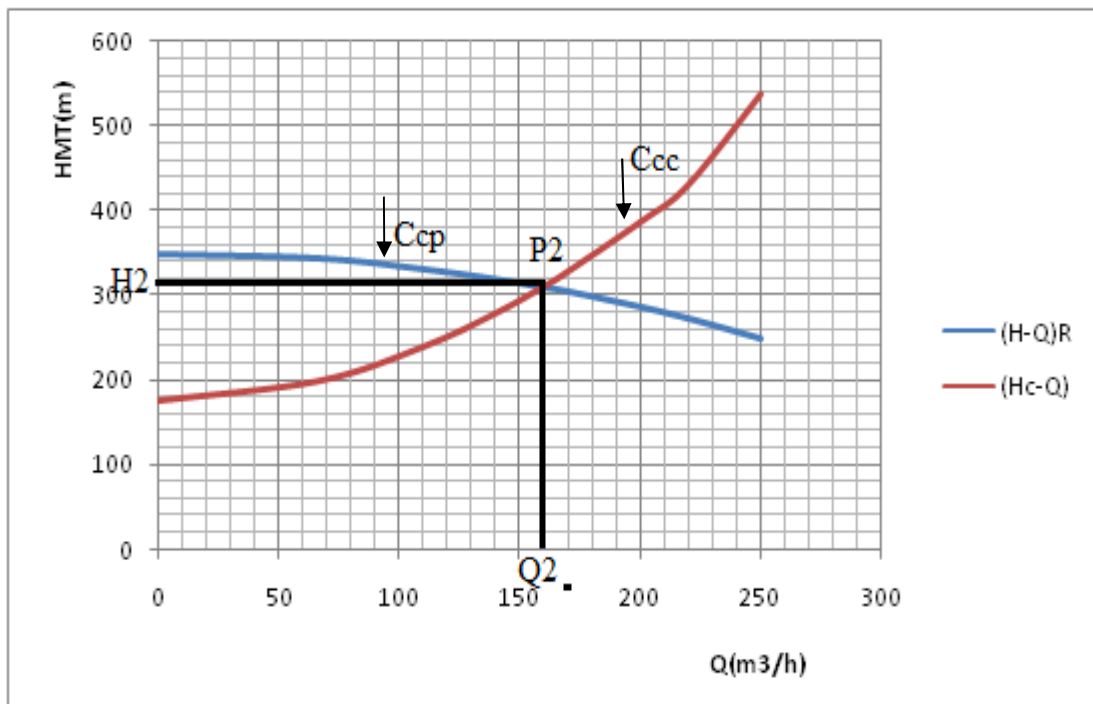


Figure 7.11 : point de fonctionnement effectif de la pompe PM 125/5F

b. Réglage du point de fonctionnement

On a le point P_1 , le point de fonctionnement voulu avec :

$Q_1 = 140,184 \text{ m}^3/\text{h}$;

$H_1 = 277,61 \text{ m}$.

Et le point P₂, le point de fonctionnement réel avec :

$$Q_2 = 160 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_2 = 309 \text{ m} ;$$

$$\eta_2 = 69,3 \text{ \%}.$$

*** La réduction du temps de pompage**

Le volume restant :

$$V = Q_1 \times t = 140,184 \times 20 = 2803,68 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage du débit Q₂ :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2803,68}{160} = 17,52 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe dans les conditions voulues :

$$P_1 = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 160 \times 309}{3600 \times 69,3} \times 100 = 194,41 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 194,41 = 213,85 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{213,85}{0,9} = 237,61 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P \times t \times P_u = 237,61 \times 4 \times 18,81 = \mathbf{16651,71 \text{ DA.}}$$

*** La création d'une perte de charge (vannage)**

$$J = H_3 - H_1 = 319 - 277,61 = 41,39 \text{ m}$$

Le temps de pompage est de 20 h, et le débit est de 140,184 m³/h .

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_1 = \frac{g \times Q_1 \times H_3}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 140,184 \times 319}{3600 \times 69,3} \times 100 = 175,84 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 175,84 = 193,42 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{193,42}{0,9} = 214,91 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P \times t \times P_u = 214,91 \times 4 \times 20 = \mathbf{17192,8 \text{ DA}}$$

*** Le rognage de la pompe :**

Il se fait en dessinant une droite qui passe par l'origine 0QH et le point P₁, son point d'intersection avec la courbe caractéristique de la pompe nous donne le Pf qui a pour coordonnées :

$$Q_f = 167 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_f = 306 \text{ m} ;$$

$$\eta_f = 70,4 \text{ \%}.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} \text{ on pose } d = m \cdot D \text{ et on aura } \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{140,184}{167}} = 0,918$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$100 \times (1 - m) = 100 \times (1 - 0,918) = 8,2 \text{ \%}.$$

Le temps de pompage est de 20 h ;

La puissance absorbée par la pompe

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \eta_f} \times 100 = \frac{9,81 \times 167 \times 306}{3600 \times 70,4} \times 100 = 197,80 \text{ kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 197,80 = 217,58 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{217,58}{0,9} = 241,76 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P \times t \times P_u = 241,76 \times 4 \times 20 = \mathbf{19340,8 \text{ DA}}$$

Solution	Dépenses journalières (DA)
Réduction du temps de pompage	16651,71
Vannage	17192,8
rognage	19340,8

D'après ces résultats, on opte pour la réduction du temps de pompage, car c'est cette solution qui nous permet un gain d'énergie par rapport aux autres solutions proposées.

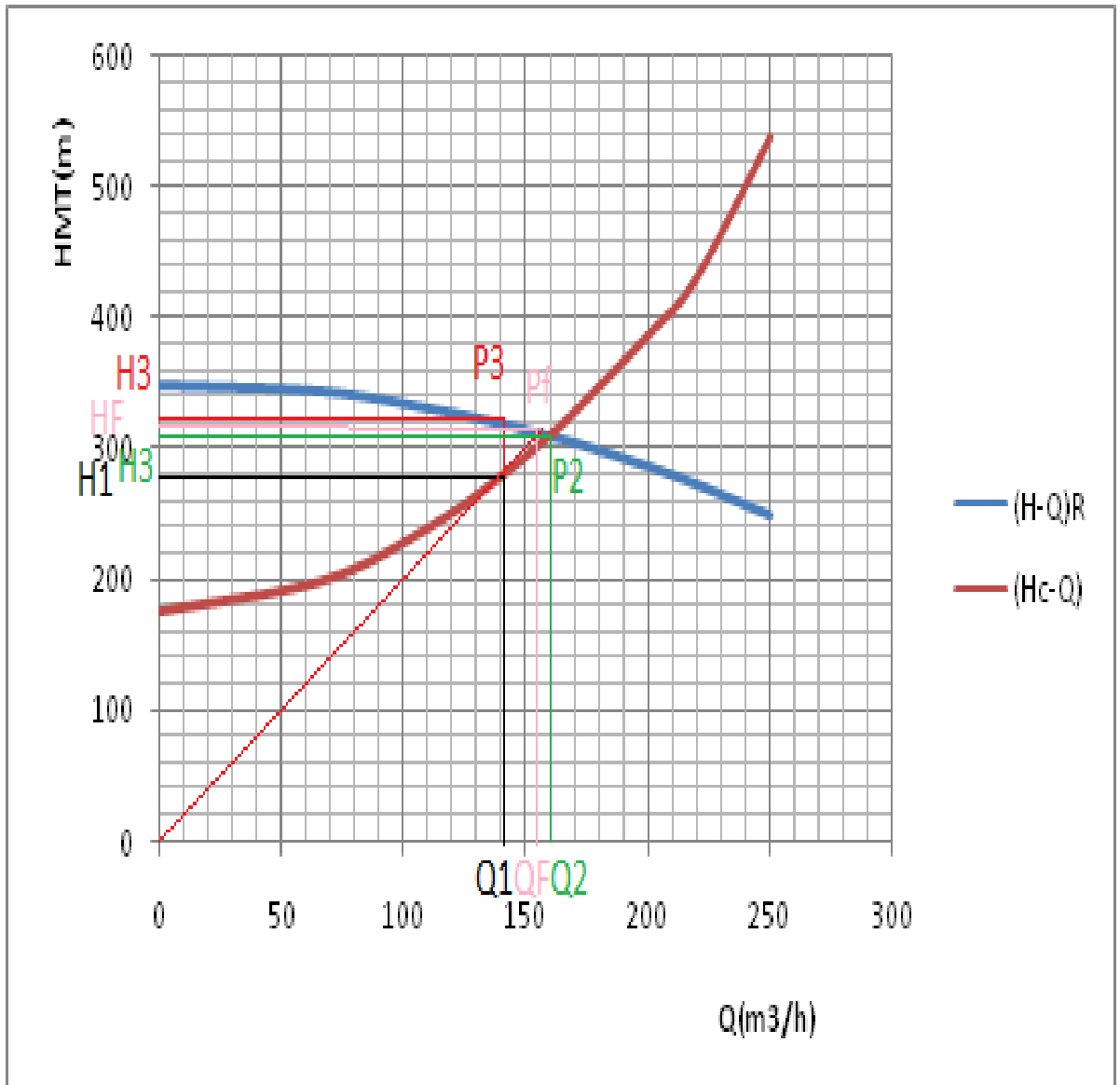


Figure 7.12 : point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F

Tableau 7.7 : récapitulatif des pompes retenues pour le réseau

Tronçon	Debit (l/s)	Hmt (m)	Pompe retenu	Caractéristiques	Depenses journalieres
Forage-SR 01	32	93,87	E9S55/5A, électropompe immergée, 5 étages courbe de la roue A	N=2900t/mn $\eta_{\max}=79,2\%$	4344,96 DA
SR 01-SR 02	38,94	220,78	PM125/9A, électropompe à axe horizontal ,9 étages courbe de la roue A	N=1450 t/mn $\eta_{\max}= 76,1\%$	/
SR 02-réservoir Fekrane	38,94	277,61	PM125/5F, électropompe à axe horizontale, 5 étages courbe de la roue F	N= 2900 t/mn $\eta_{\max} =76,6\%$	16651,71 DA
Total	/	/	/	/	20 996,67, DA

7.14 Conclusion

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la région d'étude, nous avons choisis les pompes suivantes :

- Du forage au niveau d'oued Mechtras vers la station de reprise SR 01 :

On a optés pour une pompe à axe verticale immergée E 9S55, à cinq étages, courbe de la roue A (5A) avec vitesse de rotation 2900 t/mn et le diamètre de la bride aspiration DN 125 mm.

- De la station de reprise SR 01 à la station de reprise SR 02 :

On a choisis une pompe à axe horizontale PM 125, à neuf étages avec la courbe de la roue A (9A), la vitesse de rotation est de 1450 t/mn et le diamètre de la bride d'aspiration DN 125 mm.

- de la station de reprise SR 02 vers le réservoir de stockage Fekrane :

On a retenu la pompe à axe horizontale PM 125 cinq étages, la courbe de la roue F (5F), la vitesse de rotation 2900 t/mn, le diamètre de la bride d'aspiration DN 125 mm.

Les dépenses totales journalières totale pour les trois tronçons sont de **vingt mile neuf cent quatre vingt seize dinars** et quatre **soixante sept centime (20 996,67 DA)**

8.1 Introduction

Afin d'assurer à notre réseau un bon entretien et une longévité, nous allons étudier dans ce chapitre le coup de bélier et protéger les canalisations contre ce phénomène.

8.2 Définition

On appelle coups de bélier les variations des pressions (surpression dépression) provoquée par le changement du régime du liquide s'écoulant à dans la conduite. Ces variations de pression sont d'autant plus importantes, qu'elles se traduisent souvent par un bruit caractéristique, et peuvent entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement.

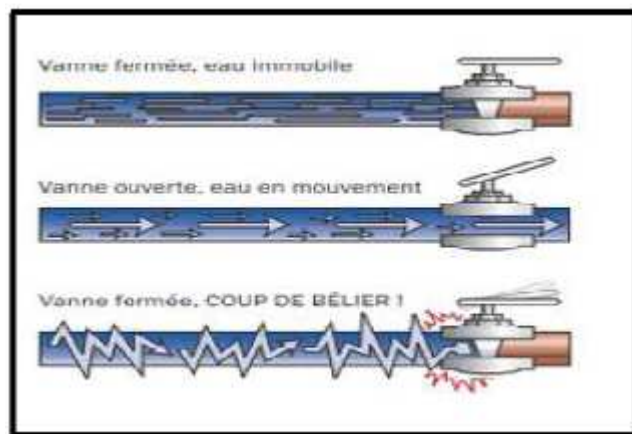


Figure 8.1 : le coup de bélier

8.2.1 Les causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Fermeture et ouverture rapide d'une vanne ;
- Fermeture et ouverture rapide d'un robinet ;
- démarrage/arrêt d'une pompe.

8.2.2 Les conséquences de ce phénomène

- Déboitement des conduites et ruptures des joints ;
- Déboitement des accessoires (vannes, robinets) ;
- Eclatement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Eclatement de la conduite par surpression.



Figure 8.2 : conséquences du coup de bélier

8.2.3 Analyse physique du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction.

On admet une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène du coup de bélier.

* Première phase

Par suite de son inertie, la colonne liquide va poursuivre son chemin ascendant, il va en résulter une dépression. Chaque tranche d'eau considérée dans la conduite se contacte successivement par diminution élastique du diamètre de la conduite ; une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse (a) ; et le temps sera $t = \frac{L}{a}$; au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute sa longueur.

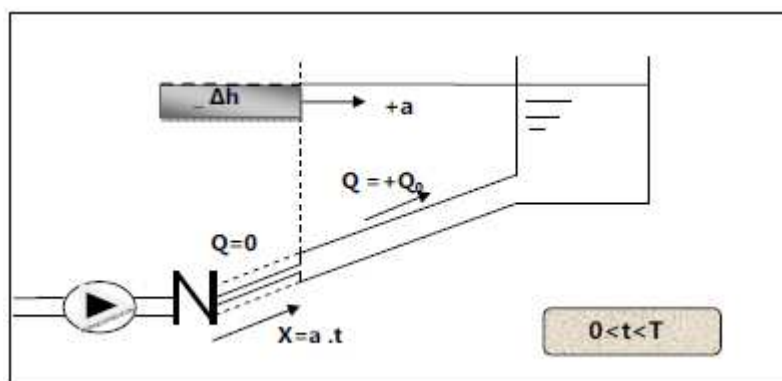


Figure 8.3 : l'état de la conduite pendant la phase 1

* **La deuxième phase**

En raison de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial tranche par tranche à partir du réservoir, si bien que l'eau redescende dans la conduite et au bout de temps $\frac{L}{a}$ et depuis l'origine $t = \frac{2L}{a}$, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

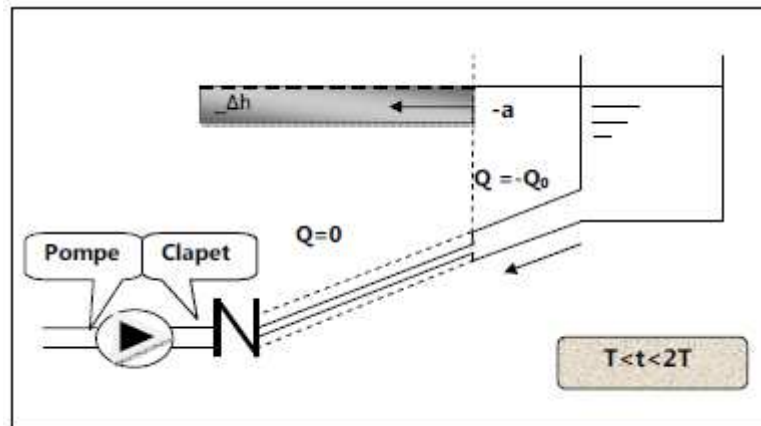


Figure 8.4 : représentation de la phase 2 du coup de bélier

* **La troisième phase**

La première tranche du fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes entraînant une dilatation de la conduite.

Une onde de pression gagne toute la canalisation dans le sens pompe –réservoir, au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ ($\frac{3L}{a}$ depuis l'origine), toute la conduite est **dilatée**, au bout de ce temps, l'eau est mobile et en surpression.

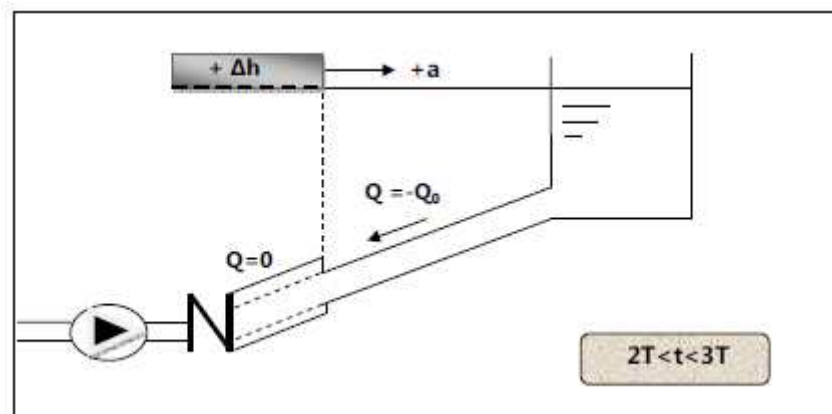


Figure 8.5 : phase trois du coup de bélier

* La phase quatre

La conduite reprend son diamètre initial grâce à son élasticité de proche en proche du réservoir à la pompe, au bout de temps $\frac{L}{a}$ ($\frac{4L}{a}$ depuis l'origine), nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe, ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

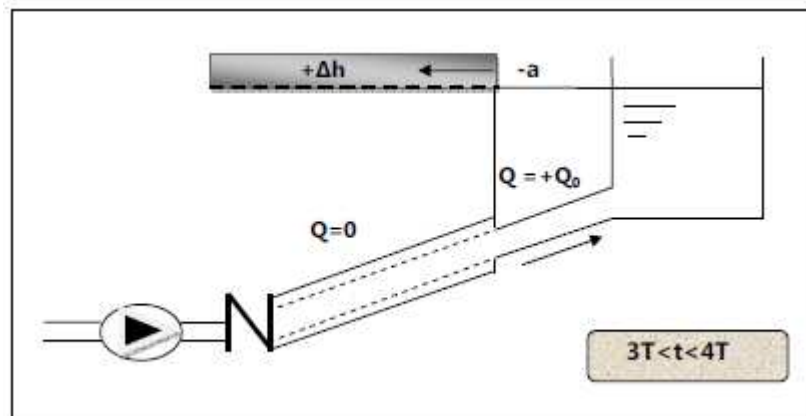


Figure 9.6 : représentation de la phase quatre

8.3 La célérité de l'onde

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en **PEHD** est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \quad (8.1)$$

Avec :

a : célérité de l'onde en m/s ;

k : coefficient qui dépend du matériau, pour le **PEHD** il est de 83 ;

D : diamètre de la conduite en m ;

e : épaisseur de la conduite en m.

8.4 Calcul de la valeur du coup bélier

8.4.1 Cas de d'arrêt brusque $t \leq \frac{2L}{a}$

Dans le cas d'une fermeture brusque, La valeur coup de bélier est donnée par la Formule de **JUKOWSKI** :

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad (8.2)$$

Avec :

b : la valeur du coup de bélier en m;

a : la célérité de l'onde ;

V_0 : la vitesse de l'écoulement dans la conduite en m/s ;

g : l'accélération de la pesanteur 9,81 m/s².

8.4.2 Cas de fermeture lente $t > \frac{2L}{a}$

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à un aller et un retour d'ondes.

La valeur coup de bélier est donnée par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \rightarrow t = \frac{2LV_0}{gt} \quad (8.3)$$

Avec L la longueur de la conduite en mètre (m).

8.5 Moyens de protection

Pour diminuer l'intensité du coup de bélier et amoindrir ses conséquences néfastes, on peut chercher à ralentir, et à étaler dans le temps, le processus perturbateur qui est à l'origine des trains d'ondes de pression (surpression ou dépression) par plusieurs moyens.

a. Vannes à fermeture lente

Elles ne servent à protéger que des adductions gravitaires car elles ne remédient en aucun cas à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit davantage de limiter l'intensité du coup de bélier que de lui apporter remède.

b. Volants d'inertie

On peut protéger une conduite contre l'arrêt interprétatif de la pompe, en munissant celle-ci d'un volant d'inertie, ce dernier va restituer en fonction de cette inertie, l'énergie qu'il avait accumulée, par conséquent il va allonger le temps d'arrêt. (Il interviendra en dépression), il est utilisé pour des conduites dont la longueur $L < 1000$ m.

c. Cheminée d'équilibre

Elle est relativement peu utilisée pour la protection des canalisations de refoulement, cette ouvrage est surtout utilisé pour les charges faibles et dans la protection des points hauts de canalisation .On peut distinguer les cheminées suivantes :

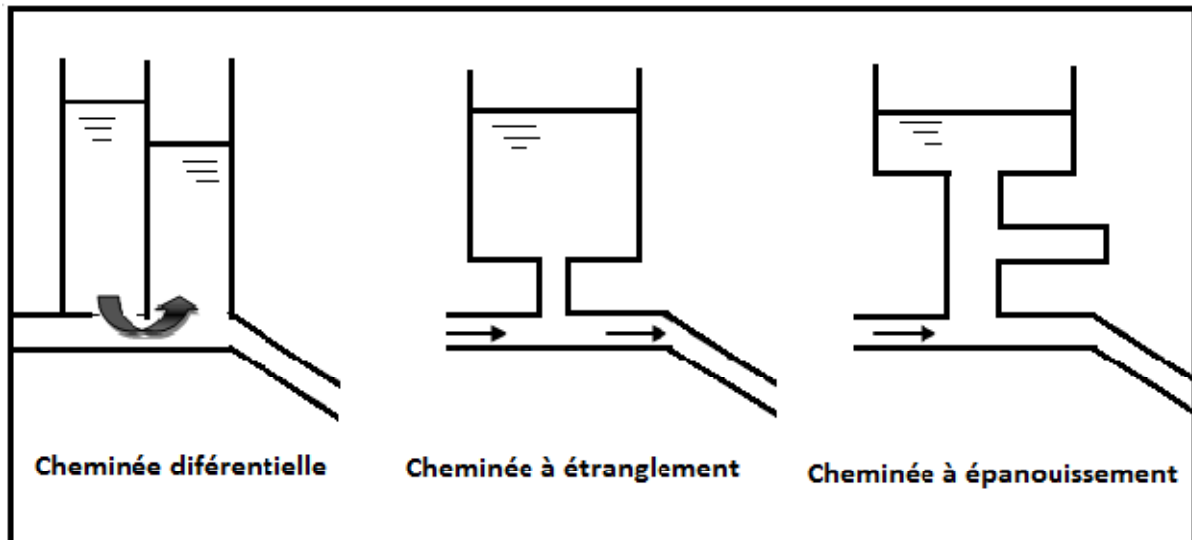


Figure 8.7 : différentes types de cheminées d'équilibre

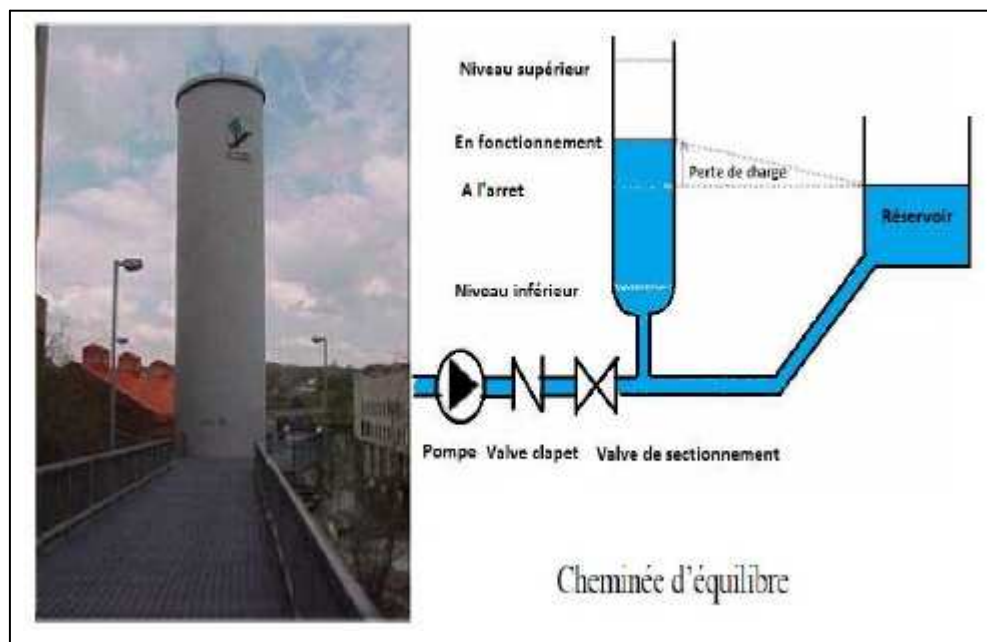


Figure 8.8 : cheminées d'équilibre sur une conduite de refoulement

d. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre, et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

e. Clapet anti-retour

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe .En fonctionnement normal, le clapet reste fermé .Il est ouvert dès qu'une dépression se manifeste et rétablit la pression .Il interdit par contre le retour de l'eau.

f. Réservoir d'air

Un réservoir d'air anti bélier est un appareil ou un dispositif hydraulique qui protège la conduite (en charge) transportant un fluide contre le phénomène du coup de bélier causé par l'arrêt brusque d'une pompe ou une fermeture d'une vanne ,donc c'est un dispositif dont le rôle est d'amortir les surpressions et les dépressions qui peuvent endommager un réseau sous pression lors d'un régime transitoire.

Dans notre cas, nous allons opter pour ce dispositif pour la protection des conduites, en raison des avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer et facile à contrôler.

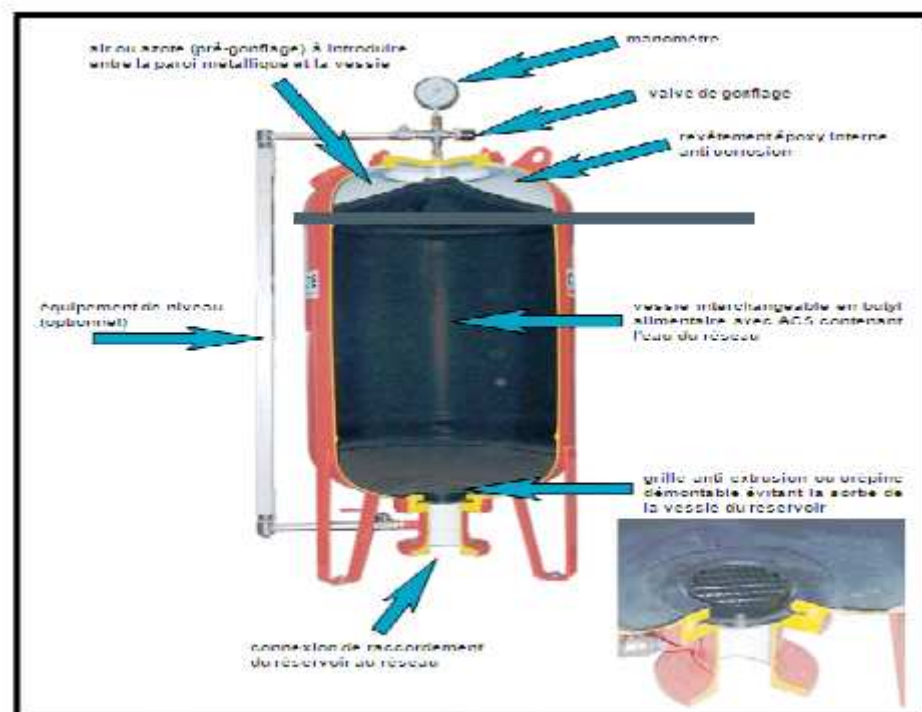


Figure 8.9 : réservoir d'air anti bélier

8.6 Principe du fonctionnement du réservoir d'air

Après disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression, le clapet se ferme, l'air contenu dans le réservoir d'air, se déprime en refoulant de l'eau dans la conduite. La vitesse de l'eau dans la conduite diminue jusqu'à l'annulé, par conséquent, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.



Figure 8.10 : principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

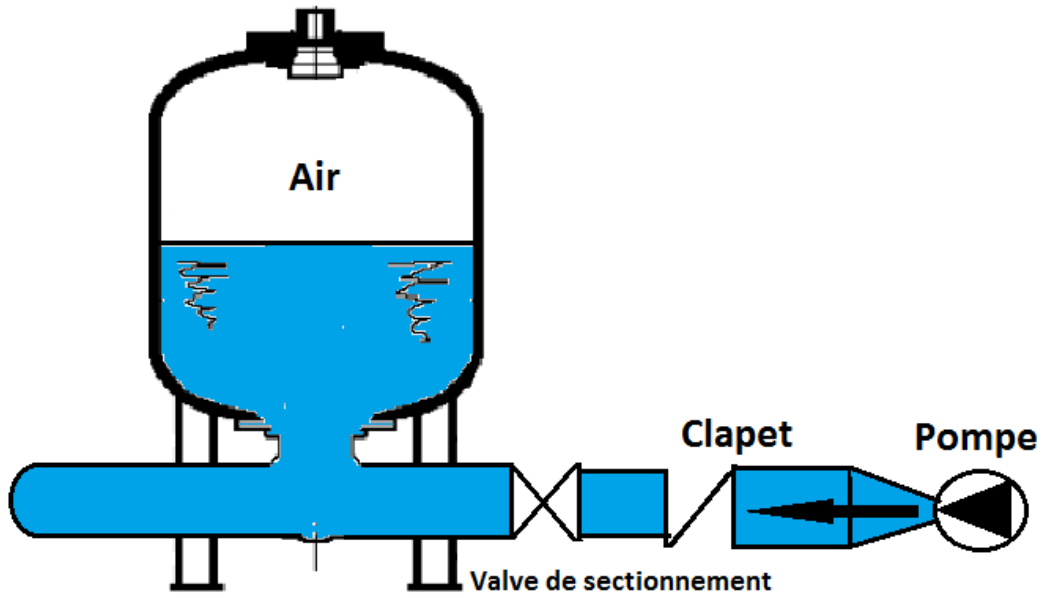


Figure 8.11 : disposition du réservoir d'air

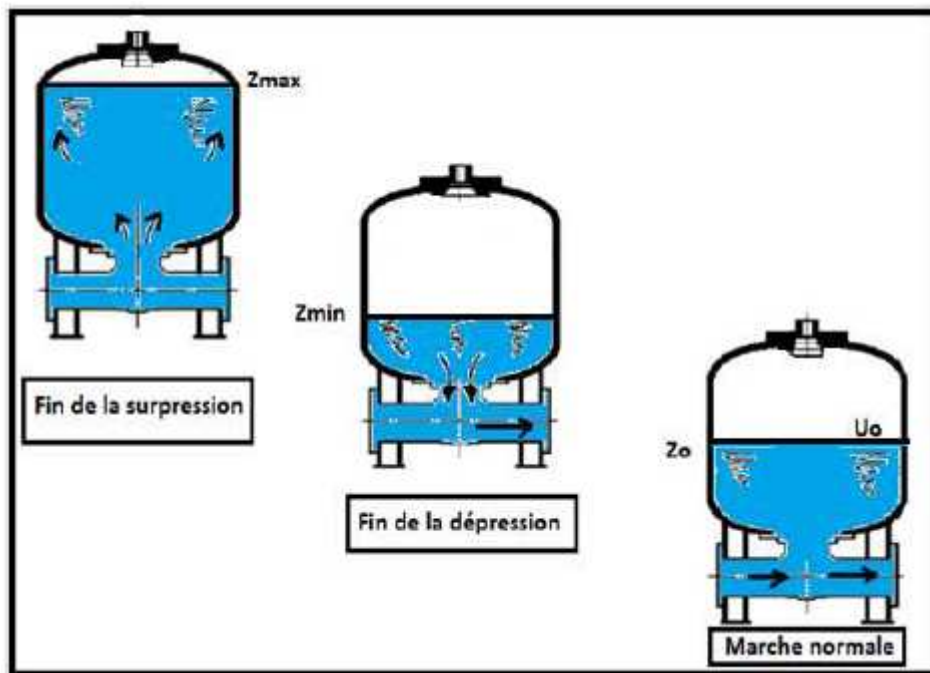


Figure 8.12 : variation du volume d'air dans le réservoir au cours de son fonctionnement

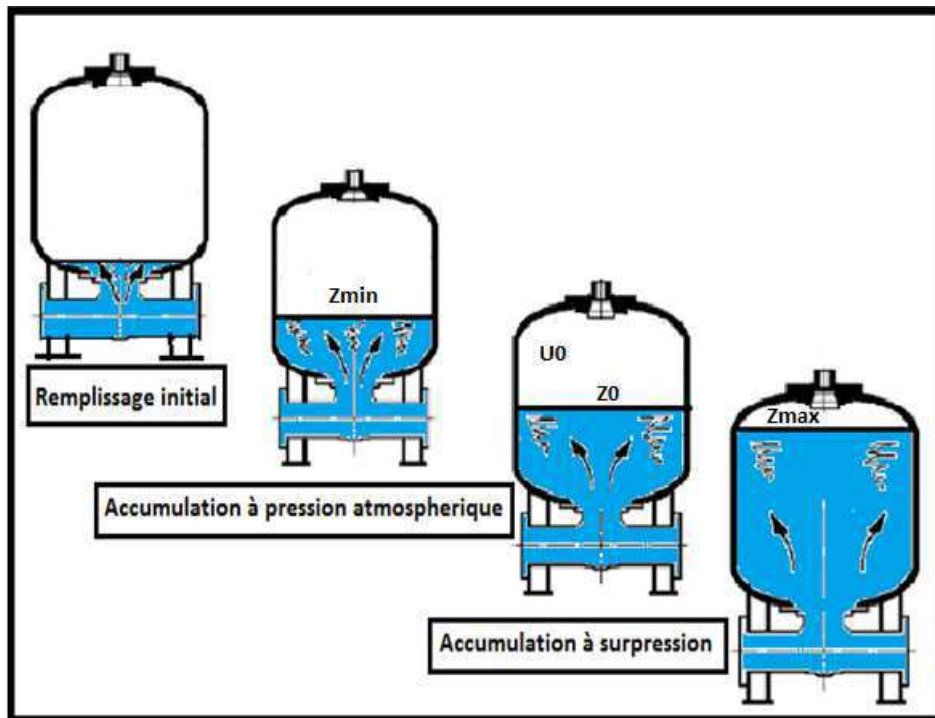


Figure 8.13 : remplissage du réservoir anti-bélier

8.7 Calcul des réservoirs d'air

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

- **Méthode de Puech et Meunier** : Permet de déterminer le volume des ballons de protection ;
- **Méthode de Bergeron** : La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations ;
- **Méthode de Vibert** : Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

8.7.1 Protection de la conduite reliant le forage à la station de reprise 01

Pour déterminer, le volume du réservoir d'air on va utiliser la méthode de **Puech et Meunier**, qui a pour conditions d'utilisation :

- Le réservoir d'air disposé à la station de pompage ;
- La canalisation à caractéristiques unique ;
- Le réservoir d'arrivé à niveau constant ;

- La loi de détente de l'air est $PV^{1,2}=\text{constante}$;
- Tenir compte des pertes de charges dans la conduite et celles éventuelles au remplissage du ballon.

Cette méthode utilise trois nombre adimensionnels :

- K : qui caractérise les pertes de charge ;
- A : qui caractérise la conduite de refoulement ;
- B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

* Les caractéristiques de la conduite

La longueur de la conduite :	$L = 831\text{m}$;
Diamètre extérieur de la conduite :	$D_{\text{ext}} = 250\text{ mm}$;
Epaisseur de la conduite :	$e = 27,9\text{ mm}$;
Section de la conduite :	$S = 0,0296\text{ m}^2$;
Vitesse moyenne de l'écoulement :	$V_0 = 1,081\text{ m/s}$;
Hauteur géométrique :	$H_g = 83,27\text{ m}$;
Hauteur manométrique :	$H_{\text{mt}} = 93,87\text{ m}$;

a. Dépressions

* Le profil en long de la conduite

Tableau 8.1 : profil en long de la conduite

Cote z(m)	190,13	199,86	203,82	215,93	229,09	238,84	245,45	258,39	273,64
X (m)	0	106,99	200,01	299,44	402,85	504,73	600,05	707,55	831

* Dimensionnement du réservoir d'air

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 \frac{0,25}{0,0279}}} = 351,77\text{ m/s}$$

➤ Caractéristiques de la conduite A :

$$H_0 = H_g + 10 = 83,27 + 10 = 93,27\text{ m} ;$$

$$A = \frac{aV_0}{gH_0} = \frac{351,77 \times 1,081}{9,81 \times 93,27} = \mathbf{0,41}$$

➤ Caractéristiques des pertes de charges K :

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 93,87 + 10 = 103,87 \text{ m ;}$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{103,87 - 93,27}{93,27} = \mathbf{0,114}$$

➤ Caractéristiques du réservoir B

Nous devons considérer la famille de courbes B pour $A = 0,41$ et $K = 0,114$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes : $K = 0,1$ et $A = 0,5$ (voir l'annexe 04).

Tableau 8.2 : profil en long du tronçon forage à la station de reprise SR 01

z (m)	190,13	199,86	203,82	215,93	229,03	238,84	245,45	258,39	273,64
X (m)	0	106,99	200,01	299,44	402,85	504,73	600,05	707,55	831
$\frac{\Delta Z + 10}{H_0}$	0,11	0,21	0,25	0,38	0,52	0,63	0,70	0,84	1
X/L	0	0,13	0,24	0,36	0,48	0,61	0,72	0,85	1

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes B sélectionnées. Le graphe de MEUNIER et PUECH nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

Pour $B = 0,2$ on aura toute la conduite protégée contre les variations de pression, cette valeur de B nous permettra de calculer le volume d'air comprimé U_0 .

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{B} = \frac{1,081^2}{9,81 \times 103,87} \times \frac{831 \times 0,0296}{0,2} = 0,141 \text{ m}^3$$

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,84 \text{ donc } P_{min} = H_0 \times 0,84 = 93,27 \times 0,84 = 78,35 \text{ m d'eau.}$$

Nous avons :

$$P_{min} * U_{max}^{1,2} = H_{abs} * U_0^{1,2} \text{ donc } U_{max} = U_0 * \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{\frac{1}{1,2}} = 0,178 \text{ m}^3.$$

Le plus grand volume d'air est de $0,178 \text{ m}^3$. Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume $0,214 \text{ m}^3$.

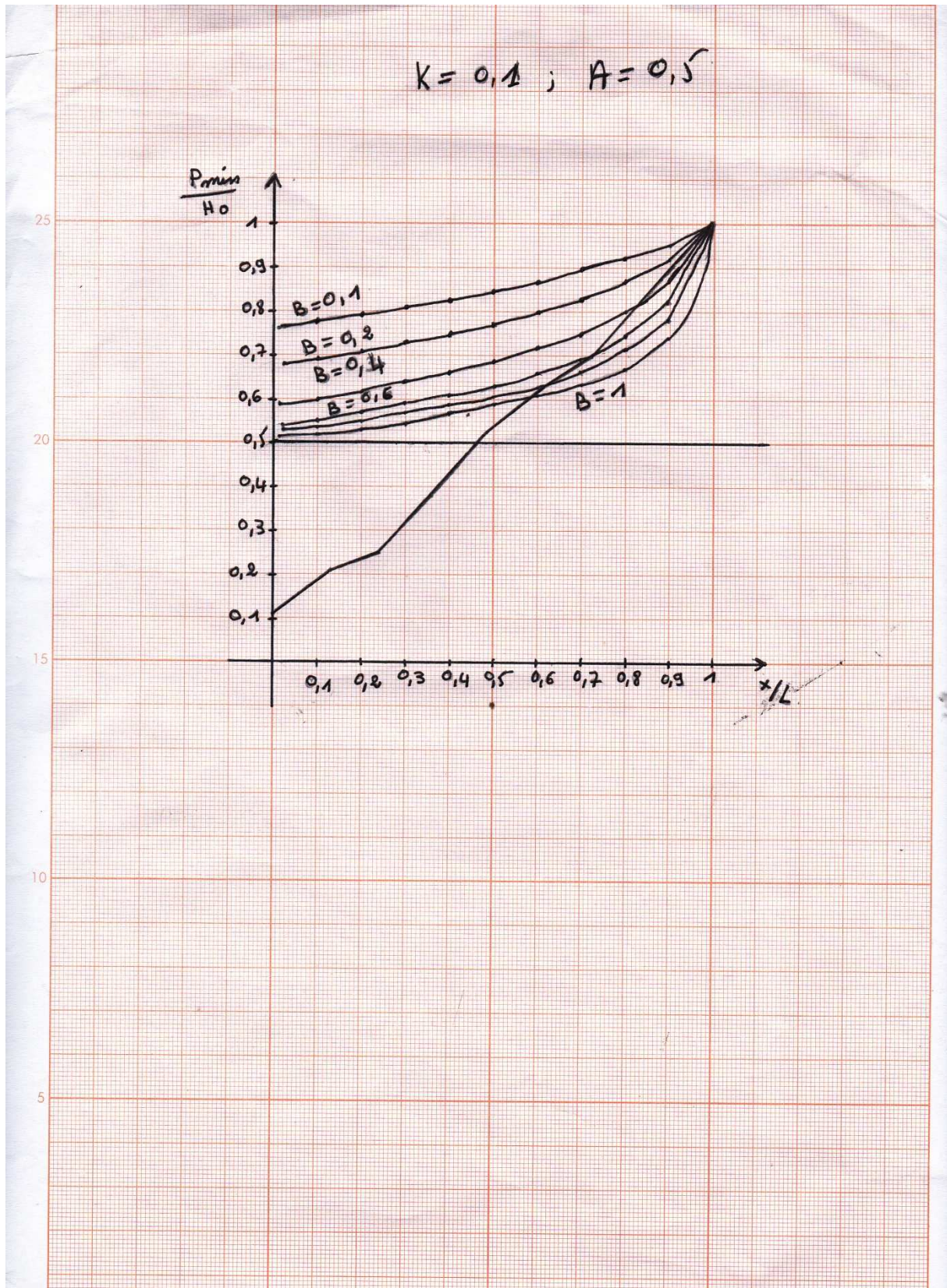


Figure 8.14 : grade Puech Meunier pour la conduite reliant le forage au station de reprise SR 01

b. Surpression

A partir de l'abaque de Dubin et Guéneau (voir annexe 05), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour A = 0.5 et B = 0.2 nous lisons :

$$\begin{cases} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 & \dots \dots \dots (1) \\ \frac{p_{max}}{H_0} = 1,123 & \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,6 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,6 \frac{93,27}{(1,081)^2} = 47,9^\circ$$

A partir de la formule (1) on peut tirer le diamètre « d » :

$$\frac{D^2}{0,6d^2} = \sqrt{2g\alpha + 1}$$

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha + 1})} = \frac{(194,2)^2}{0,6(\sqrt{2*9,81*47,9 + 1})}$$

d = 44,56 mm représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (2) on peut tirer le « P_{max} »

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,123 \Rightarrow P_{max} = 1,123 \times 93,27 \Rightarrow P_{max} = 104,74 \text{ m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, H₀ = 93,27 m est

$$\text{Surpression}/H_0 = 104,74 - 93,27 = 11,47 \text{ m.}$$

c. Epure de Bergeron

- La célérité (a)

$$a = 351,77 \text{ m/s ;}$$

- Le coup de bélier (b)

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{351,77 \times 1,081}{9,81} = 38,76 \text{ m ;}$$

- La pression maximale dans la conduite

$$H_{max} = H_g + b = 83,27 + 38,76 = 122,03 \text{ m ;}$$

- La pression minimale dans la conduite

$$H_{\min} = H_g - b = 83,27 - 38,76 = 44,51 \text{ m.}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de :

$$U_0 = 0,141 \text{ m}^3 \text{ et d'autre part, que l'on dispose de diaphragme de diamètre } d = 44,56 \text{ mm.}$$

* Variation du volume d'air dans le réservoir

Les temps se suivent selon des valeurs :

$$\vartheta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 831}{351,77} = 4,72 \text{ s}$$

$$\text{Pour le premier intervalle } \vartheta \text{ on aura : } V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{fi}}{2}$$

$$\text{Pour les autres : } V_f = \frac{(V_f)_{I-1} + (V_f)_I}{2}$$

Où :

$(V_f)_{I-1}$: Vitesse finale de l'intervalle précédent.

$(V_f)_I$: La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \vartheta * S * V_{\text{moy}} = 4,72 \times 0,0296 \times V_{\text{moy}} = 0,14 V_{\text{moy}}$$

ΔU : Variation du volume d'air pour chaque intervalle ($-\Delta U$, à la descente de l'eau).

Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

* La nouvelle pression dans le réservoir (Z)

Elle est exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi suivante: $H_{\text{abs}} U_0^{1,2} = ZU^{1,2}$

$$\text{Donc : } Z = \frac{H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{103,87 \times (0,141)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{9,9}{U^{1,2}}$$

* La perte de charge à la montée d'eau dans la conduite

La perte de charge à l'aller, vers le réservoir d'eau, est négligeable devant la perte de charge provoquée par le diaphragme donc $\Delta h_1 = 0$.

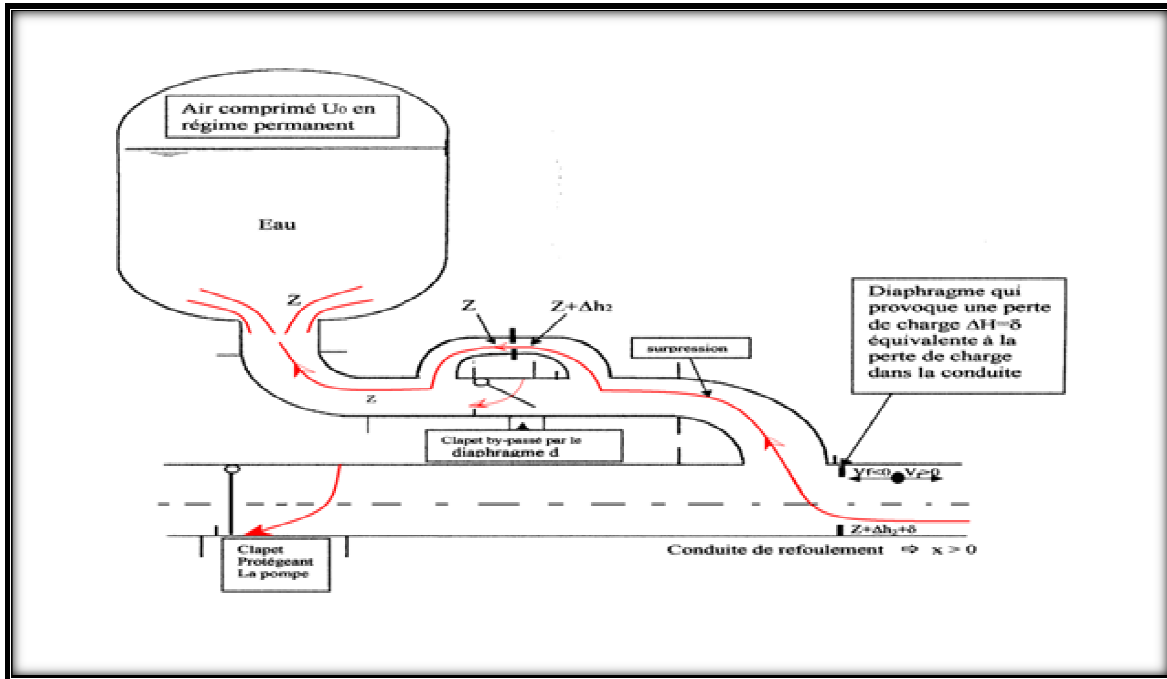


Figure 8.15 : la perte de charge à la montée d'eau dans la conduite

* Perte de charge à descente d'eau dans la conduite

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = K \frac{V_F^2}{2g} = \left[\left(\frac{D^2}{0,6 \cdot d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = \left[\left(\frac{(194,2)^2}{0,6 \cdot (44,56)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81} = 47,9 V_F^2$$

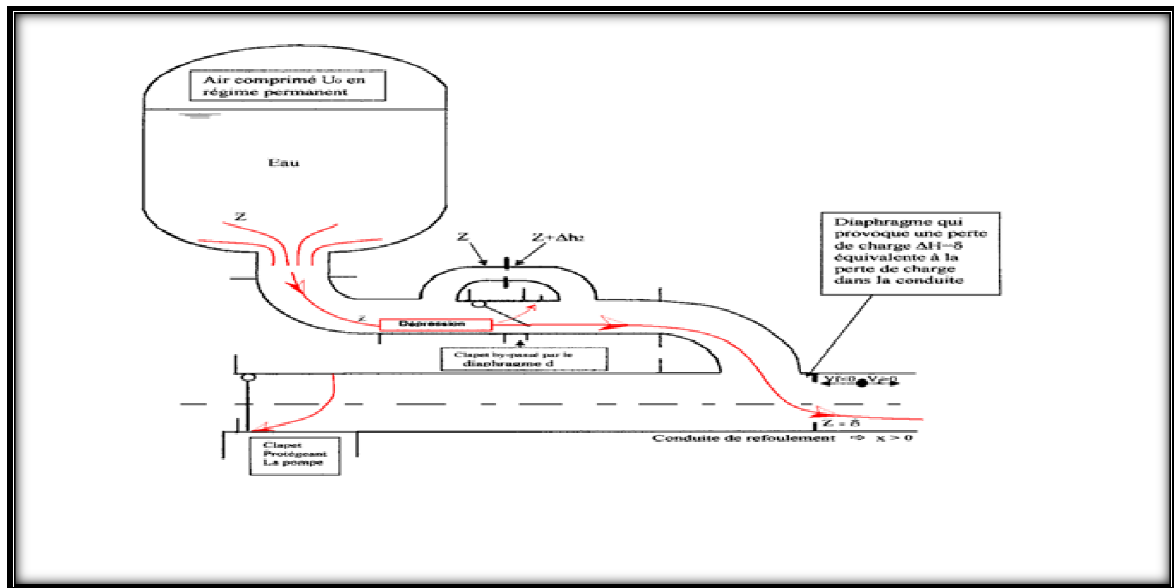


Figure 8.16 : perte de charge à la descente d'eau dans la conduite

* Perte de charge au refoulement

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15L\lambda V_F^2}{2gD} = \frac{1,15 \times 831 \times 0,043 \times V_F^2}{2,9,81 \cdot 0,1942} = 10,31 V_f^2$$

* Epure de Bergeron

Détermination de la pente de la droite :

$$\frac{a}{gxS} = \frac{351,77}{9,81 \times 0,0296} = 1211,43 \text{ s/m}^2$$

La pente réelle (adimensionnelle) de cette droite dépend des échelles des deux axes (de pression et de débit ou de vitesse).

- Echelle des pressions

$$\begin{cases} 1 \text{ cm} \\ B \end{cases} \quad \begin{cases} 20 \text{ m} \\ 1211,43 \end{cases} \Rightarrow B = 60,57 \text{ cm}$$

- Echelle des débits

Pour $V = 1,081 \text{ m/s}$, le débit $Q = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$; on a alors :

$$\begin{cases} Q = 0,032 \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \quad \begin{cases} 10,8 \text{ cm} \\ A \end{cases} \Rightarrow A = 337,5 \text{ cm}$$

Donc, la pente de la droite sera : $\text{tg } \alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{60,57}{337,5} = 0,179$

Donc, $\alpha = 10,17^\circ$ (angle d'inclinaison).

*** Explication du tableau**

1. on choisit la vitesse finale (V_F) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la ligne (09).
2. On calcule la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10).
3. On calcule la variation du volume d'air (ΔU) en fonction de V_{moy} (ligne 2).
4. Au volume initial, choisi auparavant en marche normale U_0 du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou y en retranche à chaque fois la valeur de ΔU correspondante, ainsi on a le volume d'air (U) de cette étape (ligne 3).
5. A partir de la ligne (3), nous remplaçons tout simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8), pour la ligne (7), il suffit de remplacer V_F par sa valeur.
6. La valeur de la pression obtenue dans la ligne (8) est reportée sur l'axe des ordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a}{gS}$ qui doit être
7. projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).
8. Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (V_F), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse V_F choisie est égale à la vitesse V_F lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (11) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_F toujours, légèrement inférieure à la vitesse précédente et on répète les mêmes calculs.
9. Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (V_F). De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

Tableau 8.3 : calcul du réservoir d'air pour le tronçon forage station de reprise SR 01

1	Intervalle de temps(s)	0	$\vartheta=4,72s$	$2\vartheta=9,44s$
2	Variation du volume d'air (m ³) $\Delta U = 0,14 V_{moy}$	/	0,0336	-0,0525
3	Volume d'air (m³) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0,141	0,1746	0,1221
4	Pression d'air (m) $Z = \frac{9,9}{U^{1,2}}$	103,89	80,38	123,47
5	Perte de charge (m) Aller: $\Delta h_1 = 0$. Retour : $\Delta h_2 = 47,9 V_F^2$	/	0	1,08
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - \Delta h_1$ Retour = $Z + \Delta h_2$	103,89	80,38	124,53
7	Perte de charge δ (m) $\delta = 10,29V_F^2$.	12,59	3,70	0,23
8	Pression dans la conduite sans δ (m) Aller = $Z - \Delta h_1 - \delta$. Retour = $Z + \Delta h_2 + \delta$.	91,87	76,68	124,76
9	Vitesse finale choisie (m/s)	1,081	-0,6	-0,15
10	Vitesse moyenne V_{moy} (m/s)	/	0,24	-0,375
11	Vitesse lue sur le graphe (m/s).	1,081	0,68	1,02
12	Désignation des points	1R	2P	4P

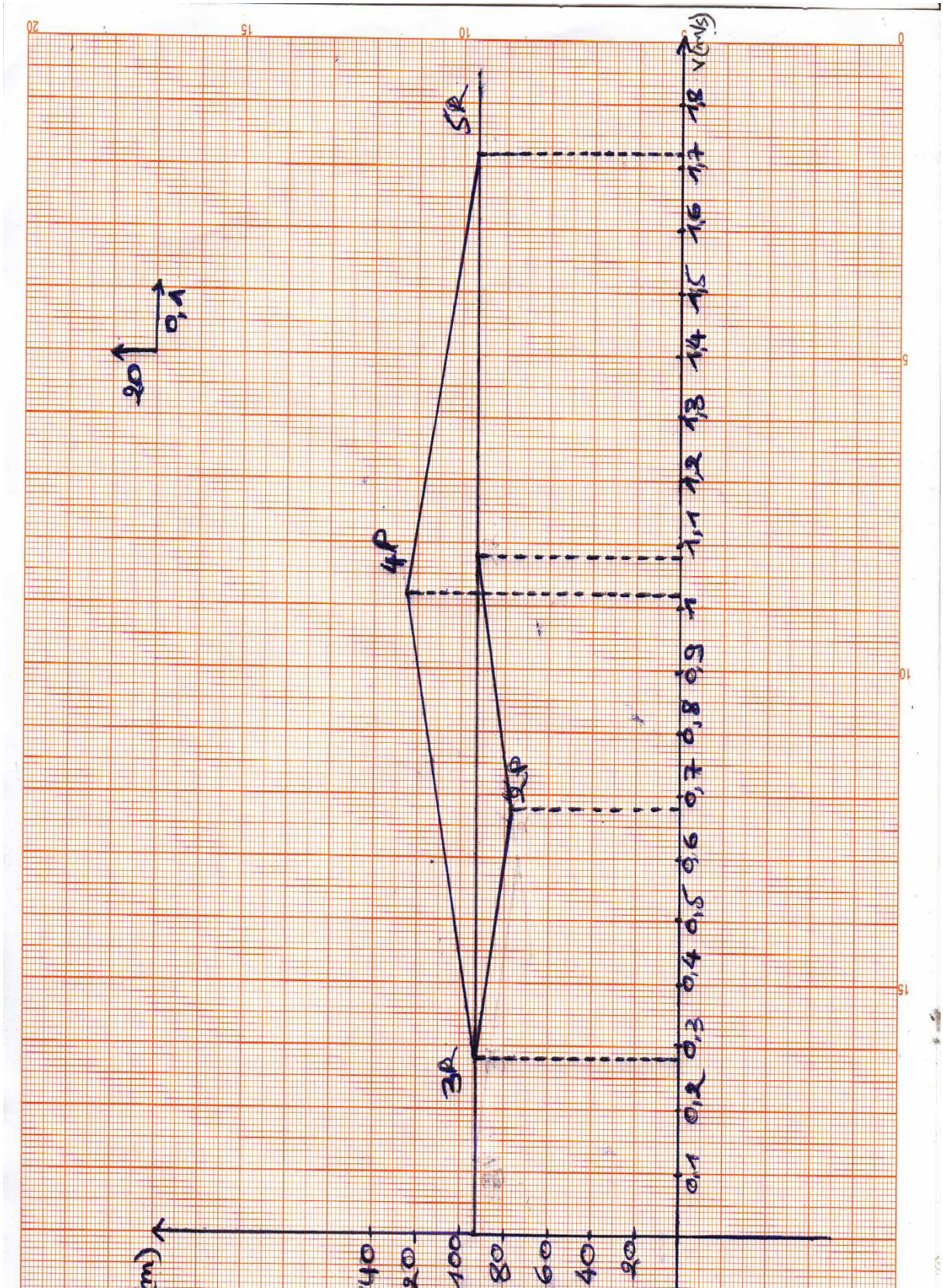


Figure 8.17 : épure de Bergeron

* Caractéristiques du réservoir d'air

L'examen de la quatrième colonne du Tableau 9.3, montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ $0,1746 \text{ m}^3$, Comme il faut, qu'à ce moment, il reste encore de l'eau dans le réservoir, par mesure de sécurité, il sera prévu une cloche d'une capacité totale de $0,192 \text{ m}^3$ (10% de $0,1746$), dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que $0,141 \text{ m}^3$. Il sera adjoint à la cloche un compresseur d'air, afin d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée. En phase de dépression, la pression dans la conduite est de $76,68 \text{ m}$. En phase de surpression, la pression dans la conduite est de $124,76 \text{ m}$.

* Précaution à prendre pour le réservoir d'air

Par suite du contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, l'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau).

Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

8.7.2 Interprétation des résultats

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau 8.4 :

Tableau 8.4 : interprétation des résultats

	Meunier et Puech	Dubin et Guéneau	Bergeron
Pression minimale (m)	78,35 m	/	16,59
Surpression/H_0 (m)	/	11,47	31,49
U_{\max} (m^3)	0,178	/	0,192

8.8 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SR1 à la SR2 contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à l'aval de la conduite de refoulement forage-station de reprise SR 01 qui aura un volume total de 192 litres.

Conclusion général

Au terme de ce mémoire << Renforcement de la chaîne d'adduction de la commune Souk el Tenine à partir de Oued Mechtras >>. Ce projet a nécessité la mobilisation des forages avec un débit de **31,60 l/s** implanté sur la rive droite de l'Oued Mechtras.

Notre étude a abouti aux conclusions suivantes :

Les ressources en eaux souterraines (forage) et du barrage Koudiet asserdoune couvrent les différents besoins de la population qui sont estimés à **70.19 l/s**.

Pour le matériau utilisé, le choix s'est porté sur le **PEHD** vu les avantages qu'il présente (La résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue, amorti le coup de bélier...etc), l'adduction sera composée totalement d'une partie refoulement :

- Longueur totale des conduites de refoulement en PEHD est de 6215 m.
- Longueur des conduites PEHD à partir des forages à la première station de reprise est de 831 m avec un diamètre de 250 mm.
- Longueur des conduites PEHD, de la première station de reprise à la deuxième station est de 1415 m avec un diamètre de 315 mm.
- Pour les conduites qui relient la deuxième station de reprise au réservoir de stockage elles ont une longueur de 3969 m et un diamètre de 250 mm.

Ce projet ne dispose pas de nouveaux réservoirs à construire, par contre deux baches à eau ont été projetées pour stocker la quantité excédante d'eau. Une au niveau de la première station de reprise de 500 m³ de volume, et l'autre au niveau de la deuxième station de reprise de 300 m³ de volume.

Pour le choix des pompes, nous avons optés pour le constructeur italien **caprari**, et on s'est fait aidé dans notre choix pour les différents tronçons par le logiciel **pump tutor caprari** :

- Forage au niveau d'Oued Mechtras-station de reprise 01 : on a opté pour une pompe caprari à axe vertical immergée E9 S55/5A.
- Station de reprise 01-station de reprise 02 : on a choisit une pompe caprari à axe horizontal PM 125 /9A.
- Station de reprise 02-réservoir de stockage Fekrane : on a opté pour une pompe caprari à axe horizontal PM 125/5F

Pour protéger le réseau contre les surpressions et dépression, un réservoir d'air est prévu au niveau de la station de pompage Oued Mechtras de volume de 192 l.

Références bibliographiques

[01] **BONIN J.** Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.

[02] **BONIN J.** Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.

[03] **Bonvin J.** Hydraulique urbaine I « captage-réseaux d'adduction- Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements-pompes-petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur du canton de Vaud. **2005**.

[04] **DUPONT A.** Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, **1979**.

[05] **IKOUR KACI** et **ADJAZ DJEDJIGA 2013/2014** : raccordement en eau potable de la commune de TIZI N'TLETA à partir du barrage KOUDIAT ASSARDOUNE département génie civil U.M.M.T.O.

[06] **KERMIA HANANE 2011/2012** : contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable des communes de Souk El-khmis et El Mokrani de puis le barrage Koudiate Asserdoune (Bouira), département sciences agronomiques U.M.M.T.O.

[07] **MAHIOUS MOHAND OURAMDHANE** et **MEGHZOUCHENE AHCENE 2012/2013** : contribution à l'alimentation en eau potable de la commune d'Aghrib et 8 villages de la commune d'Azffoune, département des sciences agronomiques U.M.M.T.O.

[08] **MESSARA AMAZIGH** et **NAIT ALI KARIM 2013/2014** : étude de la chaine d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'EL MENEAA willaya de GHARDAIA, département génie civil U.M.M.T.O.

[09] **PDAU Souk El Tenie.** Code du projet : EPDAU/DT MT/III/ CA N^o 12.711.115 du 12-07- 2012 édition finale 01-2016.

Recherche sur le web

- Normes et qualités **OMS** de l'eau potable.
- www.caprari.com : logiciel de choix de pompe (CAPRARI PUMP TUTOR).

Annexe 01

Paramètres physicochimiques (OMS 1986)

Paramètre	Unités	Niveau de guide	Concentration maximale admissible
Température	0°C	12	25
pH	Unité PH	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us /cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F	35	/
	Mg/l Caco ₃	350	

Paramètres bactériologiques (OMS 1986)

Paramètres	Eau non traitée	Eau à la distribution
Germes totaux à 37°C	5mg/l	2
Germes totaux à 22°C	100	200
Coliformes	3	0/100
Escherichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridiumsulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrions chlérique	0	0

Annexe 02

Diagramme de moody

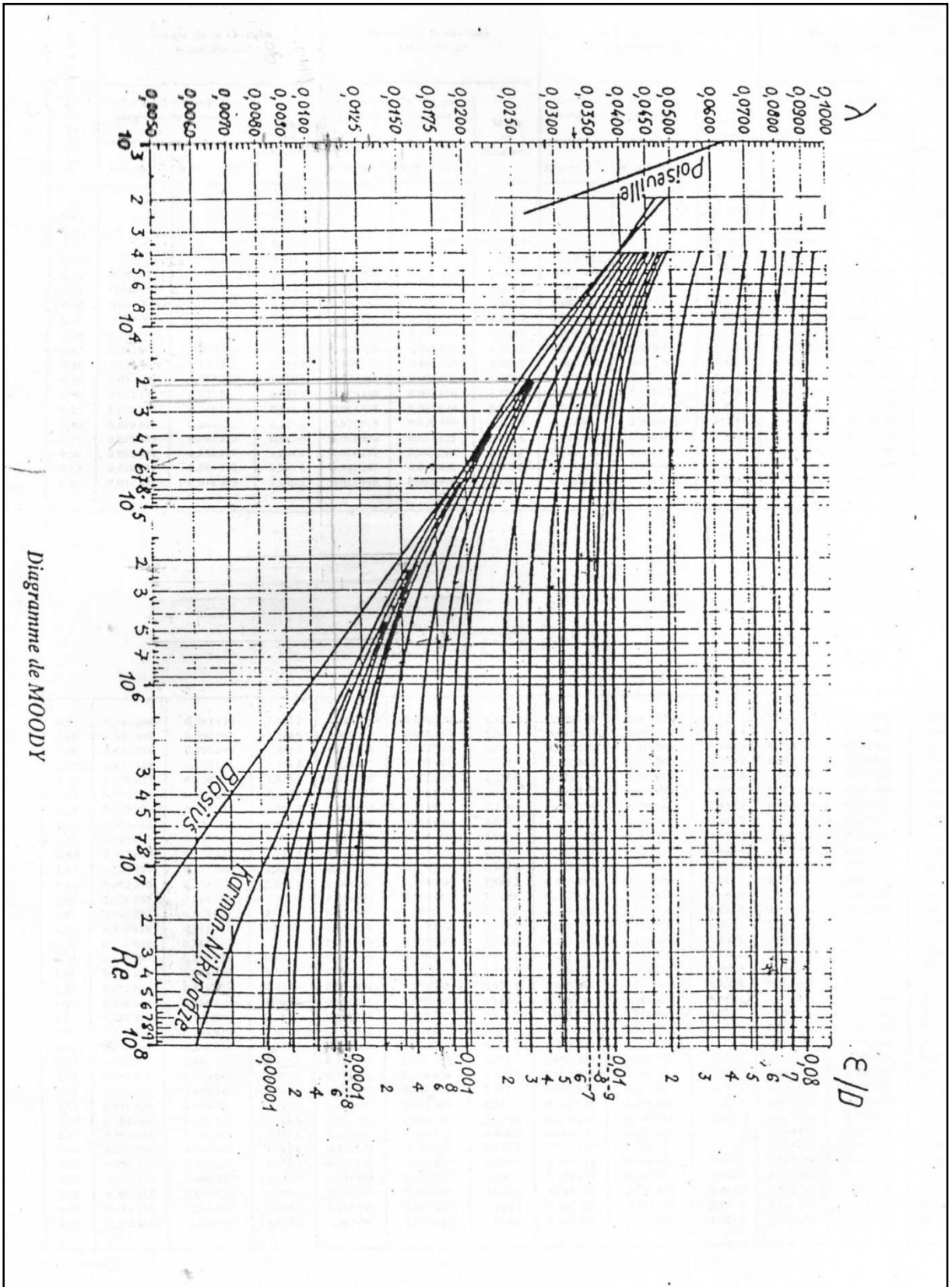


Diagramme de MOODY

Annexe 03

gamme des diamètres et des pressions nominales pour le PEHD

produit	Dext (mm)	e	D int	e	D int	e	D int	e	D int	e	D int
		6 Bars		10 Bars		16 BARS		20 Bars		25 Bars	
PE 80	20	2	16	2	16	2,3	15,4	3	14	3,4	13,2
	25	2	21	2	21	3	19	3,5	18	4,2	16,6
	32	2	28	2,4	27,2	3,6	24,8	4,4	23,2	5,4	21,2
	40	2	36	3	34	4,5	31	5,5	29	6,7	26,6
	50	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8	6,9	36,2	8,3	33,4
	63	3	57	4,7	53,6	7,1	48,8	8,6	45,8	10,5	42
	75	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2	10,3	54,4	12,5	50
PE 100	90	3,5	83	5,4	79,2	8,2	73,6	10,1	69,8	12,3	65,4
	110	4,2	101,6	6,6	96,8	10	90	12,3	85,4	15,1	79,8
	125	4,8	115,4	7,4	110,2	11,4	102,2	14	97	17,1	90,8
	160	6,2	147,6	9,5	141	14,6	130,8	17,9	124,2	21,9	116,2
	200	7,7	184,6	11,9	176,2	18,2	163,6	22,4	155,2	27,4	145,2
	250	9,6	230,8	14,8	220,4	22,7	204,6	27,9	194,2	34,2	181,6
	315	12,1	290,8	18,7	277,6	28,6	257,8	35,2	244,6	43,1	228,8
	400	15,3	369,4	23,7	352,6	36,3	327,4	44,7	310,6	54,7	290,6
	500	19,1	461,8	29,7	440,6	45,4	409,2	55,8	388,4		
	630	33,1	563,8	37,4	555,2	57,2	515,6				

Annexe 04

Abaque de PEUCH MEUNIER ($K = 0,1$; $A = 0,5$)

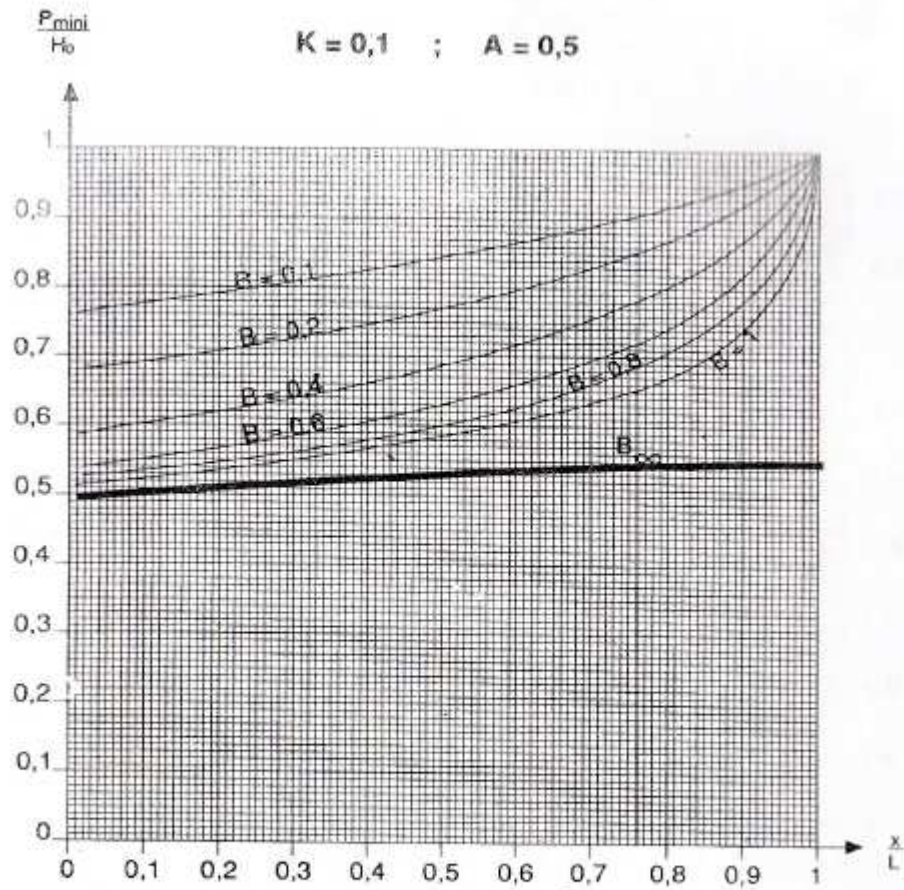


Fig. A III.6

Annexe 05

Abaque de Dubin et Gueneau

