

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



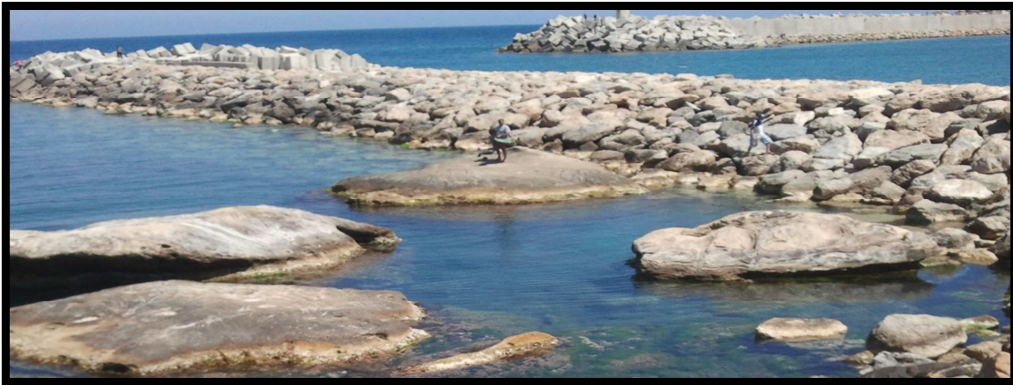
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En Vue de l'Obtention du Diplôme de MASTER II
Spécialité : Génie Civil
Option : Construction Hydraulique et
Aménagement*



THEME :

***CONTRIBUTION AU RENFORCEMENT DE L'AEP DU
VILLAGE IGHIL IMOULA A PARTIR DU PIQUAGE
SUR LA CONDUITE KOUDIAT ASSERDOUNE***



Proposer par :
DHW de Tizi-Ouzou

Présenté par :
Mr. SADI ACHOUR
Melle. HABICHI RADHIA

Devant le jury composé de :
Président : Mr. KHATTAOUI M.
Promoteur : Mr. DJEMAI M.
EXAMINATEUR 1: Mme. BENKACI S.
EXAMINATEUR 2: Mr. FERHATI A.

PROMOTION 2015/2016

Remerciements

*Nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la sagesse
pour achever ce modeste travail.*

*Nous adressons nos vifs remerciements et notre profonde
gratitude à notre promoteur « Mr. DJEMAI » pour des conseils
éclairés et des précieuses orientations.*

*Tous nos respects aux membres de jury qui nous feront
l'honneur de juger et d'apprécier notre travail.*

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- *La DHW de tizi ouzou, en particulier Mr DJOUDER.M*
- *L'APC de TIZI N'TLETA.*
- *L'unité de l'ADE de tizi ouzou.*
- *La Subdivision d'Hydraulique de OUADHIA.*
- *L'unité de l'ADE de Tizi-Ouzou.*

Merci



Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes frères et mes sœurs Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

A la mémoire de tous nos enchères que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.

A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;

Atous mes amis sans exception.

A la promotion de CHA 2015/2016

Et surtout une Spéciale Dédicace et un profond respect pour

Ma cher aimé.

Merci

Achour.



Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;

Mes frères et mes sœurs Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;

A la mémoire de tous nos enchères que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.

A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;

A tous mes amis sans exception.

A la promotion de CHA 2015/2016

Merci

Radhia

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction général

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I-1) INTRODUCTION	1
I-2) SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
I-3) SITUATION TOPOGRAPHIQUE	2
I-4) SITUATION GEOLOGIQUE	3
I-5) SITUATION CLIMATIQUE	6
I-5-1) La température	6
I-5-2) La pluviométrie	7
I-5-3) Diagramme ombrothermique : $p = f(2T)$	9
I-6) CONCLUSION	9

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II-1) INTRODUCTION	10
II-2) EVOLUTION DE LA POPULATION	10
II-3) EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE VILLAGE	11
II-3-1) La consommation moyenne journalière	12
II-4) DIFFERENTS TYPES DES BESOINS	12
II-4-a) besoins domestiques aux différents horizons	12
II-4-b) besoins scolaire	12
II-4-c) Besoins sanitaires	13
II-4-d) Besoins du secteur commercial	13
II-4-e) besoins socioculturels	13
II-4-f) Besoins des cheptels	13
II-5) ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES	14
II-6) ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS	15
II-6-1/ Variation de la consommation journalière	15
II-6-1-a/ consommation maximale journalière Q_{maxj}	15
II-6-1-b/ Consommation minimal journalière Q_{minj}	15
II-6-2/ Variation de la consommation horaire	16
II-7) CONCLUSION	18

CHAPITRE III: LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE

III-1) INTRODUCTION	19
III-2) LES RESSOURCES EXISTANT EN EAU POTABLE	19
III-2-1) Infrastructures hydrauliques existantes dans la région d'étude	19
III-2-1-a) Station de pompage et de reprises	19
III-2-1-b) les ouvrages	19
III-3) DESCRIPTION DU SCHEMA HYDRAULIQUE EXISTANT	20
III-3-1) Adduction par refoulement à partir de la station de reprise (STR1)	20
III-4) DIAGNOSTIC DE LA CHAINE D'ADDUCTION	20
III-4-1) Diagnostic de la station de reprise (SR1)	20
III-5) BALANCE RESSOURCE - BESOINS	21
III-6) COMPARAISON DE LA CAPACITE DE STOCKAGE	21
III-7) COMPARAISON ENTRE BESOIN EN EAU ET RESSOURCE ACTUELLES	22

SOMMAIRE

III-7) CONCLUSION	22
<u>CHAPITRE IV: CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU</u>	
IV-1) INTRODUCTION	24
IV-2) DEFINITION D'UNE EAU POTABLE	24
IV-3) QUALITE DE L'EAU	25
IV-4) RESULTATS DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE DU LA SOURCE TEBOUTH	26
IV-5) INTERPRETATION DES RESULTATS	28
IV-5-1) Les paramètres organoleptiques	28
IV-5-1-1/ Couleur	28
IV-5-1-2/ l'odeur et saveur	29
IV-5-1-3/ Gout	29
IV-5-2) Paramètres physico-chimiques	30
IV-5-2-1/ La température	30
IV-5-2-2/ La turbidité	30
IV-5-2-3/ Potentiel hydrogène (pH)	31
IV-5-2-4/ La conductivité	31
IV-5-2-5/ Oxygène dissous (O ₂).....	32
IV-5-2-6/ TDS (Taux de sels dissouts)	32
IV-5-3) Paramètres de pollution	33
IV-5-3-1/ L'Ammonium (NH ₄ ⁺)	33
IV-5-3-2/ Nitrites (NO ₂ ⁻)	34
IV-5-3-3/ Nitrates (NO ₃ ⁻)	34
IV-5-3-4/ Phosphore (PO ₄ ³⁻)	35
IV-5-4) Minéralisation globale	35
IV-5-4-1/ Les cations	35
A/. Sodium (Na ⁺)	35
B/. Potassium (K ⁺)	35
C/. Le calcium : Ca ²⁺	36
D/. Le Magnésium : (Mg ⁺⁺)	36
IV-5-4-2/ Les anions	37
A/. Les Chlorures (Cl ⁻)	37
B/. Les sulfates (SO ₄ ⁻²)	37
C/. Les bicarbonates et les carbonates : (HCO ₃ ⁻⁻), (CO ₃ ⁻⁻).....	37
IV-5-4-3/ La dureté	38
A/ La dureté totale (TH)	38
B/. La dureté permanente	38
C/. Titre alcalimétrique (TA) et le titre alcalimétrique complet (TAC)	38
C-1/ Le titre alcalimétrique (TA)	39
IV-5-5) Les paramètres bactériologiques	39
1-Les bactéries revivifiables à 22°C et à 37°C	39
a. / Germes totaux à 37°C	39
b. /Germes totaux à 22°C	39
2- Les coliformes totaux	40
3- Les bactéries anaérobies sulfito-réductrices	40
4- CTT (E. coli)	41
5- Streptocoques fécaux	41
IV-6) Conclusion	41

SOMMAIRE

CHAPITRE V: ETUDE DE L'ADDUCTION

V-1) INTRODUCTION	43
V-2) TYPES D'ADDUCTION	43
V-2-1) Adduction Gravitaire	43
V-2-2) Adduction par refoulement	43
V-2-3) Adduction mixte	43
V-3) CHOIX DU TRACE	44
V-4) CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX	44
V-4-1) Tuyaux en fonte (dite fonte ductile ou fonte grise)	44
V-4-1-1/ Avantages des tuyaux en fonte	45
V-4-1-2/ Inconvénients	45
V-4-2) Tuyaux en acier	45
V-4-2-1/ Avantages	46
V-4-2-2/ Inconvénients	46
V-4-3) Tuyaux en plastique	46
V-4-3-1/ Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle)	46
A/. Avantage	46
V-4-3-2) Conduites en polyéthylène (PE)	46
V-5) LES EQUIPEMENTS DES CONDUITES D'ADDUCTION	48
V-5-1) Robinet de sectionnement (vanne de sectionnement)	48
V-5-1-1/ Robinet vanne à coin (à opercule)	48
V-5-1-2/ Vannes papillons	48
V-5-2) Ventouses	49
V-5-3) Les clapets	49
V-5-4) Vanne de décharge	51
V-5-5) Crépines	51
V-6) ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES DIAMETRES DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT	51
V-6-1) Choix de la gamme de diamètre	51
V-6-2) Evaluation des frais d'amortissement	52
V-6-3) Evaluation des frais d'exploitation	52
V-6-3-1/ Hauteur géométrique	53
V-6-3-2/ Perte de charge (j)	53
A/. Pertes de charge linéaire (régulières)	53
B/. Pertes de charge singulières	56
C/. Pertes de charge Totales	56
V-6-3-3/ Calcul de la hauteur manométrique Totale (H _{tm})	56
V-6-3-4/ Calcul de la puissance absorbée par la pompe	57
V-6-3-5/ Calcul de l'énergie consommée par la pompe	57
V-6-4) Bilan des frais	57
V-7) ETUDE DE L'ADDUCTION GRAVITAIRE	58
V-7-1) Calcul de la charge disponible J _d	58
V-7-2) Calcul de la perte de charge	58
V-7-3) Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé	58
V-7-4) Calcul de la pression statique du flotteur	59
V-7-5) LA LIGNE PIEZOMETRIQUE	59
V-7-5-1) Cas de la conduite de refoulement	59
V-7-5-2) Cas d'une conduite gravitaire	60

SOMMAIRE

V-8) ETUDE DU PROJET	61
V-8-1) Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR1 et la station de reprise SR2	62
A / Caractéristique du transfert	62
B / Choix de la gamme des diamètres	62
C / Calcul de la hauteur géométrique	62
D / Calcul des hauteurs manométrique totales	63
E/ Calcul des frais d'exploitation	63
F/ Calcul des frais d'amortissement	63
G/ Bilan annuel	64
V-8-2) Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR2 et le réservoir d'IGHIL IMOULA	65
A/ Caractéristique du transfert	65
B/ Choix de la gamme des diamètres	65
C/ Calcul de la hauteur géométrique	65
D/ Calcul des hauteurs manométrique totales	66
E/ Calcul des frais d'exploitation	66
F/ Calcul des frais d'amortissement	67
G/ Bilan annuel	67
V-9) Les caractéristiques et les frais occasionnés sont présentés dans le tableau suivant	68
V-10) CONCLUSION	68

CHAPITRE VI: POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

VI-1) INTRODUCTION	69
VI-2) DIFFERENTES TYPES DE POSE DES CONDUITES	69
VI-2-1) Pose en terre	69
VI-2-2) Pose en mauvais terrains (cas spécial)	70
VI-2-3) Traversée des routes	70
VI-2-4) Pose en galerie	71
VI-2-5) Pose des conduites traversées des cours d'eau	72
VI-2-6) Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)	72
VI-2-7) Butée et amarrage	73
VI-3) DIFFERENTES ETAPES DE MISE EN PLACE DES CANALISATIONS	74
VI-3-1) Réalisation des fouilles	74
VI-3-1-1) Largeur de la tranchée	74
VI-3-1-2) La profondeur de la tranchée	74
VI-3-1-3) Lit de pose	75
VI-3-2) Préparation de la canalisation	76
VI-3-3) Epreuve des joints et des canalisations principales	76
VI-3-4) Essai général du réseau	76
VI-3-5) Remblaiement de la tranchée	77
VI-3-6) Désinfection du réseau	78
VI-4) ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX	78
VI-4-1) L'Entartrage	78
VI-4-2) La Corrosion	79
VI-5) MOYENS DE LUTTE CONTRE LA CORROSION	79
VI-5-1) Protection externe	79
VI-5-1-a) Traitement du milieu	79

SOMMAIRE

VI-5-1-b) Revêtement	80
VI-5-1-c) Protection cathodique	80
VI-5-2) Protection interne	80
VI-6) CONCLUSION	81

CHAPITRE VII: CALCUL DES RESERVOIRS

VII-1) INTRODUCTION	82
VII-2) FONCTIONS DES RESERVOIRS	82
VII-3) IMPLANTATION DES RESERVOIRS	83
VII-4) CLASSIFICATION DES RESERVOIRS	84
VII-5) CONSTRUCTION DES RESERVOIRS	84
VII-6) CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR	85
VII-7) EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIRS	85
VII-7-1) Conduite d'adduction (ou d'arrivée)	85
VII-7-2) Conduite de distribution (départ)	86
VII-7-3) Conduite du trop-plein	86
VII-7-4) Conduite de vidange	86
VII-7-5) Conduite by-pass	87
VII-7-6) Matérialisation de la réserve d'incendie	88
VII-8) EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE	89
VII-9) ENTRETIEN DES RESERVOIRS	89
VII-10) HYGIENE ET SECURITE	89
VII-11) DETERMINATION DE LA FORME ET PROPORTIONS DES RESERVOIRS ..	90
VII-11-1) Forme	90
VII-11-2) Hauteur d'eau	90
VII-12) CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS	90
VII-12-1) Méthode analytique	91
VII-12-2) Méthode graphique	91
VII-12-3) Méthode direct	92
VII-13) CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS	93
VII-13-1) Calcul de la capacité du réservoir de transit et de stockage de la station de reprise (SR1) projeté situé à la cote 420 m NGA	93
VII-13-2) Dimensionnement des réservoirs	95
VII-14) CONCLUSION	96

CHAPITRE VIII: ETUDE ET CHOIX DES POMPES

VIII-1) INTRODUCTION	97
VIII-2) DIFFERENTS TYPES DE POMPES	97
VIII-2-1) Les pompes centrifuges	97
VIII-2-1-1/ Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge	97
VIII-2-1-2/ Classification des pompes centrifuges	99
A/. Selon le nombre de cellules	99
B/. Selon la position de l'axe de rotation :	99
C/. Selon le nombre d'entrée	99
VIII.2.1.3/ Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes :	100
A/. Selon les caractéristiques hydrauliques	100
B/. Selon les conditions particulières d'utilisation	101

SOMMAIRE

VIII-2-1-4/ Choix du type de pompe centrifuge	102
VIII-2-2) Les pompes volumétriques	102
VIII-3) CHOIX DES POMPES	103
VIII-4) COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES	103
VIII-4-1) Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$	103
VIII-4-2) La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$	103
VIII-4-3) La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$	103
VIII-5) LES MODES DE COUPLAGE	104
VIII-5-1) Couplage en série	104
VIII-5-2) Couplage en parallèle	105
VIII-6) COURBE CARACTERISTIQUE DU RESEAU	105
VIII-7) POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE	106
VIII-7-1) Principe de détermination du point de fonctionnement	107
VIII-7-1-1/Vannage sur la canalisation de refoulement	107
VIII-7-1-2/ Rognage de la roue	107
VIII-7-1-3/ Réduction du temps de pompage	108
VIII-8) ETUDE DE LA CAVITATION	108
VIII-8-1) Les effets de cavitation	109
VIII-8-2) Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSH)	110
VIII-8-3) Calcul du $NPSH_d$	110
VIII-9) AMORÇAGE DES POMPES CENTRIFUGES	113
VIII-9-1) L'amorceur à gaz d'échappement	113
VIII-9-2) L'amorceur par éjecteur hydraulique	113
VIII-9-3) Amorceur à anneau d'eau	113
VIII-9-4) L'hydro-injecteur	113
VIII-10) ETUDE ET CHOIX DES POMPES :	114
VIII-10-1) Elévation de l'eau de réservoir (R1) de la SR1 vers le réservoir (R2) de la SR2	114
VIII-10-1-1/ Choix de la pompe	114
VIII-10-2) Caractéristiques de la pompe	114
VIII-10-3/ Caractéristique de la conduite	114
VIII-10-2) Elévation de l'eau de réservoir (R2) de la SR2 vers le réservoir IGHIL IMOULA	121
VIII-10-1-1/ Choix de la pompe	121
VIII-10-1-2/ Caractéristique de la pompe	121
VIII-10-1-3/ Caractéristique de la conduite	121
VIII-11) CONCLUSION	129

CHAPITRE IX: PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE

BELIER

IX-1) INTRODUCTION	130
IX-2) DEFINITION DU COUP DE BELIER	130
IX-2-a) Les causes les plus fréquentes	131
IX-2-b) Conséquences du phénomène	131
IX-3) ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE	131
IX-4) CELERITE DES ONDES	134
IX-5) CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BELIER	134
IX-6) MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER	135
IX-6-1) Volants d'inertie	136

SOMMAIRE

IX-6-2) Soupape de décharge	136
IX-6-3) Cheminées d'équilibre	136
IX-6-4) Le réservoir d'air	136
IX-7) PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	138
IX-8) CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR	140
IX-8-1) Calcul simplifié du réservoir d'air	140
IX-8-1-a) Protection de la conduite reliant la (sr2) au réservoir IGHIL IMOULA	143
1)Caractéristique de la conduite	143
2)Valeur de la célérité	143
3)Valeur du coup de bélier (b)	143
4)La valeur maximale de la pression dans la conduite	143
5)La valeur minimale de la pression dans la conduite	143
IX-9) CONCLUSION	145

Conclusion général

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Tableau I-1) : Températures moyenne mensuelles en °C (2005-2015).....	6
Tableau I-2) : Précipitation moyennes mensuelles en (mm) de (2005-2015)	8
Tableau I-3) : Les moyennes de températures et précipitation de 2005 à 2015	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II-1) : Estimation de la population de village IGHIL IMOULA aux différents horizons	11
Tableau II-2) : Besoins domestique.....	12
Tableau II-3) : besoins scolaires	13
Tableau II-4) : Besoins sanitaire.....	13
Tableau II-5) : Besoins du secteur commercial	13
Tableau II-6) : Besoins socioculturels	13
Tableau II-7) : besoins des cheptels	13
Tableau II-8) : récapitulatif de la consommation moyenne journalière total pour les horizons (2036-2046).....	14
Tableau II-9) : Récapitulatif des besoins en eau tenant compte des pertes pour les horizons (2036 et 2046)	15
Tableau II-10) : débit maximale et minimale journalière.....	16
Tableau II-11) : valeurs du coefficient β en fonction du nombre d'habitants	17

CHAPITRE III : LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE

Tableau III-1) : les ouvrages hydrauliques existants (Réservoirs).....	19
Tableau III-2) : Les caractéristiques du réseau d'IGHIL IMOULA (refoulement)	20
Tableau III-3) : Vérification de la capacité de stockage	21
Tableau III-4) : Tableau comparatif entre besoin en eau et ressource actuelle.....	22

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Tableau IV-1) : Paramètre physico-chimiques	26
Tableau IV-2) : Minéralisation globale	27
Tableau IV-3) : Paramètre de pollution	27
Tableau IV-4) : Paramètres bactériologiques	28
Tableau IV-5) : Eléments Indésirables	28
Tableau IV-6) : Exigences organoleptiques de la source TEBOUTH.....	29
Tableau IV-7) : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité	32

CHAPITRE V : ETUDE DE L'ADDITION

Tableau V-1) : Récapitulation de la nouvelle chaine d'adduction.....	68
---	----

Liste des tableaux

CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

Tableau VII-1) : Fonctions des réservoirs	82
Tableau VII-2) : Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile	90
Tableau VII-3) : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR1) projeté à la côte 420m NGA	93
Tableau VII-4) : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la station de reprise (SR2) projeté à la côte de 528 m NGA	93
Tableau VII-5) : Calcul de la capacité de réservoir de transit et de stockage d'IGHIL IMOULA.....	94
Tableau VII-6 : Caractéristique des réservoirs projetés	95
Tableau VII-7 : Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs	96

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Tableau VIII-1): Hauteurs admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques	98
Tableau VIII-2 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	110
Tableau VIII-3) : Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 125 / 2C.....	115
Tableau VIII-4) : Les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie.....	119
Tableau VIII-5) : Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 80/8E.....	122
Tableau VIII-6) : Les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie.....	126
Tableau VIII-7) : Récapitulation des frais occasionnés par le fonctionnement des pompes.	128

CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIRE

Tableau IX-1) : Célérité moyenne en fonction de la nature du matériau de la conduite.....	134
--	-----

LISTE DES FIGURES

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Figure I-1) : Situation géographique.....	2
Figure I-2) : Situation de la région d'étude (Carte Topographique) à l'échelle 1/50000	2
Figure I-3) : Géologie de la commune (région) d'étude	4
Figure I-4) : Evaluation des températures moyennes mensuelles (2005-2015).....	7
Figure I-5) : Evaluation des pluviométries moyennes mensuelles de 2005-2015	8
Figure I-6) : Diagramme Ombrothermique de Gaussen	9

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II-1) : Estimation de la population de village IGHIL IMOULA au différent horizon	11
--	----

CHAPITRE III : LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Figure IV-1) : Des molécules d'eau, H ₂ O	24
Figure IV-2) : Une eau potable	24
Figure IV-3) : Les analyses de l'eau brute.....	25
Figure IV-4) : Le PH mesuré évalue l'acidité ou l'alcalinité (ou basicité).....	31

CHAPITRE V : ETUDE DE L'ADDITION

Figure V-1) : Corrosion des conduites en fonte	45
Figure V-2) : Les tuyaux en PEHD.....	47
Figure V-3) : Robinets vanne à opercule	48
Figure V-4) : Robinets vanne papillon.....	49
Figure V-5) : Ventouses	49
Figure V-6) : Clapet à double battant.....	50
Figure V-7) : Clapet à simple battant.....	50
Figure V-8) : Clapet à simple battant (à brides).....	50
Figure V-9) : Refoulement avec une seule conduite.....	60
Figure V-10) : Caractéristique d'une conduite de refoulement	60
Figure V-11) : Adduction gravitaire avec une seule conduite	60
Figure V-12) : Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire	60

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

Figure VI-1): Pose des conduites en terre	69
Figure VI-2): Pose de conduite en mauvais terrain	70
Figure VI-3-a) : traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	70
Figure VI-3-b): Traversée d'une route au moyen enrobage dans le béton	71
Figure VI-3) : Traversée d'une route	71
Figure VI-4) : Pose des conduites en galerie	72
Figure VI-5): Traversée d'un cours d'eau	72
Figure VI-6) : Pose à proximité d'un cours d'eau usée	73
Figure VI-7) : Les butées	73
Figure VI-8) : Dimension de la tranchée	74
Figure VI-9) : La profondeur de la fouille	75
Figure VI-10): Lit de pose de conduite.....	76
Figure VI-11) : Remblayage de la fouille	77
Figure VI-12) : Protection de la conduite	77
Figure VI-13) : l'entartrage.....	78
Figure VI-14) : la corrosion des conduites	79

CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

Figure VII-1): Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération	83
Figure VII-2): Emplacement du réservoir en altitude.....	83
Figure VII-3) : La conduite d'adduction (d'arrivée)	86
Figure VII-4) : La conduite de la distribution et de vidange	87
Figure VII-5) : La conduite de by-pass.....	87
Figure VII-6) : Matérialisation de la réserve d'incendie	88

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Figure VIII-1) : Accouplement d'une pompe centrifuge à un moteur	98
Figure VIII-2) : Pompe centrifuge.....	98
Figure VIII-3) : Courbes caractéristiques des pompes	104
Figure VIII-4) : Couplage en série	104
Figure VIII-5): Couplage en parallèle	105
Figure VIII-6) : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....	107
Figure VIII-7) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe	108
Figure VIII.8) : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.....	108

LISTE DES FIGURES

Figure VIII-9) : Calcul de NPSH disponible pour une pompe de charge	112
Figure VIII-10) : Calcul de NPSH disponible pour une pompe en dépression	112
Figure VIII-11): Graphes de courbes NPSH	112
Figure VIII-12) : Détermination de point de fonctionnement (pompe de type PM125/2C)	120
Figure VIII-13) : Détermination du point de fonctionnement (Pompe de type PM80/8E)	127

CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure IX-1) : Le coup de bélier	131
Figure IX-2) : Conséquences du phénomène	131
Figure IX-3) : Représentation de la phase 1 du phénomène ($0 < t < T$)	132
Figure IX-4) : Représentation de la phase 2 du phénomène ($T < t < 2T$).....	132
Figure IX-5) : Représentation de la phase 3 du phénomène ($2T < t < 3T$).....	133
Figure IX-6) : Représentation de la phase 4 du phénomène ($3T < t < 4T$).....	133
Figure IX-7) : Les différentes cheminées d'équilibres	136
Figure IX-8) : Les différentes formes de réservoirs anti-bélier	137
Figure IX-9-a) : Le réservoir d'air anti-bélier	137
Figure IX-9-b) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air l'anti-bélier	138
Figure IX-9-c) : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti bélier	139
Figure IX-10) : Variation du volume d'air au cour des phases de fonctionnement du réservoir	139
Figure IX-11) : Remplissage du réservoir anti-bélier	140

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES ABREVIATIONS

D.P.A.T : Direction de la planification et d'Aménagement du Territoire.

A.E.P : Alimentation en Eau Potable.

A.P.C : Assemblée Populaire Communale.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

DHW : Direction d'Hydraulique de Wilaya.

O.N.M : Office National de la Météorologie.

CR : Côte Radier.

CTP : Côte Trop Plein.

ACL: Agglomération Chef-Lieu.

D: Diamètre.

D_{ext}: Diamètre extérieur.

D_{int}: Diamètre intérieur.

DN : Diamètre Nominal.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

Max : Maximum.

μS/cm : Micro Siemens par Centimètre.

Min : Minimum.

Moy : Moyenne.

P.D.A.U : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

PP : Point de Piquage.

SR : Station de Reprise.

PE : Polyéthylène.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité

PVC : Chlorure de polyvinyle.

TA : Titre Alcalimétrique.

TAC : Titre Alcalimétrique Complet.

TDS : Taux de Matières Dissoutes.

TH : Titre Hydrotimétrique.

LISTE DES ABREVIATIONS

SP : Station de Pompage.

SR : Station de Reprise.

Pro : profondeur.

Q : débit.

Q_é : débit équivalent.

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

R : Réservoir.

RN : Route Nationale.

CW: Chemin de Wilaya.

RS : Réservoir de Stockage.

RST : Réservoir de stockage et de transit

S : Section.

N_d : Niveau dynamique.

NGA : Nivellement générale Algérien.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSH_r : Charge nette d'aspiration Requise.

N_s : Niveau Statique.

NTU: Nephelometric Turbidity Unit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

Depuis l'antiquité, l'eau s'est toujours, imposée comme un catalyseur dans les différents domaines et l'homme lutte sans cesse pour acquérir ce facteur principal du développement de toute civilisation.

A l'occurrence des changements annoncés dans le cadre des programmes destinés à transformer les réseaux d'adduction et de distribution à travers la wilaya de Tizi-Ouzou, les responsables concernés sont appelés à renforcer les parties Nord, Est, Ouest et la proche périphérie de la partie sud à partir du barrage de taksebt et un autre transfert provenant du barrage koudiet asserdoune interviendra au profil de la partie Sud Ouest de la wilaya.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail dont l'objet est de contribution au renforcement de l'alimentation en eau potable du village IGHIL IMOULA à partir du piquage sur la conduite Koudiet asserdoune, pour être à même de répondre confortablement à la demande projeté à l'horizon 2046.

La région d'étude est raccordée actuellement sur le réseau existant alimentant l'ensemble des villages de cette commune d'une part à partir des deux réservoirs de Djouad avec un débit de 12 l/s et d'autre part a partir de la source TBOUTH avec un débit de 6,6 l/s.

L'évaluation des besoins en eau de consommation de la commune indique qu'un débit global d'eau estimé à 83,88 l/s sera nécessaire afin de répondre aux besoins de la population à l'horizon 2046.

A cet effet, on procédera à une adduction en eau potable directe de cette région en déconnectant les ressources actuelles de la nouvelle chaine à partir du point de piquage sur la conduite koudiet asserdoune.

Chapitre I :

*Présentation de la région
d'étude*

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I-1) INTRODUCTION :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons :

- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données propres au réseau d'alimentation en eau potable ;
- la connaissance de la géologie et la topographie ;
- Et le climat du site.

Ces différents paramètres nous permettrons de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations...etc.

I-2) SITUATION GEOGRAPHIQUE :

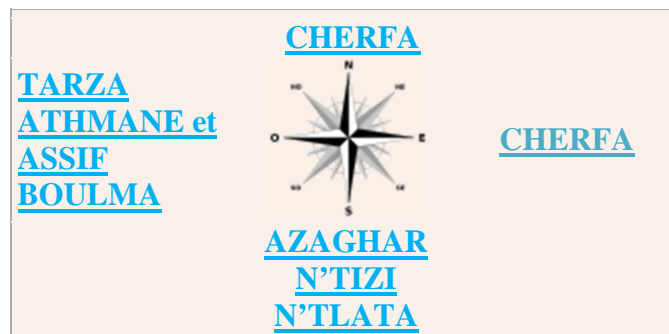
Le village IGHIL IMOULA est rattaché administrativement à la commune de TIZI N'TLATA, daïra de OUADHIA, wilaya de Tizi-Ouzou.

La commune de TIZI N'TLATA est située à **3 km** à ouest de la daïra de OUADHIA, elle se trouve à **36 km** du chef lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Cette commune est composée à sa création de 5 localités : Tizi n'tlata (chef lieu), Ighil Imoula, Ait El Hadj Ali, Cherfa, Ait Abd Elmoumene

Plus précisément le village IGHIL IMOULA est limité:

- Au nord-est par le village CHERFA ;
- Au sud par le village Azaghar N'TIZI N'TLATA ;
- A l'ouest par les villages : TARZA ATHMANE et ASSIF BOULMA.



Chapitre I : Présentation de la région d'étude

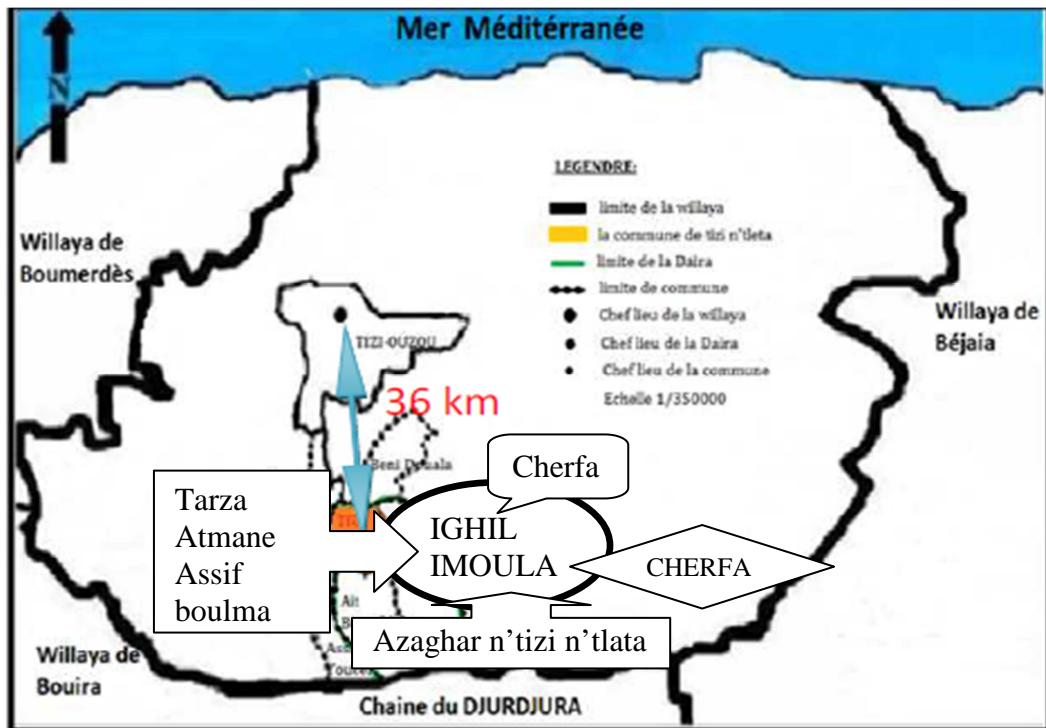


Figure I-1) : Situation géographique

I-3) SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La région d'étude est caractérisée par des reliefs dont l'altitude varie entre **400** et **800 m**, au niveau desquels s'installe la majorité des villages de la commune.

Le village IGHIL IMOULA se présente sur un versant avec une déclivité plus au moins importante.

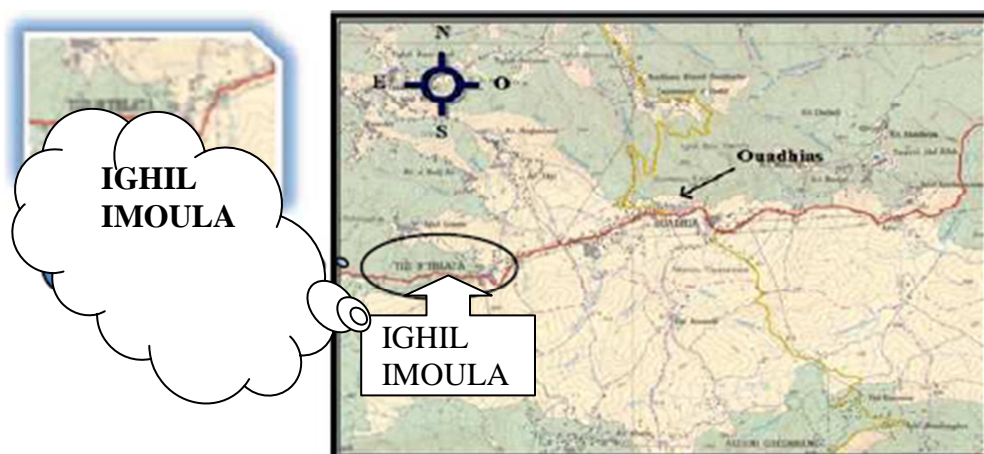


Figure I-2) : Situation de la région d'étude (Carte Topographique) à l'échelle 1/50000

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

On ce qui concerne les pentes, on peut relever trois catégories de pentes :

- **Pente faibles** : elles varient entre 0 – 8 % occupent toute la partie sud du territoire communale.
- **Pentes moyennes** : elles varient entre 08 – 25 %, occupent la partie centre sur la vaste surface.
- **Pentes fortes** : Elles dépassent + 25 %, elle occupe la partie Nord-est du territoire communale.

I-4) SITUATION GEOLOGIQUE :

Le village IGHIL IMOULA dont les altitudes varient entre **400** et **800 m**, se situe au Nord de la chaîne calcaire du Djurdjura. Elle se caractérise dans sa majeure partie, environ **80%** de sa surface totale, par des pentes très raides (> **25%**) surtout au Nord, donnant lieu à des reliefs très accidentés. Quant au restant de la commune, environ **20%** de sa surface totale, on y trouve des plaines qui s'étalent du Nord de l'ACL de la commune jusqu'à la limite sud.

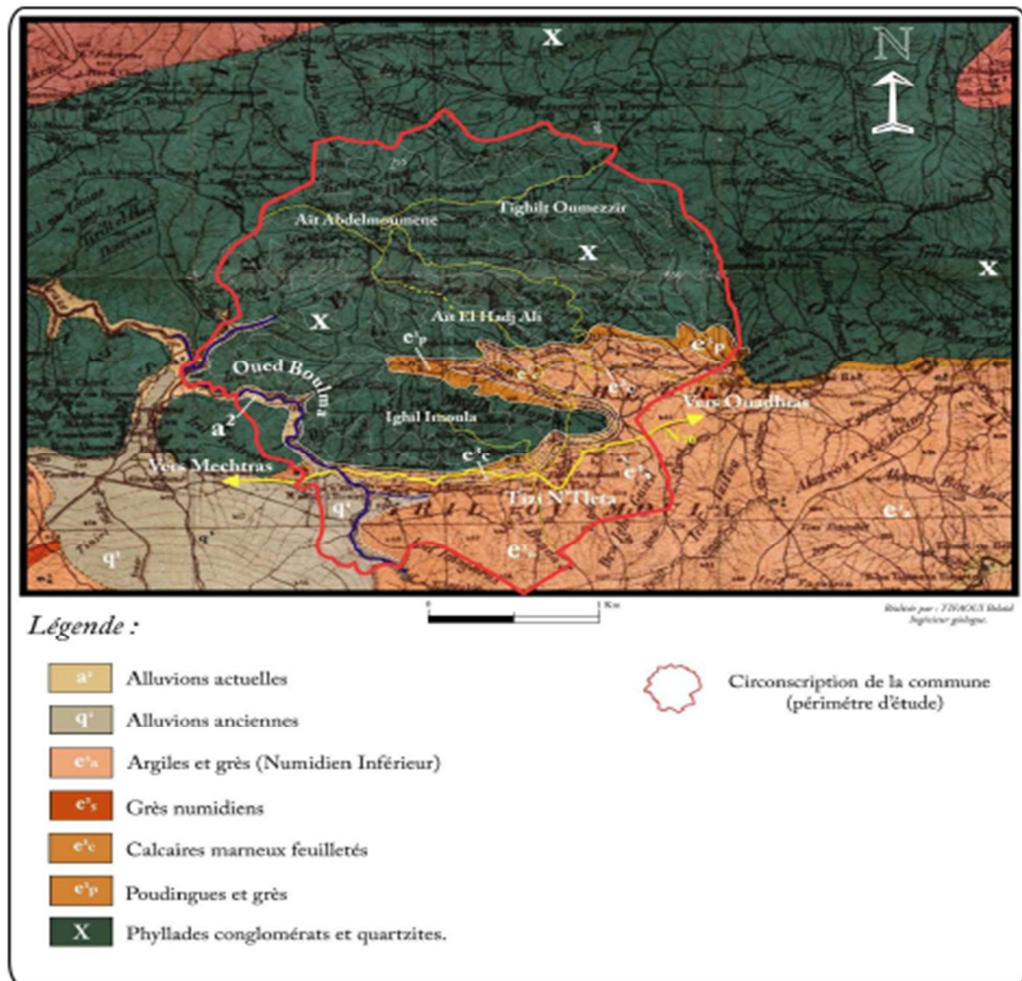
Sur le plan géologique, la région d'étude est constituée par des terrains variés. On y trouve des terrains métamorphiques anciens qui couvrent la majeure partie de la surface d'étude, ils sont représentés par des phyllades conglomérats et quartzites. Les terrains restants sont constitués par des formations sédimentaires plus récentes qu'à la retrouve plus particulièrement au Sud et au Sud-est de la localité ainsi qu'aux voisinages d'oued Boulma. Ces formations sédimentaires, s'étendent du centre de la commune vers l'Est puis vers le Sud en contournant le village IGHIL IMOULA et en couvrant le chef lieu jusqu'à la limite Sud de la commune.

Elles sont représentées en grande partie par une formation marneuse légèrement schisteuse au sommet, contenant parfois des blocs gréseux et recouverte par une couche argileuse (**photo 1 et 2**). D'après la carte géologique de Draa-El-Mizan au **1/50000^e** (feuille n°44, E. FICHEUR, **1906**), d'où la carte ci-après a été extraite, c'est la formation d'argiles et grès du numidien inférieur qui appartient à la partie Est de la dépression de Draa-El-Mizan.

Dans la partie Nord de cette formation, on y retrouve intercalée la formation des calcaires grès-marneux feuilletés ($e^3 c$) allongées d'Est en Ouest (**photo3**).

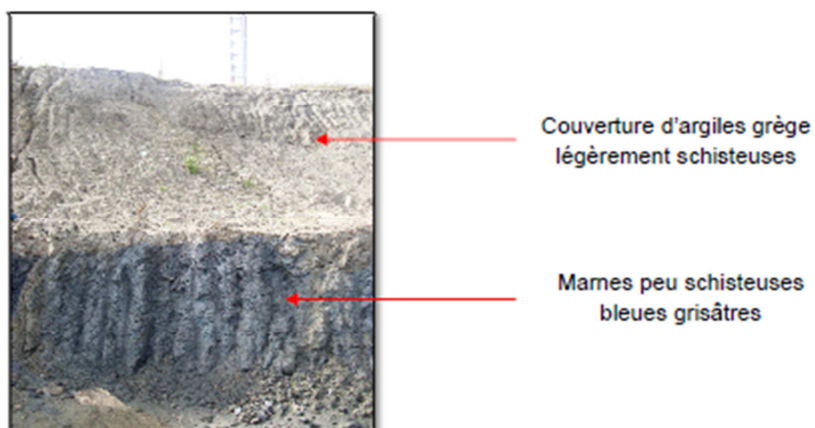
L'extrémité Nord de ces formations sédimentaires est marquée par les poudingues et grès (**photo 4**) de numidien inférieur ($e^3 p$). Enfin, en remarque une présence d'alluvions actuelles (a^2) le long d'oued Boulma et d'alluvions anciennes (q^1) déposées par celui-ci dans un quaternaire plus ancien au Sud-ouest de la région d'étude, du côté Ouest du lit actuel de l'oued.

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

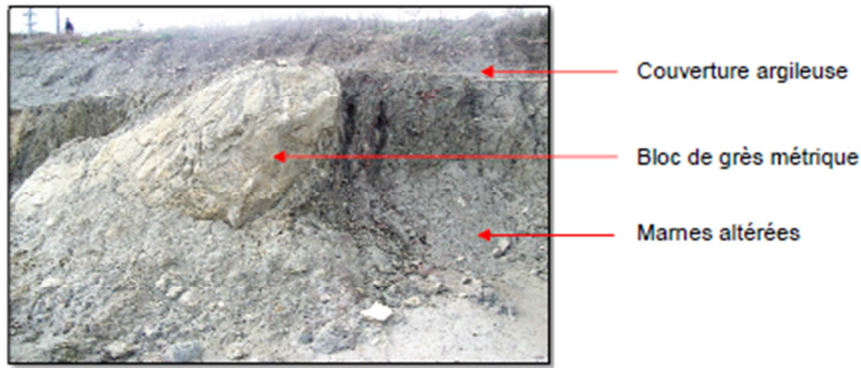


(Extrait de la carte géologique de Draa-El-Mizan 1/50000°, Feuille n°44, FICHEUR, 1906)

Figure I-3) : Géologie de la commune (la région) d'étude



Chapitre I : Présentation de la région d'étude



Photos 1 et 2 : Argiles (marneuses) et grès du numidien inférieur (e^3_a).

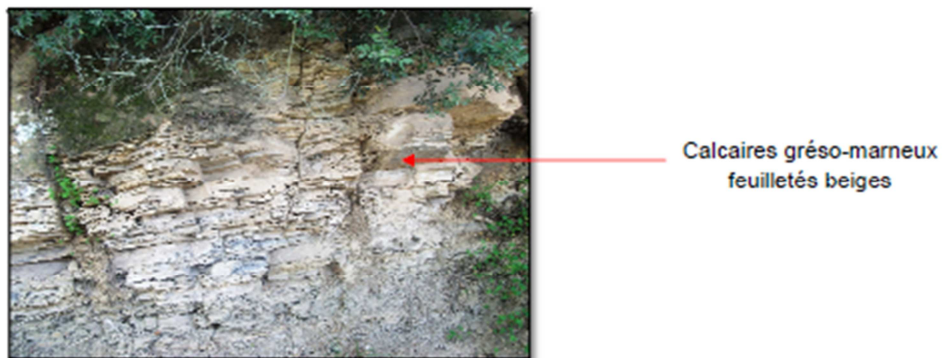


Photo 3 : Calcaires grésomarneux feuilletés (e^3_c).

Le reste de la région est constituée par des terrains métamorphiques azoïques (**X**) de l'épizone, qui est le siège d'un métamorphisme à température modérée. C'est le métamorphisme d'une argile après un long processus sous l'action de la pression et de la température qui finit par créer un feuilletage régulier en plans parallèles aboutissant à la formation de phyllades et quartzo-phyllades (**photo 5**), qui sont des roches proches de l'ardoise et dont le type de schistosité concernant toute la masse de la roche est dite pénétrative. On note aussi la présence parfois de conglomérats au sein de cette vaste étendue de roches.

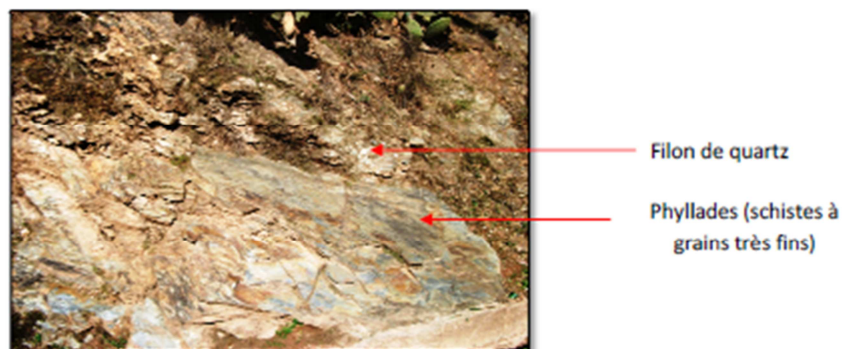


Photo5 : Phyllades (X)

Chapitre I : Présentation de la région d'étude



Photo 6 : Limite entre les formations sédimentaires et les formations métamorphiques.

I-5) SITUATION CLIMATIQUE :

Le climat de la région d'étude peut être assimilé à un climat de régime méditerranéen avec des étés chauds et secs et des hivers humides et frais (voir la figure I-6).

Les variations climatiques sont dues à la présence des montagnes environnantes (Djurdjura et mer méditerranée au Nord).

I-5-1) La température :

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude (2005-2015) recueillies auprès de l'O.N.M (Office National de la Météorologie) de la station de Boukhalfa Tizi-Ouzou, sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I-1) : Températures moyenne mensuelles en °C (2005-2015)

Année	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Tot
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	211,7
2006	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	229,5
2007	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	218,1
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	221,7
2009	10,8	10,4	12,7	14	20,8	25,2	29,6	28	22,8	19,3	15,3	15,8	224,7
2010	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	23,6	19,2	14,3	11,2	217,7
2011	10,6	10,3	13,4	17,6	19,7	23,2	27,5	28,5	24,8	19,6	15,7	11,7	222,6
2012	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	24,4	20,8	16,3	11,9	222,8
2013	10,8	9,4	14,3	15,8	17,5	22	26,7	26,9	24,1	23,1	13,6	11,2	215,4
2014	12,3	12,8	12,3	17,5	19,2	23,7	27	28	26,2	21,6	17,3	10,9	228,8
2015	9,9	9,8	13,1	17,3	21,4	24,7	29,7	28,8	24,4	20,2	14,9	12,5	226,7
MOY	10,42	10,48	13,19	16,33	19,71	24,05	28,04	27,92	24,13	20,52	14,98	11,96	221,78

Source : O.N.M de Boukhalfa.

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

La localité d'étude est caractérisée par des températures variables.

- Les mois les plus froids sont : Décembre, janvier et février avec une température de **10,42°C**.
- Les mois les plus chauds sont : juillet, aout, quand la température maximale est de **28,04°C**.

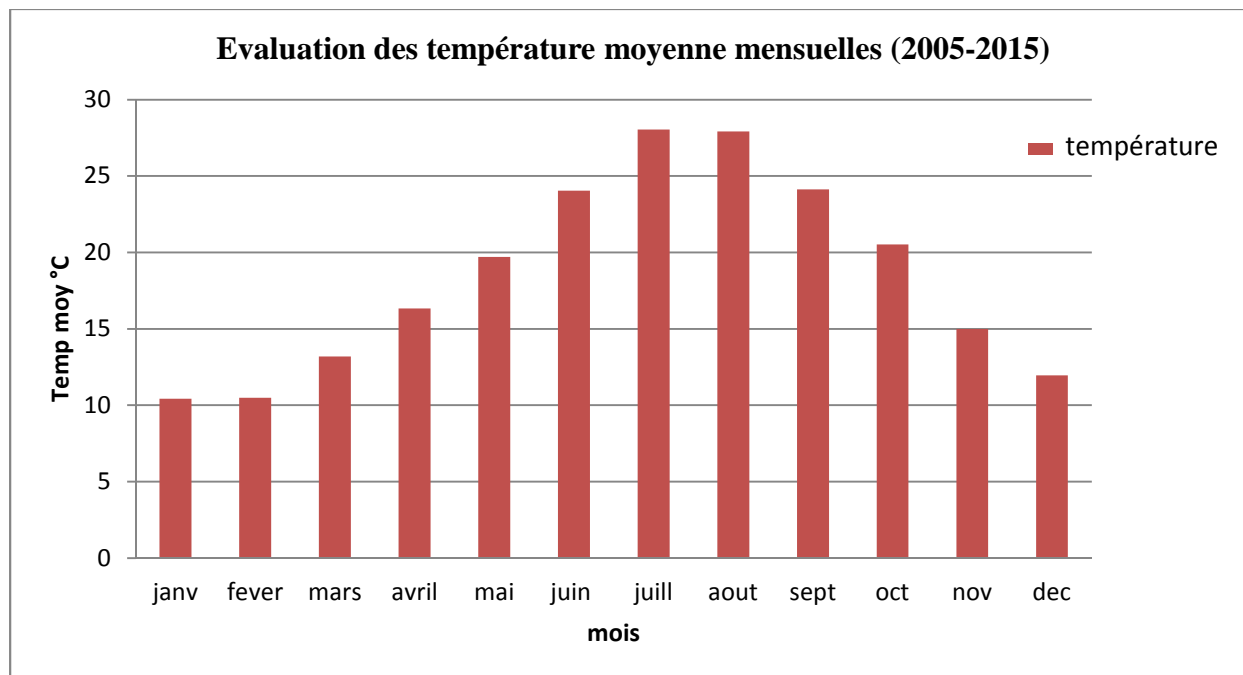


Figure I-4) : Evaluation des températures moyennes mensuelles (2005-2015)

I-5-2) La pluviométrie :

La précipitation est un facteur climatique essentiel ; qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides. (Voir Tableau I-2), donc la région d'étude influencée beaucoup plus par le climat du Djurdjura. (Source : ANRH de Tizi-Ouzou)

Tableau I-2) : Précipitation moyennes mensuelles en (mm) de (2005-2015)

Année	Jan	Fevr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Total
2005	148,7	37,5	30,3	68,5	1,5	0,1	0,6	1,7	20	57,5	72,2	87,2	525,8
2006	142,5	169,4	35	20,2	78,1	5,6	2,4	2,7	36,5	18,6	7,3	170,5	688,8
2007	8,4	63,4	284,6	201,5	23,8	14,9	11,3	1,8	56,9	210,4	257,8	89,2	1224
2008	8,7	11,8	88,1	32,3	96,8	14	7,2	0	34,6	66,1	190,3	115,4	665,3
2009	221	42,4	92	132,6	69,1	0	2,6	7,3	169,8	40,4	116,5	140,3	1034
2010	82,4	61,1	97,4	93,6	59,3	27,6	1,8	25,9	25,4	113,4	143,5	76,1	807,5
2011	90,9	146,9	89,9	106,5	153,1	41,1	1,7	0,2	7,5	34,1	156,6	120,6	949,1
2012	69,5	269,5	97,8	146,8	40,2	1,1	0	6,4	10,9	96,3	68,7	39,8	847
2013	211,8	185,7	93,5	64,5	151,6	0	0,3	11,3	37,6	39	164,9	103,7	1063,9

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

2014	110,1	110,2	172,4	5,3	10	48,4	0,2	3,6	11,8	26,5	61,6	272,4	832,5
2015	201	182	70	0	10,4	15,3	4,1	2,6	4,1	82	103	0	674,5
MOY	117,73	116,36	104,64	79,25	63,08	15,28	2,93	5,77	37,74	71,3	122,03	110,47	846,58

Source : ANRH de Tizi-Ouzou

- ❖ La quantité interannuelle des précipitations atmosphériques dans la région d'étude est en moyenne de la somme des Moyi = **846,58 mm/an.** pour la période (2005-2015).
- ❖ Cette région est fortement arrosée en novembre, décembre, janvier et février avec un maximum de **122,03 mm** au mois de novembre.
- ❖ Les précipitations diminuent à partir du moi de février pour atteindre un minimum **2,93 mm** au mois de juillet.

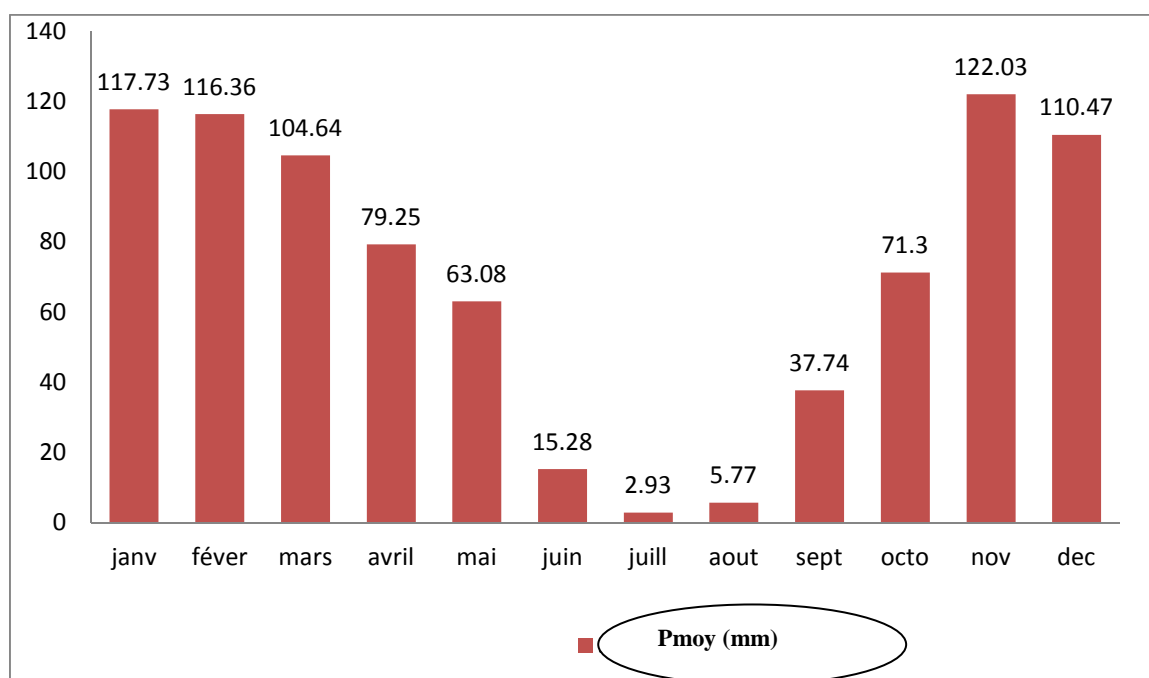


Figure I-5) : Evaluation des pluviométries moyennes mensuelles de 2005-2015

Tableau I-3) : Les moyennes de températures et précipitation de 2005 à 2015

Mois	Jan	Févr	Mars	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Tmoy (°C)	10,42	10,48	13,19	16,3	19,71	24,1	28	27,9	24,1	20,5	14,98	11,96
Pmoy (mm)	117,73	116,4	104,6	79,3	63,08	15,3	2,93	5,77	37,7	71,3	122	110,5

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

I-5-3) Diagramme ombrothermique : $p = f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1953) permet la détermination de la période sèche.

Sur le diagramme sont reportés :

- En abscisses les mois de l'année.
- En ordonnées les précipitations mensuelles d'un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celles des précipitations de l'autre.

Lorsque la courbe de précipitation passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les abscisses des points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

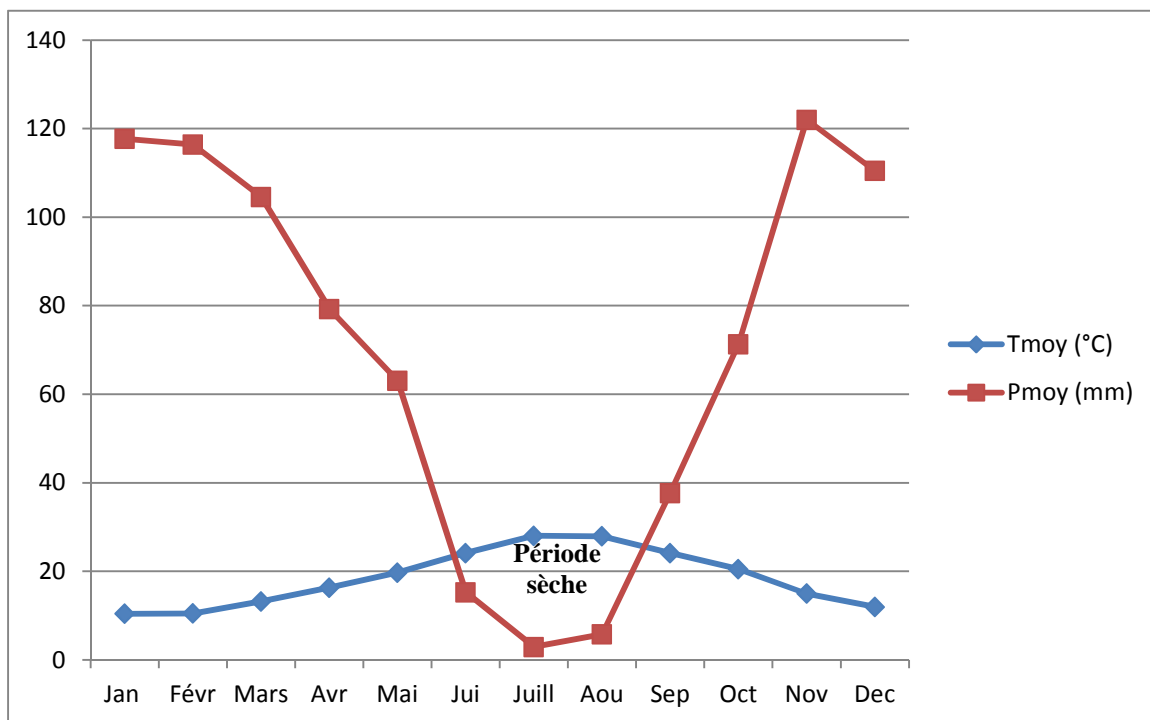


Figure I-6) : Diagramme Ombrothermique de Gausсен

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente de **Juin** jusqu'à **Aout**.

I-6) CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de cerner les difficultés que vive la localité concernée, du point de vue alimentation en eau potable et d'autres difficultés d'ordres technique pouvant survenir au cours ou après réalisation du projet dans le cas ou les précautions nécessaires ne sont pas prises.

Chapitre II :

*Estimation des besoins en
eau*

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

CHAPITRE II :

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II-1) INTRODUCTION :

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

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs, à savoir l'évolution de la population, des différents équipements, du niveau de vie de la population...ete Elle diffère aussi d'une agglomération à autre. L'étude présente, se base sur le recensement de l'APC les orientations du plan d'urbanisation et des équipements. Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

II-2) EVOLUTION DE LA POPULATION :

L'évolution des besoins en eau aux différents horizons est établie sur la base de l'évolution démographique de la population dont le calcul s'effectue par la formule dite des intérêts composés.

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

P_n : Population à l'horizon d'étude ;

P₀ : Population de l'année de référence (2008) ;

N : Nombre d'années séparant de référence de l'année de calcul ;

α : Taux d'accroissement démographique.

Remarque :

D'après les données récoltées d'une part et d'autre part, on a constaté une augmentation de la population de village **IGHIL IMOULA** à l'échelle communal d'où le nombre d'habitants qui est passée de **1474** (en **1998**) à **1734** personnes en **2008**, avec un taux d'accroissement est de **2.8 %**.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Dans notre cas nous prendrons le taux d'accroissement de (2.98%) (2008/2013), il en sera de même pour les horizons : 2016, 2026, 2036, 2046,

Tableau II-1) : Estimation de la population de village IGHIL IMOULA aux différents horizons

Village	Taux d'accroissement	Horizons				
		2008	2016	2026	2036	2046
IGHIL IMOULA	0,0298	1734	2194	2942	3946	5293

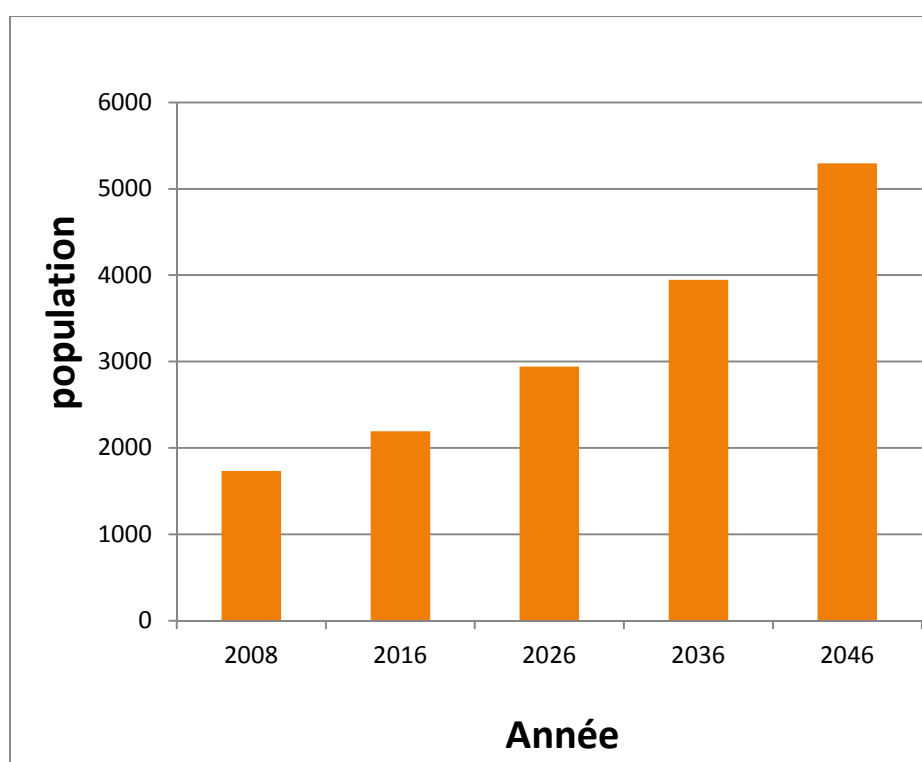


Figure II-1) : Estimation de la population de village IGHIL IMOULA au différent horizon

II-3) EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE VILLAGE :

Les besoins en eau sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons, principalement, le moyen et le long terme.

D'après les normes préconisées par A. Dupont, nous avons pour une ville de 5000 à 20 000 habitants une dotation de 150 à 200 l/hab /j, en France.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Etant donné le niveau de vie, les habitudes sanitaires des populations, on estime qu'une dotation de **150 l/j/hab** serait largement suffisante (source DHW).

II-3-1) La consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements, pendant une journée. Celle-ci est exprimée par la relation suivante (Bonin, 1986) :

$$Q_{moy j} = \frac{N \cdot D}{1000} \text{ m}^3/j$$

Avec :

$Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en m^3/j ;

D : Dotation en l/hab/j ;

N : Nombre d'habitants.

II-4) DIFFERENTS TYPES DES BESOINS :

II-4-a) besoins domestiques aux différents horizons :

Le bilan des besoins domestiques est représenté dans le tableau suivant :

$$Q_{moy} = \frac{N \times D}{24 \times 3600} \text{ L/S}$$

Q_{moy} : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s)

Tableau II-2) : Besoins domestique

Village	Dot (l/j/hab)	Cons moy j (m^3/j)				Cons moy (l/s)			
		2016	2026	2036	2046	2016	2026	2036	2046
IGHIL IMOULA	150	329,1	441,3	591,9	793,95	3,81	5,11	6,85	9,19

II-4-b) besoins scolaire :

Une seule école primaire existe au niveau du village IGHIL IMOULA. Et les besoins de ce secteur sont donnés dans le tableau suivant :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-3) : besoins scolaires

VILLAGE	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation	Cons moy.j (m ³ /j)	Cons Moy (l/s)
IGHIL IMOULA	Une école primaire	120	15	1,8	0,02

Source : APC de chef lieu

II-4-c) Besoins sanitaires :

Tableau II-4) : Besoins sanitaire

Village	Type d'équipement	surface (m ²)	Dotation (l/j/hab.)	Cons moy.j (m ³ /j)	Cons Moy (l/s)
IGHIL IMOULA	Centre de santé	400	7	2,8	0,0324

Source : APC de chef lieu

II-4-d) Besoins du secteur commercial :

Tableau II-5) : Besoins du secteur commercial

VILLAGE	Type d'équipement	Nombre	Dotation	Cons.moy.j (m ³ /j)	Cons.moy (l/s)
IGHIL IMOULA	Cafétérias	1	1500	1.5	0,017

Source : APC de chef lieu

II-4-e) besoins socioculturels :

Tableau II-6) : Besoins socioculturels

Village	Type d'équipement	nombre d'usagers	Dot (l/j/hab.)	Cons.moy.j (m ³ /j)	Cons.moy (l/s)
IGHIL IMOULA	Une mosquée	340	20	6,8	0,079
	un centre culturel	20	10	0,20	0.002
TOTAL	/	360	/	7	0,081

Source : APC de chef lieu

II-4-f) Besoins des cheptels :

Tableau II-7) : besoins des cheptels

VILLAGE	Type de cheptel	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Cons.moy.j m ³ /j	Cons.moy.(l/s)
IGHIL IMOULA	Bovins	287	50	14,35	0,166
	Ovins	67	10	0,67	0,0077
	Caprin	33	10	0,33	0,0038

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

TOTAL	/	387	/	15,35	0,177
-------	---	-----	---	-------	-------

Le service d'agronomie de l'APC de chef lieu

Tableau II-8) : récapitulatif de la consommation moyenne journalière total pour les horizons (2036-2046)

Village	2036		2046	
	Cons.moy.j(m ³ /j)	Cons.moy tot(l/s)	Cons.moy.j (m/j)	Cons.moy tot (l/s)
IGHIL IMOULA	620,35	7,18	822,4	9,52

II-5) ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES :

En plus des divers consommations énumérées précédemment ; nous avons estimé les pertes dans le réseau en général quelque soit dans l'adduction, la distribution et le branchement. Dans notre cas les pertes prises sont équivalent à **25 %** des consommations des habitants de village IGHIL IMOULA (**source DHW de TIZI-OUZOU**).

Dans un réseau bien entretenu, les pertes atteignent couramment jusqu'à **20%** de la consommation, et **20%** à **35%** pour un entretien moyen ; elles peuvent atteindre ou dépasser **50%** pour les réseaux mal entretenus.

La consommation a été évaluée à : **822.4 m³/j** à l'horizon de l'année **2046**.

Les pertes seront :

$$P = \text{Consommation moyenne journalière} * 0.25$$

P = 822.4 * 0.25 = 205.6 m³/j au total nous allons un débit moyen journalier à l'horizon **2046** de :

$$822.4 + 205.6 = 1028 \text{ m}^3/\text{j} = 11.9 \text{ l/s}$$

L'estimation des besoins moyens journaliers total, tenant compte des pertes (**25%**) est donnée dans le tableau suivant :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-9) : Récapitulatif des besoins en eau tenant compte des pertes pour les horizons (2036 et 2046)

Village	2036		2046	
	Cons.moy.j(m ³ /j)	Cons.moy tot(l/s)	Cons.moy.j (m ³ /j)	Cons.moy tot (l/s)
IGHIL IMOULA	775.437	8.975	1028	11.9

II-6) ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS :

II-6-1/ Variation de la consommation journalière :

En raison de l'irrégularité dans la consommation, le débit exigé par cette dernière est soumis à plusieurs variations d'ordre horaires, journalières, mensuelles et annuelles.

Pour tenir compte de cet aspect important, on affecte au débit moyen journalière des coefficients d'irrégularité, permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale, afin de dimensionner le réseau d'adduction.

II-6-1-a/ consommation maximale journalière Q_{maxj} :

Elle représente le débit du jour, le plus chargé de l'année. Il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de **10 à 30 %**. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj}$$

Avec :

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité journalière maximal, tenant compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau. Il est compris entre **1,1 et 1,3** ; nous optons donc pour $K_{maxj} = 1.2$

II-6-1-b/ Consommation minimal journalière Q_{minj} :

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année. Il est représenté par la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj}$$

Avec :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre **0.7 et 0.9** ; dans notre cas on estime

$$K_{minj} = 0.8$$

Tableau II-10) : débit maximale et minimale journalière

Horizons	Q moy j		Kmaxj	Qmax j		Kminj	Qmin j	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
2036	775,437	8,975	1,2	930,524	10,77	0,8	620,35	7,18
2046	1028	11,9	1,2	1233,6	14,28	0,8	822,4	9,52

II-6-2/ Variation de la consommation horaire :

Elle représente selon des coefficients d'irrégularité horaire K_{max} et K_{min} .

Elle nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau, afin de dimensionner et de prévoir les risques des dépôts dans la conduite.

La variation de la consommation maximale horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{max h} = K_{max h} * (Q_{maxj} / 24)$$

Avec :

$K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximale.

$$K_{max h} = \alpha_{max} * B_{max}$$

Avec :

α : Coefficient tenant compte du confort et d'équipement de l'agglomération

(Dans notre cas c'est un groupe de village). α est compris entre **1,2 et 1,4**. Et nous prenons : $\alpha_{max} = 1.3$

β : Coefficient donnée par le tableau en fonction de la taille de l'agglomération. Il est représenté dans le tableau suivant :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-11) : valeurs du coefficient β en fonction du nombre d'habitants

nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Dans notre cas, le nombre d'habitants est égal à **5293** habitants, compris entre **4000** et **6000**.

On procède alors à une interpolation linéaire :

Pour :

$$6000 - 4000 \longrightarrow 1.4 - 1.5$$

$$5293 - 4000 \longrightarrow \beta_{\max} - 1.5$$

$$2000 \longrightarrow -0.1$$

$$1293 \longrightarrow \beta_{\max} - 1.5$$

$$\beta_{\max} = \frac{1293 * (-0.1)}{2000} + 1.5$$

$$\beta_{\max} = 1.435$$

Donc :

$$\begin{aligned} K_{\max h} &= \alpha_{\max} * B_{\max} \\ &= 1.3 * 1.435 \end{aligned}$$

$$K_{\max h} = 1.865$$

Et finalement :

$$\begin{aligned} Q_{\max h} &= K_{\max h} * (Q_{\max j} / 24) \\ &= 1.865 * (1028 / 24) = 79.89 \text{ m}^3 / \text{h} \end{aligned}$$

Ce qui donne :

$$Q_{\max h} = 79.89 \text{ m}^3 / \text{h} = 22.20 \text{ l/s}$$

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II-7) CONCLUSION:

L'estimation des besoins en eau à long terme (2046) pour le village IGHIL IMOULA est illustrée dans le tableau suivant :

	m ³ /j	l/s
Qmoyj	1028	11.9
Qmax j	1233.6	14.28

Le débit maximal journalier Qmax j, nous permet par la suite de dimensionner le réseau d'adduction.

Chapitre III :

*Ressources en eau potable
de la région d'étude*

CHAPITRE III

RESSOURCE EN EAU DE LA REGION D'ETUDE

III-1) INTRODUCTION :

Dans cette partie, on va étudier les ressources en eau dans les environs de la localité d'étude (dans le village IGHIL IMOULA précisément), pour bien situer tous les ouvrages hydraulique existants au niveau de la région, et obtenir les informations complémentaires concernant les caractéristiques du réseau d'adduction.

L'infrastructure hydraulique de la région ne comporte ni barrage, ni retenus collinaire, ni forage. Elle dispose seulement de sources, à partir de quelle le village sont alimentée.

III-2) LES RESSOURCES EXISTANT EN EAU POTABLE :

Le village IGHIL IMOULA est alimenté à partir de deux sources à savoir :

La source TEBOUTH se trouvant dans la commune de ait Bouadou, situé sur le flanc nord du Djurdjura avec un débit de **6,6 l/s** et la source TASSADOURTH.

D'après les services de la subdivision de l'hydraulique de OUADHIA, ainsi que les membres du comité de village IGHIL IMOULA, la source TASSADOURTH n'alimente plus le village.

III-2-1) Infrastructures hydrauliques existantes dans la région d'étude :

III-2-1-a) Station de pompage et de reprises :

- **Une station de pompage :** les travaux sont achevés, reste la mise en service.

III-2-1-b) les ouvrages :

Quand aux ouvrages de stockage, le village IGHIL IMOULA, est doté de deux réservoirs :

Un réservoir de transit d'une capacité de stockage de **200 m³** qui achemine l'eau qui arrive par gravité de la source TEBOUTH vers le deuxième réservoir surélevé (château d'eau du village IGHIL IMOULA d'une capacité de stockage de **200 m³**) par le biais d'une station de pompage. (Voir le tableau III-1).

Tableau III-1) : Les ouvrages hydrauliques existants (Réservoirs)

La région d'étude	Capacité (m3)	Observation
Réservoir de transit	200	Opérationnel
Château d'eau (IGHIL IMOULA)	200	Opérationnel surélevé

Source de la DHW

III-3) DESCRIPTION DU SCHEMA HYDRAULIQUE EXISTANT :

III-3-1) Adduction par refoulement à partir de la station de reprise (STR1) :

- ❖ IGHIL IMOULA est alimenté à partir du réservoir surélevé **R200 m³** qui est à son tour alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (**STR1**) avec une conduite de **DN100** sur une longueur de **1200 ml**.

Tableau III-2) : Les caractéristiques du réseau d'IGHIL IMOULA (refoulement)

Conduite		Diamètre	Matériau	Type d'adduction
De	Vers			
Source TEBOUTH	Réservoir de transit	125	Acier enrobé	Gravitaire
Réservoir de transit	Château d'eau	100	Acier enrobé	Refoulement

Source de la DHW

III-4) DIAGNOSTIC DE LA CHAINE D'ADDUCTION :

III-4-1) Diagnostic de la station de reprise (SR1) :

La station de reprise sert à transiter les eaux de la source **TEBOUTH** vers le réservoir de village **IGHIL IMOULA** d'une capacité de **200 m³**.

La station de pompage est équipée de groupes motopompe centrifuge à axe horizontal (dont une de secours) et en parallèles qui ont les mêmes caractéristiques.

Elles sont d'une marque jeument Schneider, chacune d'elles débite **80 m³/heure** et d'une **HMT** de **230 m**.

Il existe quelques anomalies au niveau du réservoir ainsi l'équipement de la station de pompage qui est :

❖ **Réservoir :**

- Porte métallique : état corrodé ;
- Trop plein en acier : état corrodé ;
- Béton en bon état ;
- Absence d'une échelle pour l'accès à l'intérieur de réservoir ;
- peinture est en bon état.

❖ **Station de pompage :**

- Un Javelisateur automatique en bon état ;
- Une armoire de commande électrique et une résistance du moteur ;
- Un manomètre (il indique **23 bars** lorsque la pompe est en marche) ;

- Un compteur en bon état installé en refoulement **DN100 mm** ;
- La station n'est pas dotée d'un anti bélier.

Les recommandations :

- Le nettoyage et désinfection périodique ;
- Réparation de fuites sur tous les équipements existant ;
- L'emplacement des Javelisateur automatique ;
- L'entretien et la sécurité ;
- Installation d'un réservoir d'air (anti bélier).

III-5) BALANCE RESSOURCE - BESOINS :

Dans le but de connaître si le débit fourni par les sources satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il ya un excès ou un déficit de débit.

Comme nous l'avons déjà dit, le village IGHIL IMOULA dispose d'une source donnant un débit de **6,6 l/s** qui est équivalent à **570 m³/j**.

Donc en comparant le débit de la source avec les besoins, on remarque pour le long terme, la source TEBOUTH, sera insuffisante. D'où vienne la nécessité de procéder à d'autres captages à long terme.

III-6) COMPARAISON DE LA CAPACITE DE STOCKAGE :

Le village IGHIL IMOULA dispose actuellement d'un seul réservoir de distribution d'une capacité de stockage de **200 m³**.

Pour savoir si cette capacité existante va répondre aux besoins de l'agglomération d'ici le long terme, on comparera cette dernière avec la capacité théorique qui représente **50%** des besoins maximums journaliers à qui on ajoute la réserve d'incendie qui est estimée à **120 m³**. Et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-3) : Vérification de la capacité de stockage

Horizon	Besoins maximums journaliers	Capacité théorique 01	Réserve d'incendie 02	Capacité Nécessaire 01+02	Capacité existante	Différence
	m ³ /j	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
2046	1233.6	616.8	120	738.8	200	538.8

III-7) COMPARAISON ENTRE BESOIN EN EAU ET RESSOURCE

ACTUELLES :

- ❖ Les besoins en eau de notre région à l'horizon 2046 sont de : **1233,6 m³/j** soit **14,28 l/s**.
 - ❖ Les débits disponibles en eau des ressources actuelles sont de : **570,24 m³/j** soit **6,6 l/s**.
- Donc on calcule le déficit par la formule suivante :

$$\text{Déficit} = \text{besoin} - \text{production}$$

$$= 1233,6 - 570,24$$

$$\text{Déficit} = \mathbf{663.36 \text{ m}^3/\text{j} = \mathbf{7,68 \text{ l/s}}$$

Tableau III-4) : Tableau comparatif entre besoin en eau et ressource actuelle

Horizon	Besoins max en eau		Débit disponible en eau		Déficit	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
2046	1233,6	14,28	570,24	6,6	663,36	7,68

REMARQUE :

Le village IGHIL IMOULA est alimenté à partir de deux sources à savoir : la source TEBOUTH donnant un débit de **6,6 l/s** équivalent de **570,24 m³/j** et la source TASSADOURT. Mais d'après les services de la subdivision de l'hydraulique de la daïra de OUADHIA, ainsi que les membres du comité de village IGHIL IMOULA, la source TASSADOURT n'alimente plus le village.

III-7) CONCLUSION :

Il apparait que la source mobilisé actuellement pour alimenter en eau potable le village IGHIL IMOULA avec un débit de **6,6 l/s** sont insuffisantes pour satisfaire tous les besoins de cette région, autrement dit, la production est très faible par rapport aux besoins de la population.

CHAPITRE III : LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE

A cet effet, on procédera à une adduction en eau potable directe de cette région en déconnectant les ressources actuelles de la nouvelle chaîne projetée, de façon à alimenter cette population de toute la commune avec un débit total $Q = 83,88 \text{ l/s}$ pour le long terme (2046) à partir du point de piquage sur une conduite de transfert de Koudiet Asserdoune.

Les programmes à venir, doivent être maintenus dans la réhabilitation et le renforcement des infrastructures existantes.

Chapitre IV :
*Contrôle de la qualité de
l'eau*

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

CHAPITRE IV

CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

IV-1) INTRODUCTION :

Dans tous les cas, l'eau mise à la disposition du consommateur dans le réseau de distribution, doit être traitée.

Il est nécessaire de traiter l'eau à chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur aux normes en vigueur dans le pays considéré. L'OMS (l'Organisation Mondiale de la Santé) établit pour chaque paramètre, des recommandations qui doivent être adoptées dans chaque pays, en fonction de l'état sanitaire et des considérations économiques de ce pays, pour aboutir aux normes réglementaires nationales.

Pour l'Algérie l'eau destinée à la consommation humaine doit répondre aux normes adoptées par l'OMS (**Genève 1986**) (Annexe 1et 2).

IV-2) DEFINITION D'UNE EAU POTABLE :

L'eau est potable lorsqu'elle ne présente aucun danger ou un risque à la santé de ceux qui la consomme, elle ne doit pas contenir en quantité nuisible, ni substances chimiques, ni germes nocifs à la santé (vibron cholérique, streptocoques fécaux.....)

Une eau d'alimentation doit être fraîche de saveur. Elle doit répondre aux normes de potabilité de tous les paramètres qu'ils soient :

- Organoleptique ;
- Physico-chimiques ;
- Bactériologiques.

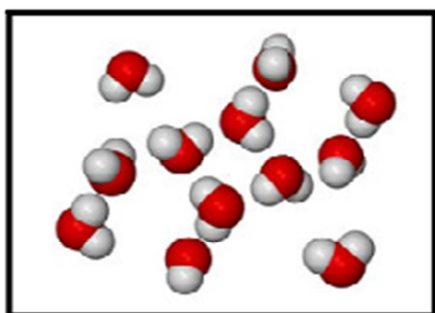


Figure IV-1) : Des molécules d'eau, H₂O



Figure IV-2) : Une eau potable

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

IV-3) QUALITE DE L'EAU :

Notre région d'étude est alimentée à partir de la source TEBOUTH et la source TASSADOURTH.

D'après les services de la subdivision de l'hydraulique de OUADHIA, ainsi que les membres du comité de village IGHIL IMOULA, la source TASSADOURTH n'alimente plus le village.

Cette eau qui vient de ces deux sources doit répondre aux normes. Ces normes définissant une eau de qualité sont variables suivant la législation en vigueur et suivant qu'il s'agisse d'une eau industrielle ou destinée à la consommation.

Par conséquent, une analyse physico-chimique et bactériologie est indispensable. Les résultats des analyses de l'eau brute ont été réalisés au niveau du laboratoire de l'ADE de TIZI-OUZOU. Les premiers échantillons ont été prélevés au moi de **Mai2015** (prélèvement Estival) ; les seconds, au mois de **Février 2016** (prélèvement printanier).

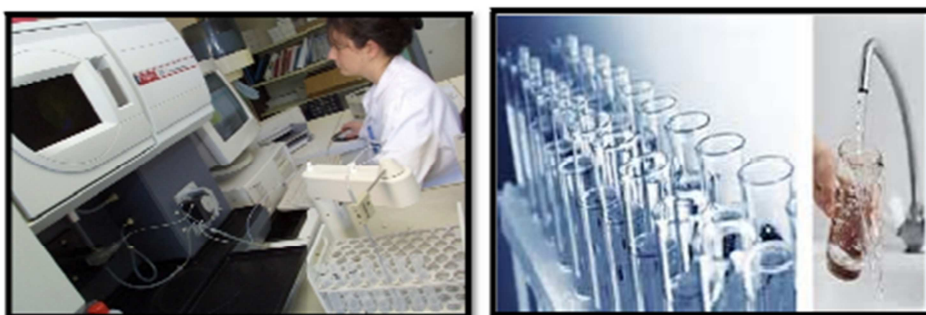


Figure IV-3) : Les analyses de l'eau brute

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

IV-4) RESULTATS DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE DU LA SOURCE TEBOUTH :

Les résultats des analyses sont indiqués dans les tableaux ci-après :

Tableau IV-1) : Paramètre physico-chimiques

Paramètres	Unité	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (05-05-2015)	Résultats du deuxième prélèvement (07-02-2016)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Ph	/	7.93	7.85	6.5 à 9,0
Potentiel redox	mv	/	/	/
Conductivité	µs/cm	1100	1041	2800
Température °C	°C	18,7	15,8	/
Turbidité	NTU	0,7	0,88	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Salinité	‰	/	/	/
CO2 Libre	mg/l	/	/	/
Résidu sec à 105°C	mg/l	/	623,64	1500
MES à 105°C	mg/l	/	/	00
TDS	mg/l	/	/	/

Source : ADE de Tizi-Ouzou

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Tableau IV-2) : Minéralisation globale

Paramètres	Unité	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (05-05-2015)	Résultats du deuxième prélèvement (07-02-2016)	Les normes de l'OMS admissibles
Calcium Ca ⁺⁺	mg/l	98,60	125,05	200
Magnésium Mn ⁺²	mg/l	46,19	27,23	/
Sodium Na ⁺	mg/l	90	68	200
Potassium k ⁺	mg/l	03	03	12
Chlorures Cl	mg/l	150,82	165,92	500
Sulfate SO ₄ ⁻²	mg/l	115,6	119	400
Carbonate CO ₃ ⁻²	mg/l	/	/	
Bicarbonates HCO ₃ ⁻	mg/l	201,30	222,04	/
Dureté totale TH	mg/lcaco ₃	436	424	500
Dureté permanente	mg/lcaco ₃	/	/	/
Titre alcalin TA	mg/lcaco ₃	00	00	/
Titre alcalin complet TAC	mg/lcaco ₃	165,0	182	500

Source : ADE de Tizi-Ouzou

Tableau IV-3) : Paramètre de pollution

Paramètres	Unité	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (05-05-2015)	Résultats du deuxième prélèvement (07-02-2016)	Les normes de l'OMS admissibles
Ammonium NH ₄ ⁺	mg/l	00	00	0.5
Nitrite NO ₂ ⁻		00	00	0.2
Nitrate NO ₃ ⁻		0,9	4,427	50
Phosphate PO ₄ ⁻		00	00	05
Matière.Org.acide		1.0	00	05
Matière.Org.Basique		/	/	/

Source : ADE de Tizi-Ouzou

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Tableau IV-4) : Paramètres bactériologiques

Paramètres		Unité	Valeurs		Normes
			Résultats du premier prélèvement (05-05-2015)	Résultats du deuxième prélèvement (07-02-2016)	Les normes de l'OMS admissibles
Germe totaux	à 22°C	UFC/ml	/	<01	100
	à 37°C	UFC/ml	/	<01	10
Coliformes totaux		UFC/100ml	00/100	00/100	10
Streptocoques fécaux		UFC/100ml	00/100	00/100	00
Anaérobies Sulfito-réducteur		S/100ml	/	00	00
CTT (E-Coli)		UFC/100ml	00/100	00/100	00

Source : ADE de Tizi-Ouzou

Tableau IV-5) : Eléments Indésirables

Paramètres		Unités	Valeurs		Normes
			Résultats du premier prélèvement (05-05-2015)	Résultats du deuxième prélèvement (07-02-2016)	Les normes L'OMS (admissible)
Fer total		mg/l	/	/	
Fer Fe ⁺²			0,06	0,04	0,3
Manganèse Mn ⁺²			00	/	0,05
fluor			/	/	1,5

Source : ADE de Tizi-Ouzou

IV-5) INTERPRETATION DES RESULTATS :

Pour dire que l'eau est potable et de qualité. Elle doit être dans l'intervalle des valeurs réglementée par les organismes chargés d'établir les valeurs limites de concentration des substances toxiques susceptibles de polluer l'eau des consommateurs. Cette réglementation ne concerne que l'eau du robinet.

IV-5-1) Les paramètres organoleptiques :

L'eau doit être agréable à boire, claire, fraîche et sans odeur. C'est principalement par ces aspects que le consommateur apprécie la qualité d'une l'eau. Ce sont les paramètres de confort.

IV-5-1-1/ Couleur :

La couleur de l'eau est due à des acides humiques, grosses molécules contenant des cycles aromatiques ou poly-aromatiques avec des fonctions hydroxyles ou acides. Ces molécules correspondent à des fins de dégradation de la matière organique et sont dans la plupart des cas très peu biodégradables. Il est donc possible d'éliminer la couleur de deux façon : par élimination des molécules responsables ou encore par transformation des molécules colorées en molécules incolores.

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Les mesures de la coloration s'effectue par la méthode au platine cobalt, le principe de cette dernière, consiste à placer une eau dans des tubes à calorimétrie et comparé avec celle d'une solution de référence de platine cobalt, exprimée en unité de **HAZEN**.

La couleur doit être acceptable pour les consommateurs et aucun changement anormal ne doit se faire notamment une couleur inférieur ou égale à **15 mg/l** de platine en référence à l'échelle **Pt/Co (Platine/Cobalt)**.

IV-5-1-2/ l'odeur et saveur :

Une eau destinée à la l'alimentation doit être inodore. En effet, toute odeur est un signe de pollution ou de la présence de matières organiques en décompositions, le sens olfactif peut seul dans une certaine mesure les déceler.

Les échantillons doivent être prélevés dans des récipients en verre hermétique, l'examen consiste à diluer l'eau prélevée jusqu'à ce que le goût, ou l'odeur, initialement présents soit amenés au seuil de perceptibilité insipide et inodore.

IV-5-1-3/ Gout :

Peut être défini comme l'ensemble des sensations gustatives. A l'état naturel, l'eau à une concentration normale de minéralisation offre un goût plus au moins accentué. S'il y a absence ou une faible concentration des sels habituels sa saveur sera douce, c'est le cas des eaux ayant une longue durée de stockage par exemple : eaux des citernes ; un goût saumâtre de l'eau, provient de l'existence de chlorures en abondance et on aura un goût amère si l'eau renferme beaucoup de sels de magnésium.

Tableau IV-6) : Exigences organoleptiques de la source TEBOUTH

Paramètre organoleptique	Résultats du premier prélèvement	Résultats du deuxième prélèvement	Unités	Référence de qualité
Couleur	00	00	Unité p/c	15 mg/l de platine
Goût	/	/	S/p à 25°C	Acceptable
Odeur	/	/	S/p à 25°C	Acceptable

Source : ADE de Tizi-Ouzou

D'après les résultats des analyses données par ADE de Tizi-Ouzou l'eau qui alimente le village IGHIL IMOULA possède un goût agréable avec l'absence d'odeur, l'absence de couleur.

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Remarque :

Dans notre cas les analyses des éléments indésirables n'ont pas été effectuées.

IV-5-2) Paramètres physico-chimiques :

L'eau ne doit pas contenir d'éléments physico-chimiques indésirables qui entraîneraient des risques sanitaires à court, moyen, et long terme. Les paramètres globaux ou spécifiques permettent d'apprécier l'aptitude d'une eau à la consommation. En ce qui a trait aux analyses physico-chimiques, il existe des paramètres réglementés et d'autres qui ne le sont pas. Dans le règlement de la qualité d'eau potable, on distingue les paramètres physico-chimiques réglementés suivantes :

IV-5-2-1/ La température :

La température est un critère physique important dans l'appréciation d'une eau. Elle joue un rôle dans :

- La solubilité des sels qui influe sur la conductivité et le **Ph** ;
- La solubilité des gaz : l'augmentation de la température s'accompagne d'une diminution de la concentration de l'oxygène dissous ;
- Elle favorise le développement des parasites et des algues qui génèrent des toxines et entraînent des goûts et des odeurs désagréables.

La température idéale de l'eau de l'alimentation se situe entre **9°C** et **12°C**, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à **25°C**.

Dans notre cas, elle est de **18,7°C** pour le premier prélèvement (estival) et **15,8°C** pour le second (hivernal).

Ces températures répondent à la norme requise pour les eaux de consommation.

IV-5-2-2/ La turbidité :

La turbidité de l'eau est due à la présence des matières en suspension et des matières colloïdales. Toutes les eaux sont turbides, mais une turbidité très importante provoque un rejet de la part de l'utilisateur.

La turbidité doit être éliminée pour d'autres raisons :

- ❖ Permettre une bonne désinfection de l'eau ;
- ❖ Eliminer tout polluant adsorbé sur les matières en suspension (métaux lourds) ;
- ❖ Eviter tout dépôt dans le réseau de distribution.

La norme s'établit à **5 unités NTU (Normes de l'OMS)**, les résultats de deux analyses ont une valeur de turbidité qui ne dépasse pas la valeur requise, elles sont de **0,70** et **0,88 NTU** donc sont acceptables.

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

IV-5-2-3/ Potentiel hydrogène (pH) :

Le potentiel hydrogène, plus connu sous le nom de **PH** permet de mesurer l'acidité ou la basicité d'une solution. Le ph de l'eau pure à 25°C, qui est égale à 7 et le **PH** des eaux naturelles est compris entre 5,5 et 10. Le **PH** d'une solution est le logarithme décimal de l'inverse de sa concentration en ions hydrogènes. La réglementation de l'OMS considère comme acceptable, les valeurs du PH comprises entre 6,5 et 9.

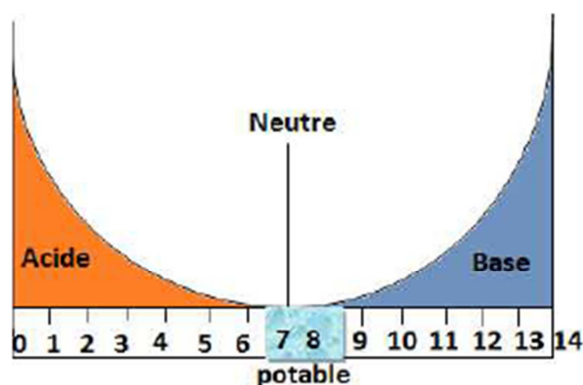


Figure IV-4) : Le PH mesuré évalue l'acidité ou l'alcalinité (ou basicité)

Pour notre région d'étude, on distingue une eau alcaline de PH, répondant au norme de potabilité.

Le PH de la source varie de 7,93 en hiver et 7,85 en été.

IV-5-2-4/ La conductivité :

La conductivité d'une eau est généralement mesurée en **micro-Siemens par cm** ($\mu\text{S}/\text{cm}$). C'est la capacité d'une solution à transmettre le degré de minéralisation d'une eau. La conductivité électrique d'une eau. De cette définition découle naturellement un principe simple. Plus une eau est dite pure plus son taux de conductivité sera bas. Une eau douce accusera généralement une conductivité basse et bien au contraire une eau dite dure affichera une conductivité élevée. L'eau pure est donc en réalité un isolant.

Le tableau suivant indique quelque indicateur sur la relation existante entre la minéralisation et la conductivité :

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Tableau IV-7) : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité

C : conductivité (µS/cm)	Minéralisation
C < 100	Très faible
100 < C < 200	Faible
200 < C < 333	Moyenne
333 < C < 666	Moyenne accentuée
666 > C > 1000	Importante
C > 1000	Excessive

Les valeurs de la conductivité des eaux analysées et enregistrées dans le premier prélèvement :

- ❖ **1100 µS/cm** pour les eaux hivernales et **1041 µS/cm** pour les eaux estivales pour la source. Ces valeurs sont conformes aux normes définies pour les eaux de surface (< 2800 µS/cm).

IV-5-2-5/ Oxygène dissous (O₂):

L'oxygène représente environ **35%** des gaz dissous dans l'eau. Elle est fonction de la température de l'eau, de l'air, de la pression atmosphérique et de la salinité de l'eau. Les résultats sont exprimés en teneur en oxygène dissous (mg/l).

Dans le cas de l'eau de consommation, bien qu'un taux élevé d'oxygène dissous contribue à un meilleur goût, on essaye de maintenir ce niveau à un taux bas pour éviter la corrosion des canalisations.

Dans notre cas les analyses de l'oxygène dissous n'ont pas été effectuées.

IV-5-2-6/ TDS (Taux de sels dissouts) :

Le **TDS** signifie le taux de sels dissoutes et représente la concentration totale des substances dissoutes dans l'eau. Le **TDS** est composé de sels inorganiques et de quelques matières organiques, reflète la concentration d'une eau en sels solubles par le biais de son pouvoir électrolytique.

Ces minéraux peuvent provenir des sources d'eau minérales contenus dans l'eau avec un taux élevé de solides dissouts par ce qu'elles ont coulé à travers des régions où les roches contiennent beaucoup de sels. L'eau dans les prairies contient beaucoup de solides dissouts due aux fortes quantités de calcium et magnésium dans le sol. Ces minéraux peuvent aussi provenir d'activités humaines.

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Les eaux de ruissellement agricoles et urbaines peuvent provoquer un surplus de minéraux dans les sources d'eaux comme les bassins d'eaux usées industrielles et le sel qui est utilisé pour dégivrer les routes.

Une haute concentration de TDS n'est pas dangereuse pour la santé.

Dans une étude réalisée par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS), un jury de dégustateurs est venu à la conclusion sur la quantité de TDS préférable dans l'eau.

Les fortes quantités de peuvent aussi tacher les appareils ménagers, corroder les tuyaux et avoir un goût métallique. L'eau calcaireuse dégrade les filtres à eau plus rapidement ceci est due à la quantité de minéraux dans l'eau. Ces mêmes minéraux qui peuvent causer des problèmes lorsqu'ils se développent dans les tuyaux et les installations.

Dans nos analyses les résultats sont dans les normes admissibles d'OMS.

IV-5-3) Paramètres de pollution :

Toutes les formes d'azote (nitrite, ammoniacale et organique) sont susceptibles d'être à l'origine des nitrates par processus d'oxydation biologique.

Ce sont des produits naturels, utiles à la vie aquatique mais dangereux parfois s'ils sont en excès. (Nutriments organiques provoquant une sorte «d'indigestion») et des produits directement nocifs (toxicité) ou au-delà d'une certaine quantité (produit chimiques,...). L'eau «lave tout», évacue tout... il peut donc se trouver dans l'eau une grande quantité de produit et donc de polluants : composants naturels issus du bassin versant et entraînés par les eaux (sels minéraux provenant des roches, matières organiques de la décomposition des organismes vivants,.....) mais aussi des pollutions induites par des rejets en excès de matières organiques ou de produits chimiques provenant des activités humaines (agriculture, industrie, agglomérations).

Il existe des dizaines de milliers de polluants potentiels et leur nombre augmente constamment puisqu'on invente chaque jour de nouvelles molécules est permis ces paramètres :

IV-5-3-1/ L'Ammonium (NH_4^+) :

L'azote ammoniacal est relativement fréquent dans les eaux et traduit habituellement un processus de dégradation incomplète de la matière organique. Il peut aussi être apporté par certains engrais utilisés en agriculture ou les eaux usées.

Sa teneur dans les eaux de surface est faible et il se transforme assez rapidement en nitrates et nitrites. Il n'est pas nocif mais peut engendrer divers inconvénients comme des troubles intestinaux.

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Ce paramètre peut être l'indice d'une contamination fécale. Si est démontré que l'ammonium a une origine naturelle, la valeur à respecter est de **0.5 mg/l** pour les eaux souterraines.

Dans notre cas les résultats des prélèvements de l'Ammonium sont de **00 mg/l** donc elles répondent aux normes requises.

IV-5-3-2/ Nitrites (NO₂⁻) :

La présence de nitrites est d'origine industrielle (traitement de surface, chimie, colorants). Une eau contenant des nitrites est suspecte car cette présence est souvent liée à une détérioration de la qualité microbiologique. Les nitrites peuvent se former à partir d'une réduction des nitrates ou à partir d'une oxydation incomplète de l'ammoniaque.

Les nitrites sont dangereux pour la santé car ils peuvent provoquer une réduction de l'hémoglobine du sang (qui est alors incapable de transporter l'oxygène) notamment chez les jeunes enfants. Ce symptôme se nomme la méthémoglobinémie ou cyanose du nourrisson. Donc le taux doit toujours être de **00 mg/l**.

Les précautions d'usage fixées par l'**O.M.S** sont les suivantes :

- ❖ **au-delà de 50 mg/l** : eau déconseillée aux nourrissons et aux femmes enceintes.
- ❖ **au-delà de 100 mg/l** : eau déconseillée pour toutes les catégories de population.

Dans notre cas les résultats des prélèvements de l'ammonium sont de **00 mg/l** donc elles répondent aux normes requises.

IV-5-3-3/ Nitrates (NO₃⁻) :

Les nitrates se trouvent naturellement en concentration faible dans les eaux. Mais ils peuvent aussi avoir une origine artificielle due à leur utilisation en tant que fertilisants pour les cultures (engrais minéraux et organiques, déjections animales...). Les excès non absorbés par les plantes sont lessivés par les pluies et rejoignent les eaux souterraines et les eaux superficielles. Ils peuvent également être apportés par les aliments : certains légumes sont en effet très concentrés (betteraves, radis, courgettes, épinards...). Ils ne sont pas dangereux pour la santé mais c'est leur transformation en nitrites dans l'appareil digestif qui est problématique.

Dans notre cas les échantillons analysés ne révèlent pas la présence des nitrates.

IV-5-3-4/ Phosphore (PO₄³⁻) :

C'est la forme organique très présente dans les organismes vivants et les plantes ainsi que dans les sédiments. Cette forme ne peut pas être directement utilisée par les algues, mais le phosphore peut à nouveau se transformer en phosphate dans de mauvaises conditions

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

(manque d'oxygène, changement brusque de PH,...). Un taux proche de zéro est idéal car les algues se développent dès 0.3 mg/l de phosphore dans l'eau.

Les échantillons analysés ne révèlent pas la présence du phosphore.

IV-5-4) Minéralisation globale :

Les cations et les anions sont les deux éléments majeurs qui reflètent l'analyse chimique des eaux par leur concentration en sels solubles. Cette concentration est généralement d'autant plus forte que l'eau a circulé plus profondément dans le sol.

Les éléments principaux sont :

- cation : Ca^{++} , Mg^{++} , Na^{++} , K^{++} ,...etc.
- Anion : Cl^- , SO_4^{--} , HCO_3^- ,...etc.

IV-5-4-1/ Les cations :

A/. Sodium (Na^+) :

Sodium abondant naturellement (croûte terrestre, eaux), ce métal se trouve toujours associé à d'autres éléments chimiques. Sous forme de sels de sodium, il est très employé en cuisine, pour le salage des routes et dans de nombreuses industries. Une des sources possibles peut être les traitements d'adoucissement par échange d'ions (osmose inverse, distillation).

Dans notre cas les teneurs en sodium sont : **90 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **68 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source THBOUTH.

Les valeurs obtenues donc elles répondent à la norme requise.

B/. Potassium (K^+) :

Le potassium est l'élément clé de la concentration musculaire. Les besoins journaliers sont assez faibles et généralement couverts par une alimentation équilibrée. La concentration de potassium est assez faible dans la plupart des eaux. Ce minéral joue un rôle-clé dans la concentration des muscles et du cœur, mais aussi dans la transmission de l'influx nerveux. Il intervient dans le fonctionnement neuro musculaire et combat les crampes. Le potassium participe également au bon fonctionnement des reins, et des glandes surrénales qui régulent le stress et la production d'énergie.

L'OMS provient des normes limites de **12 mg/l**, donc les valeurs trouvées sont très loin de la valeur maximale admissible.

C/. Le calcium : Ca^{2+}

Le calcium est un constituant de l'os et joue aussi un rôle dans la concentration musculaire. Les besoins en calcium sont donc importants pendant la croissance, chez l'enfant

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

et l'adolescent, mais aussi chez les femmes enceintes et qui allaitent, ainsi que chez les personnes âgées dont les os sont fragilisés. Une eau enrichie en calcium contribue à prévenir l'ostéoporose.

Pourtant, quand l'eau est dite «dure», les ions calcium dissous dans l'eau peuvent former des dépôts dans les canalisations.

Les eaux qui dépassent **200 milligrammes par litre** de calcium présentent de sérieuses difficultés. La teneur admissible est d'environ **200 mg /l**.

Dans notre cas les teneurs en calcium sont :

98,60 Mg /l pour le prélèvement hivernal et de **125,05 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.

D/. Le Magnésium : (Mg⁺⁺)

Le magnésium joue un rôle essentiel dans la transmission des messages nerveux entre les neurones et dans la relaxation musculaire. Le magnésium peut également être utilisé pour lutter contre la fatigue, la dépression et les angoisses, pour réduire les crampes et les spasmes musculaires ou pour traiter la constipation.

Il peut être responsable de la formation de dépôt dans les canalisations (eau «dure»).

Selon l'OMS, la concentration maximum admissible pour le magnésium est de **50 mg/l**. de fortes concentrations provoquent des troubles gastro-intestinaux et peuvent donner un goût désagréable à l'eau.

Dans notre cas les teneurs en magnésium sont :

46,19 mg/l pour le prélèvement hivernal et de **27,23 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.

Les valeurs observées sont loin de la valeur.

IV-5-4-2/ Les anions :

A/. Les Chlorures (Cl⁻) :

Ce sont des paramètres caractéristiques dus à la désinfection au chlore de l'eau dans l'objectif est d'éliminer tous les micro-organismes pathogènes. La teneur en chlorures ne doit pas dépasser **500 mg/l** pour une eau potable. Avec le sodium et le potassium, il participe à la bonne répartition de l'eau dans le corps et contribue à équilibrer le pH dans l'organisme. Il participe aussi à la formation de l'acide chlorhydrique déversé dans l'estomac. Enfin, il contribue au transport du CO₂ dans le sang.

Dans notre cas les teneurs en chlorures sont :

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

150,82 mg/l pour le prélèvement hivernal et de **165,92 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.

Ce qui nous amène à dire que la teneur en chlorures sont loin de la concentration maximale admissible.

B/. Les sulfates (SO_4^{-2}) :

Les sulfates présents naturellement dans les eaux (concentration inférieur à 1 g/l) peuvent se lier avec de nombreux cations (calcium, magnésium, sodium,).

L'origine de ces sulfates peut également être humaine : pollution d'industries papetières, textiles, minières ou traitement pour la potabilisation de l'eau (sulfates d'aluminium et de fer utilisés pour la floculation).

Selon l'OMS, la concentration maximum admissible pour les sulfates est de **400 mg/l**. de fortes concentrations provoquent des troubles gastro-intestinaux et peuvent donner un goût désagréable à l'eau.

Dans notre cas les teneurs en sulfates sont :

115,6 mg/l pour le prélèvement hivernal et de **119 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.

Les valeurs observées des échantillons sont très loin de la valeur maximale admissible.

C/. Les bicarbonates et les carbonates : (HCO_3^-), (CO_3^{--})

L'alcalinité d'une eau correspond à la présence d'hydrogencarbonates ou bicarbonates (HCO_3^-), de carbonates (CO_3^{--}), d'ions hydroxydes (HO^-) et d'une façon plus limitée, aux ions silicates (HSiO_3^{--}) ou encore aux espèces moléculaires des acides faibles. Dans les eaux naturelles, l'alcalinité, exprimée en HCO_3^- , varie de 10 à 350 mg/l.

D'un point de vue minéralogique, les bicarbonates prédominent dans la composition de la plupart des eaux de surfaces. C'est la mesure du pH qui permet de déterminer la présence de ces éléments. Les bicarbonates sont trouvées en général entre **6.4** et **10.3** alors que les carbonates sont trouvées au-delà et en dessous de **6.4** ; les bicarbonates et les carbonates sont remplacées par des CO_2 libre.

Les valeurs obtenues, répondent aux normes requises.

IV-5-4-3/ La dureté :

La dureté de l'eau est due principalement à la présence de sels de calcium ou de magnésium. Pour une eau idéale, la dureté est comprise entre 15 et 25 °f. On distingue :

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

A/ La dureté totale (TH) :

Les principales sources naturelles de la dureté de l'eau sont les roches sédimentaires ainsi que l'infiltration dans le sol et le ruissellement.

La dureté totale de l'eau est la mesure du calcium et du magnésium contenus dans l'eau. Ces deux éléments combinés forment du carbonate de calcium. Notre corps a besoin de calcium (Ca^{2+}) et de magnésium (Mg^{2+}). Dans certains pays, des niveaux minimum de calcium sont conseillés (le taux minimale de calcium est de **20 mg/l**). Le principal problème d'un niveau de dureté totale élevé est que des dépôts peuvent se former dans la tuyauterie et les rendre moins efficaces. Si l'eau est trop dure, implique la formation de calcaire dans les conduites d'eau, cela peut également provoquer une diminution de l'efficacité des savons et détergents, et affecter le goût de l'eau.

Les normes qui concernent la dureté des eaux visent surtout à limiter les inconvénients pour les usages domestiques. Les eaux qui dépassent **200 milligrammes par litre** de calcium présentent de sérieuses difficultés. La teneur admissible est d'environ **75 mg/l**.

B/. La dureté permanente :

Ou non carbonaté correspond à la dureté qui persiste après ébullition de l'eau, elle représente la teneur en sulfate et chlorure de calcium et magnésium.

C/. Titre alcalimétrique (TA) et le titre alcalimétrique complet (TAC) :

Ces paramètres permettent de contrôler l'alcalinité d'une eau. L'alcalinité est liée à la présence d'ions carbonates, hydroxydes (OH^-) et hydrogénocarbonates (bicarbonates).

C-1/ Le titre alcalimétrique (TA) :

Permet de connaître sa concentration en ions carbonates (CO_3^{2-}) et bases fortes présentes dans l'eau (ions hydroxydes (OH^-)).

Pour connaître le **titre alcalimétrique complet (TAC)** d'une eau, on additionne le taux d'ions hydrogénocarbonates (HCO_3^-) et (CO_3^{2-}) et hydroxydes.

Ces ions varient en fonction du pH. La connaissance de ces valeurs est essentielle pour connaître le caractère agressif d'une eau, ou au contraire, de son caractère entartrant.

IV-5-5) Les paramètres bactériologiques :

L'eau ne doit pas contenir de germes pathogènes qui provoqueraient des maladies chez les consommateurs. C'est la qualité la plus importante de la potabilité d'une eau.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux, les bactéries revivifiables à **22°C** et à **37°C**, les coliformes totaux, les colibacilles et les streptocoques fécaux et les

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

bactéries anaérobies sulfito-réductrices, les résultats obtenues sont :

1- Les bactéries revivifiables à 22°C et à 37°C :

Les bactéries revivifiables sont des bactéries aérobies, c'est-à-dire qu'elles ont besoin d'oxygène pour se développer, telles que les moisissures et les levures.

La recherche des micro-organismes aérobies non pathogènes dits «revivifiables» permet de dénombrer les bactéries se développant dans des conditions habituelles de culture et représentant la teneur moyenne en bactéries d'une ressource naturelle.

Ces gammes n'ont pas d'effets directs sur la santé mais sont des indicateurs qui révèlent la présence possible d'une contamination bactériologique.

a. / Germes totaux à 37°C :

Dans notre cas les teneurs en Germes totaux à 37°C sont :

00 UFC/ml pour le prélèvement hivernal et de **< 01 UFC/m** pour le prélèvement estival, pour la source.

b. /Germes totaux à 22°C :

Dans notre cas les teneurs en Germes totaux à 22°C sont :

00 UFC/ml pour le prélèvement hivernal et de **<01 UFC/m** pour le prélèvement estival, pour la source.

Les fiches d'analyses des échantillons indiquent des résultats qui dépassent les normes admissibles.

2- Les coliformes totaux :

Les bactéries coliformes existent dans les matières fécales que l'on trouve habituellement dans les intestins des êtres vivants mais peuvent également se développer dans certains milieux naturels (sol, végétation). L'absence de coliformes totaux ne signifie pas nécessairement que l'eau est potable, celle-ci peut tout de même présenter un risque pathogène.

Dans notre cas les teneurs en les coliformes totaux sont :

00/100 ml pour le prélèvement hivernal et de **00/100 ml** pour le prélèvement estival, pour la source.

Les fiches d'analyses d'échantillons la source indiquent des résultats qui dépassent les normes admissibles.

3- Les bactéries anaérobies sulfito-réductrices :

Ce sont des formes résistantes d'organismes anaérobies (qui n'ont pas besoin d'oxygène pour survivre), dont les plus fréquentes et les plus faciles à mettre en évidence sont les

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Clostridies. Elles sont normalement présentes dans les sols, rivières et dans les systèmes digestifs des animaux ainsi que dans les matières fécales, mais en plus petites quantités que les *Escherichia coli*.

Leur absence dans une nappe souterraine ou une nappe alluviale est un signe d'efficacité de la filtration naturelle.

Les clostridium sulfito-réducteurs sont des Germes capables de se reproduire et de se maintenir très longtemps dans l'eau sous une forme végétative :

Leur présence dans l'eau, en l'absence de germes fécaux, peut être interprétée comme un défaut de protection de la nappe contre la présence d'une flore bactérienne étrangère,

Du fait de leur similitude de comportement avec les parasites, les spores continuent un bon indicateur pour ces micro-organismes. En outre, ces formes résistent à la chloration. Ceci explique que pour ce paramètre particulier, ce ne sont pas des bactéries elles-mêmes mais leurs spores qui sont recherchées.

Dans notre cas les teneurs en bactéries anaérobies sulfito-réductrices sont :

00 (S/100 ml) pour le prélèvement hivernal et de **00 (S/100)** pour le prélèvement estival, pour la source.

Les valeurs obtenues donc elles répond aux normes requise.

4- CTT (E. coli) :

E. coli sont des bactéries qui font partie du groupe des coliformes totaux et qui constituent les seuls membres de ce groupe que l'on trouve majoritairement dans les matières fécales des humains et des animaux. Leur présence dans l'eau indique non seulement une contamination récente par des matières fécales, mais aussi la présence possible de bactéries, virus et protozoaires potentiellement pathogènes.

Dans notre cas les teneurs en bactéries *E. coli* sont :

00 /100 ml pour le prélèvement hivernal et de **00/100 ml** pour le prélèvement estival, pour la source.

Les fiches d'analyses d'échantillon la source indiquent des résultats qui dépassent les normes admissibles.

5- Streptocoques fécaux :

D'après la fiche d'analyse, on remarque les teneurs en bactéries Streptocoques fécaux sont :

00 /100 ml pour le prélèvement hivernal et de **00/ 100 ml** pour le prélèvement estival, pour la source.

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Les fiches d'analyses des échantillons montrent l'absence de Streptocoques fécaux dans le prélèvement estival de la source, mais le prélèvement hivernal de la source dépasse les normes admissibles.

IV-6) Conclusion :

Les minéraux sont des éléments importants de l'eau potable et ont un impact sur la santé direct et indirect. L'évidence suffisante est maintenant disponible pour confirmer qu'une certaine quantité minimale de minéraux dans l'eau est désirable, puisque leur déficience a beaucoup d'effets négatifs sur la santé : maladies et agression possibles d'éléments toxiques et de bactéries.

Les niveaux optimum en Ca et Mg dans l'eau potable devraient se trouver dans les échelles suivantes : de **20 à 30 mg/l** pour le **Ca** et de **40 à 80 mg/l** pour le **Mg** et d'environ **200 à 400 mg/l** pour la dureté de l'eau.

- L'eau dure entraîne l'entartage des réseaux de distribution et une consommation excessive de savon ; l'eau douce peut provoquer la corrosion des canalisations. La dureté acceptable par le public peut varier considérablement d'une ville à l'autre, selon les conditions locales. On ne peut donc pas fixer de concentration maximale acceptable quand à la dureté.
- On considère généralement qu'une dureté comprise entre **80 et 100 mg/l** (en **CaCO₃**) assure un équilibre acceptable entre la corrosion et l'entartage. Une eau dont le degré de dureté est supérieur à **200 mg/l** est considérée comme étant de qualité médiocre, mais elle est tolérée par les consommateurs. Les eaux dont la dureté est supérieure à **500 mg/l** sont inacceptables pour la plupart des usages domestiques.
- La qualité de l'eau qui alimente le village **IGHIL IMOULA** varie selon les saisons. Cette variation est due à l'augmentation ou à diminution du volume d'eau en été et en hiver ainsi selon les activités domestiques des habitants.

Selon les résultats de l'analyse physico-chimique et bactériologique des deux prélèvements, on peut conclure que :

D'une manière générale, l'eau qui alimente le village **IGHIL IMOULA** est de bonnes qualités physico-chimiques. Les paramètres analysés répondent aux normes requises pour les eaux brutes.

Du point de vue bactériologique, l'eau qui alimente le village **IGHIL IMOULA** est classée comme étant mauvaise.

CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Pour cela, on est amené à appliquer un traitement de désinfection avant la distribution.

A noter que, la désinfection est une opération qui permet de déduire ou d'inactiver les germes pathogènes qui peuvent se trouver dans l'eau par l'emploi des agents chimiques tel que l'ozone, l'iode, le permanganate de potassium et le chlore qui est le plus utilisé.

Il faut maintenir un taux de chlore résiduel libre compris entre **0.20 mg/l** et **0.4 mg/l** chez l'utilisateur.

Chapitre IX :

*Protection des conduites
contre le coup de bélier*

CHAPITRE V

ETUDE DE L'ADDUCTION

V-1) INTRODUCTION :

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

L'adduction c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qu'est une source, un forage, un captage ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation.

Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation aux besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier.

V-2) TYPES D'ADDUCTION :

A base de leurs fonctionnements elles se classent en trois catégories :

V-2-1) 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.

V-2-2) 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.

Dans le de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement et par gravité.

V-2-3) Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement et par gravité.

V-3) CHOIX DU TRACE :

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

- Pour des raisons économiques, il est nécessaire de choisir le tracé le plus court possible ayant un profil régulier ;
- Pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation, on doit suivre les chemins existants (routes, pistes) ;
- Eviter les contres pentes susceptibles de créer des poches d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer, dans le cas des refoulements, il peut résulter en ces endroits une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.

V-4) CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX :

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, pour ce fait son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, parmi eux on cite : - le diamètre et la pression de service ;

- facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien ;
- disponibilité sur le marché ;
- durée de vie ;

En fonction du matériau de base, les tuyaux sont classés comme suit :

- ✓ métallique : fonte, acier ;
- ✓ à base de ciment : béton armé, amiante ciment ;
- ✓ en matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEBD).

V-4-1) Tuyaux en fonte (dite fonte ductile ou fonte grise) :

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre **2.2%** à **4%**. L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, elle se fait en distribution, en assainissement et en irrigation.

La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée une très faible quantité de magnésium dont la présence, au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides à haute température, acides).

Chapitre V : Etude de l'adduction

Ces tuyaux sont réalisés dans des diamètres normalisés suivants : 60mm, 80mm, 100mm, 125mm, 150mm, 175mm, 200mm, 250mm, 300mm, 400mm, 450mm, 500mm, 600mm, 700mm, 800mm, 900mm, 1000mm.

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de **6 m** pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à **800 mm**) et de **7 m** à partir de **800 mm**.

V-4-1-1/ Avantage des tuyaux en fonte :

- Supportent des pressions de service atteignant **50 bars** pour des diamètres ne dépassant pas **600 mm**, et **40 bars** pour des diamètres supérieurs ;
- Très rigides et solides ;
- Longue durée de vie.

V-4-1-2/ Inconvénients :

- Très robustes ;
- Lourds ;
- Très chers ;
- Fragiles ;
- Nécessite des pièces spéciales.



Figure V-1) : Corrosion des conduites en fonte

V-4-2) Tuyaux en acier :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone étant entre **0.1 %** et **1.5%**. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords c'est l'acier doux soudable. Les tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sans soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages sur mandrin (jusqu'au diamètre **400 mm**) soit à partir de tôles mises en forme à la machine et soudées longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre **350 mm** et au-dessus) soit encore, à partir

Chapitre V : Etude de l'adduction

de bandes enroulées en hélice et soudées sur les bords à l'arc électrique (du diamètre **150 mm** jusqu'à **600 mm**).

Les longueurs courantes varient de **6 à 16 m** suivants les diamètres. La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre :- **60 bars** : jusqu'à **150 mm** de diamètre ;

- **50 bars** : jusqu'à **275 mm** de diamètre ;

- **40 bars** : jusqu'à **400 mm** de diamètre.

V-4-2-1/ Avantages :

- Découpable, soudable ;
- Plus souples que les tuyaux en fonte ;
- Bonne étanchéité ;
- Bonne adaptation aux reliefs accidentés grâce à leur élasticité.

V-4-2-2/ Inconvénients :

- Sensibles à la corrosion, ils doivent être revêtus intérieurement et extérieurement ;
- Courte durée de vie (**20 ans**).

V-4-3) Tuyaux en plastique :

V-4-3-1/ Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule : CH_2CHCl . C'est une poudre blanche, le point de fusion se situe à **150°C** et le produit se ramollit à **75°C**.

A/. Avantage :

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient au long des années ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.

En plus de ces propriétés il est disponible sur le marché. Cependant, Leur inconvénient est le risque de rupture.

V-4-3-2) Conduites en polyéthylène (PE) :

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

Chapitre V : Etude de l'adduction

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

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

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

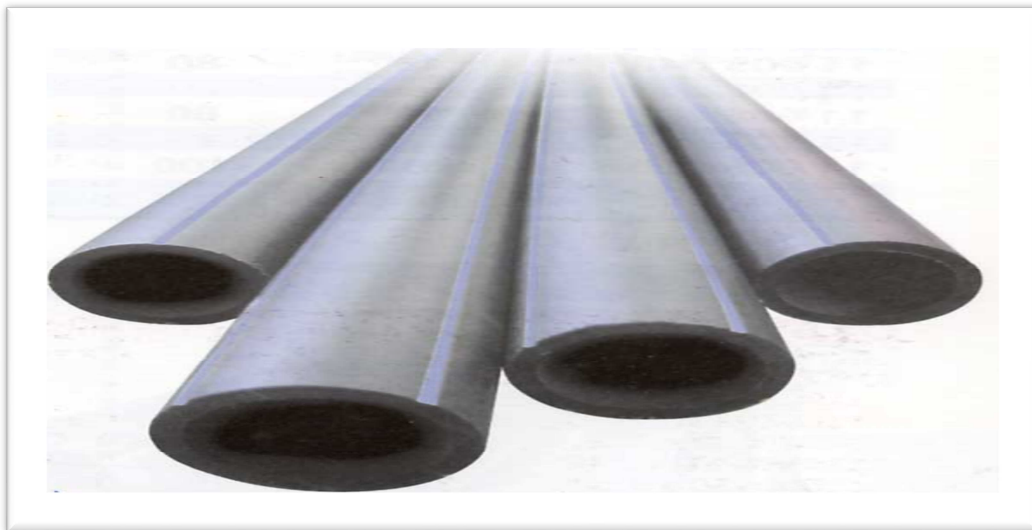


Figure V-2): Les tuyaux en PEHD

Le **PEHD** est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. L'inconvénient c'est surtout le risque de rupture.

V-5) LES EQUIPEMENTS 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:

V-5-1) Robinet de sectionnement (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 quart 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.

V-5-1-1/ 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.



Robinet vanne à opercule

Robinet vanne à opercule élastomères

Figure V-3): Robinets vanne à opercule

V-5-1-2/ 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.



Robinet à papillon de survitesse

Robinet vanne papillon

Figure V-4) : Robinets vanne papillon

V-5-2) Ventouses :

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

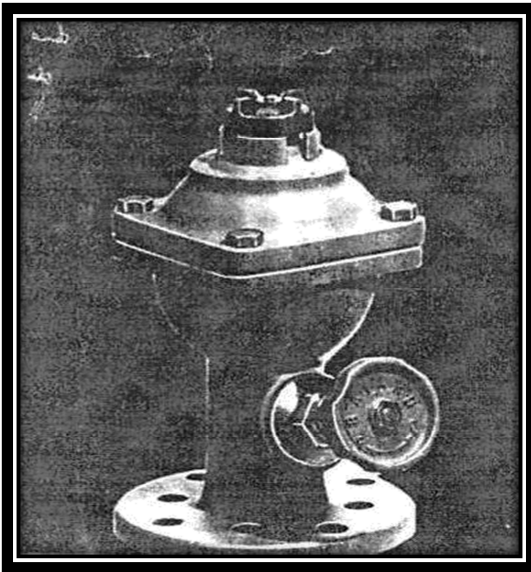


Figure V-5): Ventouses

V-5-3) 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 équiper la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe.

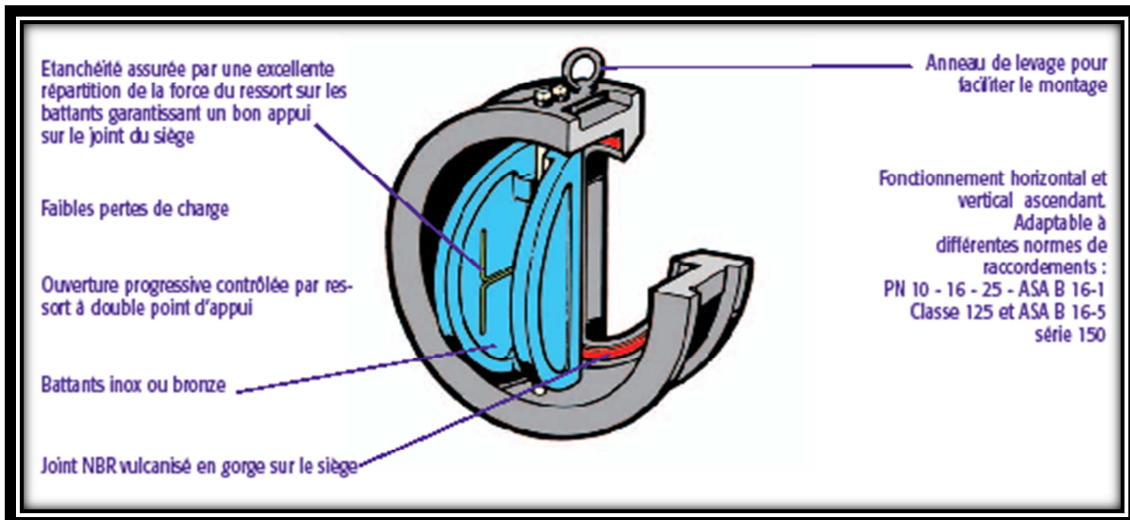


Figure V-6): Clapet à double battant

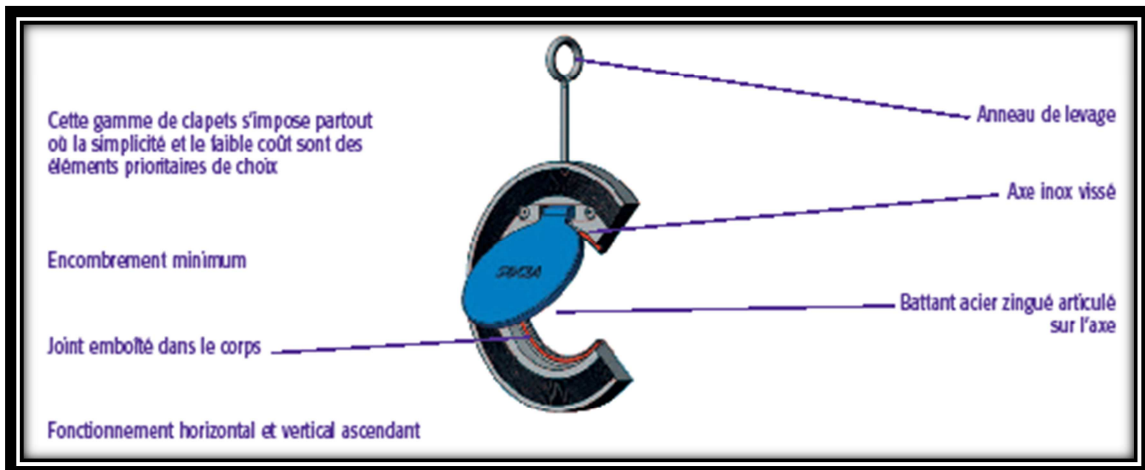


Figure V-7): Clapet à simple battant

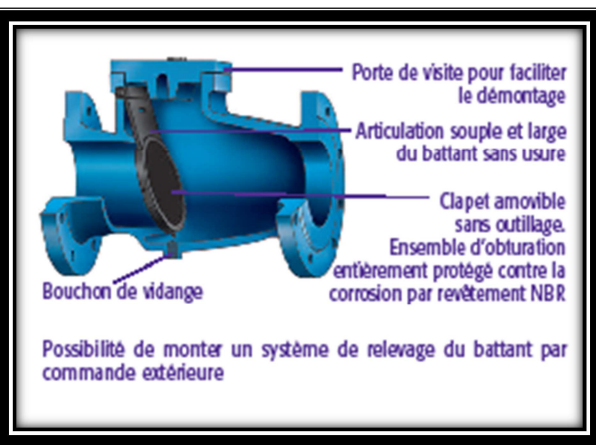
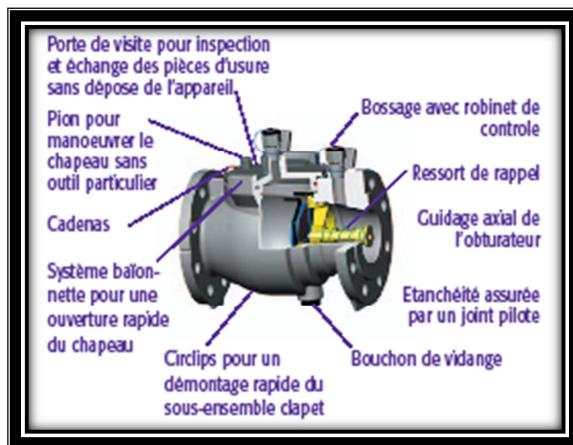


Figure V-8): Clapet à simple battant (à brides)

V-5-4) 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.

V-5-5) 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.

V-6) ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES DIAMETRES DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre ces deux tendances.

La détermination de ce diamètre se fait selon les étapes suivantes :

V-6-1) Choix de la gamme de diamètre :

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons celle de **Bonin** et celle de **Bresse**, qui permet d'avoir une première approche du diamètre économique.

- Expression générale $D_{ec} = K * \sqrt{Q}$
- Formule de **Bonin** $D_{ec} = 1 * \sqrt{Q}$ si $k = 1$
- Formule de **Bresse** $D_{ec} = 1.5 * \sqrt{Q}$ si $k = 1.5$

Avec :

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

Q : débit maximal à relever (m³/s).

- Ces relations donnent une approche du diamètre économique, nous choisissons une gamme du diamètre normalisé, de sorte que le diamètre ainsi calculé appartienne à cette gamme de diamètre.

V-6-2) Evaluation des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement (**Fa**) sont égaux au prix de revient total de la conduite (**P**) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (**A**).

$$\mathbf{F_a = P_{uc} \cdot L \cdot A}$$

Avec :

P_{uc} : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassement (DA);

A : coefficient d'annuité est calculé d'après la formule suivante :

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

Où :

i : taux d'annuité adopté égale à **8%** en Algérie ;

n : nombre d'années d'amortissement (**n=25ans**).

Donc :

$$\mathbf{A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{25-1}} + 0.08 = 0.09}$$

V-6-3) Evaluation des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation représentent le coût de revient de l'énergie nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau jusqu'au réservoir. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale qui fait intervenir certains paramètres susceptibles de varier :

- La hauteur géométrique ;
- Les pertes de charge dans la conduite.

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation suivante :

$$\mathbf{F_{exp} = E \times e}$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;

e : tarif de l'énergie (DA/KWH) ;

E : Energie totale consommée par la pompe (KWH).

V-6-3-1/ Hauteur géométrique :

La hauteur géométrique (**Hg**) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter. Elle représente également la hauteur d'élévation entre la cote trop plein du réservoir plus **0,5m** et la cote du radier de la station de reprise plus **0,2m**.

$$\mathbf{H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2)}$$

Avec :

Hg : Hauteur géométrique (m);

C_{TP} : Cote Trop-plein du réservoir d'arrivée (m) ;

0,5m : La lame d'air ;

C_R : Cote radier du réservoir de départ ou de la station de départ (m);

0,2m : Emplacement de la conduite.

V-6-3-2/ Perte de charge (j) :

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

A/. Pertes de charge linéaire (régulières) :

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles.

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de

Darcy-Weisbach.

$$\mathbf{j_l = \lambda \frac{L}{D} \frac{V_{moy}^2}{2g}}$$

Avec :

L : longueur géométrique de la conduite (ml) ;

λ : Coefficient de frottement adimensionnel dépendant de la nature du régime d'écoulement ;

V_{moy} : la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

Chapitre V : Etude de l'adduction

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;

j_l : perte de charge linéaire.

❖ Détermination de λ :

Le coefficient de frottement λ , dépend du régime d'écoulement qui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds, en se référant au diagramme de Moody et ayant ces deux derniers paramètres on pourra déterminer le coefficient de frottement λ .

➤ En régime laminaire :

λ est indépendant de la rugosité relative, il est uniquement fonction du nombre de Reynolds, il est donnée par l'expression de **Poiseuille** :

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}}$$

En pratique on déterminera la valeur de λ au moyen du diagramme de Moody (**Annexe 3**).

➤ En régime turbulent rugueux :

λ sera calculé avec la formule de **NIKURADZE** suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}$$

Ou

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

Avec :

λ : coefficient de frottement absolu des tuyaux ;

ε : la rugosité absolue ;

D : Diamètre de la conduite ;

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

➤ En régime transition :

λ sera calculé avec la formule de **COLEBROOK-WHITE** suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right]$$

Cette formule se base sur des approximations successives :

En première approximation λ est déterminé par la formule de **NIKURADZE**, la valeur sera remplacée dans le second membre de la relation de **COLEBROOK-WHITE**, d'où on

Chapitre V : Etude de l'adduction

aura une valeur de λ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression mathématique soient égaux.

❖ Détermination de la rugosité :

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des rugosités de la paroi du tuyau. La rugosité relative ($\frac{\mathcal{E}}{D}$) est le rapport de la rugosité absolue (\mathcal{E}) au diamètre de la conduite (D).

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_0 + \alpha * T$$

Avec :

\mathcal{E} : Rugosité de service;

\mathcal{E}_0 : Rugosité à l'état neuf. ($\mathcal{E}_0 = 10^{-4}$ pour l'acier) ;

α : Coefficient de vieillissement ; $\alpha = 3 * 10^{-5}$ m/ans ;

T : la durée d'utilisation de la conduite ($T = 25$ ans).

Dans la pratique, \mathcal{E} est pris égale :

- 10^{-3} m pour l'acier ;
- Pour la fonte ductile $\mathcal{E} = 0.03$ mm;
- Pour le PEHD :
 - Si $D \leq 200$ mm on a $\mathcal{E} = 0.01$ mm ;
 - Si $D > 200$ mm on a $\mathcal{E} = 0.02$ mm.

❖ Nombre de Reynolds :

Le nombre de Reynolds exprime l'action des forces de viscosité est une valeur adimensionnelle donnant une idée sur la nature de l'écoulement, elle est donnée par la formule :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Ou bien :

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à 10^{-6} m²/s à 20°C.

ρ : Masse volumique (kg/m³) ;

μ : viscosité dynamique.

En fonction de la valeur de nombre de Re , nous avons la classification suivante :

- ✓ $Re < 2\,320$: correspond au régime laminaire ;

Chapitre V : Etude de l'adduction

✓ $2\,320 < Re < 4\,000$: correspond au régime transitoire ;

✓ $Re > 4\,000$: correspond au régime turbulent.

B/. Pertes de charge singulières :

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il se produit des pertes de charges accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissement brusques ou progressifs, les branchements et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées (J_s), représentent **15%** des pertes de charges linéaires. Soit : $J_s = 0.15 * J_L$

C/. Pertes de charge Totales :

La perte de charge totale " J_t " le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_t = J_l + J_s = J_l + 15\% J_l$$

$$J_t = 1,15 J_l$$

Finalement on aura :

$$J_t = 1.15 \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v_m^2}{2g}$$

V-6-3-3/ Calcul de la hauteur manométrique Totale (H_{mt}) :

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et la perte de charge (j_t) le long de la conduite.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_t$$

Avec :

H_{mt} : Hauteur manométrique Totale (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

j_t : perte de charge totale (m).

V-6-3-4/ Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

La puissance « **P** » représente le travail effectuée par la pompe pour élever un débit « **Q** » à la hauteur manométrique totale (**Hmt**) pendant une unité de temps. Elle est donnée par la formule suivant :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

P_{abs} : Puissance total en Watt

ρ : masse volumique (Kg/m³) ;

g : accélération de la pesanteur (**g=9.81m/s²**) ;

Q : débit refoulé par la pompe en m³/s ;

Hmt : hauteur manométrique totale ;

η : Rendement de la pompe ($0.7 \leq \eta \leq 0.8$) pour nos calculs on prend un rendement de **75%**.

V-6-3-5/ Calcul de l'énergie consommée par la pompe :

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

$$E = P \cdot t \cdot 365$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe en (KWh /an) ;

P : Puissance absorbée par la pompe (KWh) ;

t : nombre d'heure de pompage (dans notre projet d'étude **t=18heures**).

V-6-4) Bilan des frais :

Le bilan des frais « **F_t** » est donné par la formule suivante :

$$F_t = F_a + F_{exp}$$

Avec :

F_t : frais Total, (DA)

F_a : frais d'amortissement ;

F_{exp} : frais d'exploitation.

Le choix du diamètre est alors porté sur celui qu'ayant le bilan des frais le moins élevé.

V-7) ETUDE DE L'ADDUCTION GRAVITAIRE :

Le calcul de diamètre de la conduite fait intervenir quatre paramètres à savoir :

- Le débit d'écoulement Q en m^3/s ;
- La vitesse moyenne dans la conduite en (m/s) ;
- Le diamètre de la conduite en mètre (m) ;
- Les pertes de charges J en (m) .

❖ Procédé de calcul de diamètre de la conduite :

V-7-1) Calcul de la charge disponible J_d :

$$J_d = (Z_1 - Z_2)$$

Avec :

J_d : Charge disponible en (m) ;

Z_1 : Côte de départ (m) ;

Z_2 : Côte d'arrivée (m) .

V-7-2) Calcul de la perte de charge :

Le calcul de la perte de charge se fera à l'aide de l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en polyéthylène (**Annexe B-2**).

Pour un D_{int} et un débit Q_0 donnés. On trace une verticale qui passe par Q_0 jusqu'au point d'intersection avec la droite D_{int} de ce point, puis on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée. Ainsi nous pourrions déterminer les pertes de charge unitaires (j_u) et la vitesse (V_{moy}).

V-7-3) Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$P = Z_1 - (Z_2 + j_t)$$

Avec :

P : Pression en (m) ;

Z_1 : Côte du réservoir de départ (m) ;

Z_2 : Côte de trop plein de réservoir d'arrivée (m) ;

j_t : Pertes de charge totales (m) .

Chapitre V : Etude de l'adduction

Les pertes de charge totale dans le tronçon sont données par la formule suivante :

$$j_t = j_l + j_s \text{ (m)}$$

Où :

j_l : pertes de charge linéaire,

$$j_l = j_u * L$$

Avec:

j_u : est la perte de charge unitaire.

j_s : pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaire.

$$j_s = 0,15j_l \quad j_t = 1,15 * j_l$$

$$j_t = 1,15 * j_u * L$$

V-7-4) Calcul de la pression statique du flotteur :

La pression statique du flotteur permet d'arrêter l'écoulement de l'eau dans la conduite quand l'eau atteint le niveau trop-plein dans le réservoir d'arrivée.

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2$$

Avec :

H : hauteur de réservoir de départ (m) ;

P_f : Pression statique du flotteur(m).

V-7-5) LA LIGNE PIEZOMETRIQUE :

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

V-7-5-1) Cas de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = (Z_2 - Z_1) + \sum j_{1-2}$$

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

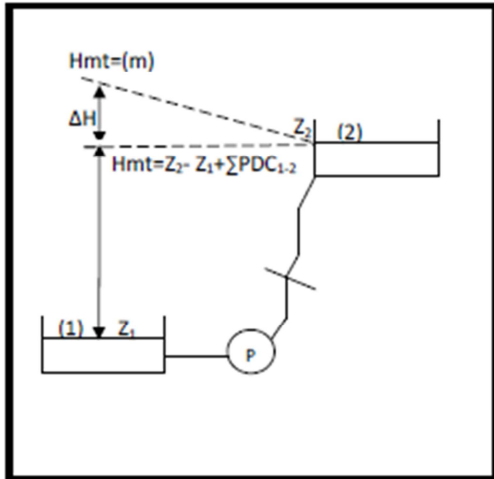


Figure V-9) : Refoulement avec une seule conduite

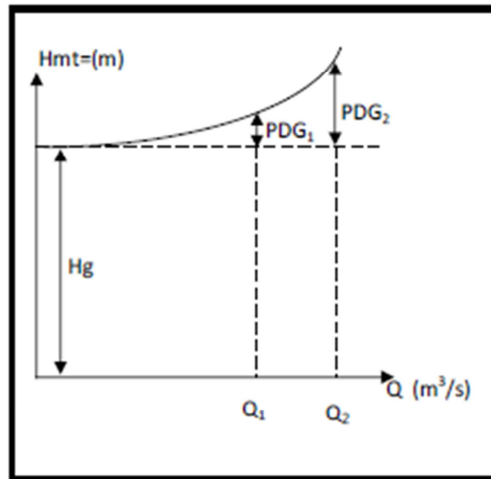


Figure V-10) : Caractéristiques d'une conduite de refoulement

V-7-5-2) Cas d'une conduite gravitaire :

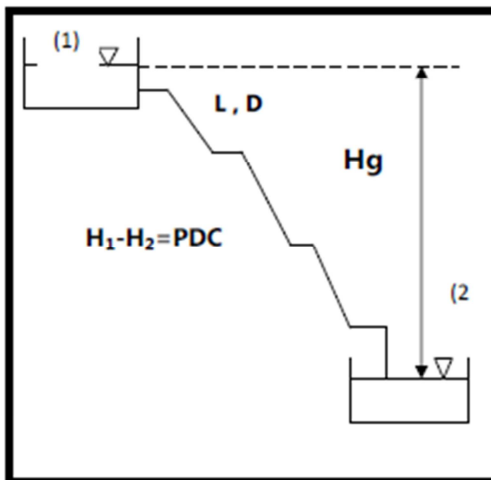


Figure V-11) : Adduction gravitaire avec une seule conduite

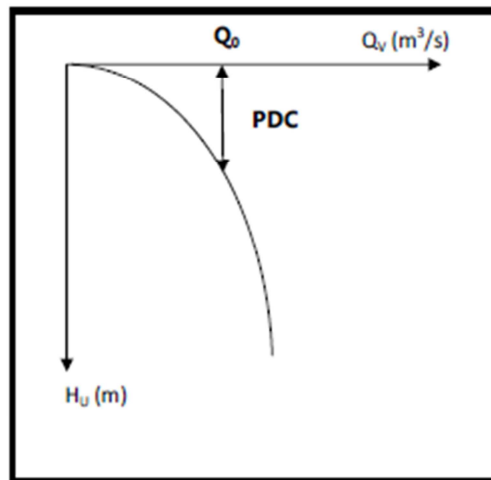


Figure V-12) : Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire

V-8) ETUDE DU PROJET :

(Calcul technique du projet)

La chaîne de notre projet sera alimentée à partir du point de piquage sur une conduite de transfert de koudiet asserdounne.

En fonction des besoins calculée de la région concernée, l'eau sera refoulée du point de piquage situé à une côte de **420 m NGA** vers un réservoir **R2** situé à une côte **528 m NGA**

Ce système d'adduction aura des ouvrages implantés tout au long de son parcours, en fonction de la longueur de l'adduction et la différence d'altitude. Ce système est divisé en deux types d'adduction : Adduction par refoulement et gravitaire.

Le transfert consiste en un branchement de point de piquage (**PP**) de station de reprise (**SR1**) jusqu'à la station de reprise (**SR2**), puis un transfert de la station de reprise (**SR2**) vers le réservoir d'IGHIL IMOULA.

Remarque :

pour le choix de la gamme des diamètres on a utilisé les normes françaises.

V-8-1) Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR1 et la station de reprise SR2 :

A / Caractéristique du transfert :

- ❖ Côte du projet départ : $C_R = 420$ m NGA
- ❖ Côte du trop-plein du réservoir de la SR1 : $C_{TP} = 532$ m NGA.
- ❖ Longueur de la conduite : $L = 2202$ m
- ❖ Débit de transfert : $Q_{tr} = 83,88 \times \frac{24}{19} = 105,95$ l/s.

Longueur de la conduite (m)	Débit de transfert (m ³ /s)	Côte du radier de SR1 (m NGA)	Côte du trop-plein du réservoir de la SR2 (m NGA)
2202	0,10595	420	532

B / Choix de la gamme des diamètres :

Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q_{max}.j} = \sqrt{0,10595} = 0,32549 \text{ m} = 325,49 \text{ mm}$$

Formule de BRESSE :

$$D = 1,5 \sqrt{Q_{max}} = 1,5 \sqrt{0,10595} = 0,48824 \text{ m} = 488,24 \text{ mm.}$$

On prend la gamme de diamètre [315, 350, 400, 500] mm.

C / Calcul de la hauteur géométrique :

$$\begin{aligned} H_g &= (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2) \\ &= (532 + 0,5) - (420 + 0,2) \end{aligned}$$

$$H_g = 112,3 \text{ m.}$$

Chapitre V : Etude de l'adduction

D / Calcul des hauteurs manométrique totales :

Dext (mm)	Dint (mm)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ε	(ε/D) 10 ⁵	Re . 10 ⁻⁵	λ	L (m)	JL (m)	Jt = 1,15. JL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
300	252	0,252	0,10595	2,125	/	/	/	/	/	/	/	/	/
315	257,8	0,2578	0,10595	2,031	/	/	/	/	/	/	/	/	/
400	352	0,352	0,10595	1,089	0,02	5,681	3,833	0,043	2202	14,308	16,454	112,3	128,754
500	440,6	0,4406	0,10595	0,695	0,02	4,539	3,062	0,042	2202	4,553	5,235	112,3	117,535

N-B : Les diamètres de DN = 300 mm, DN = 315 mm, ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

E/ Calcul des frais d'exploitation :

Dext (mm)	Dint (mm)	g	Hmt (m)	m v	Q (m ³ /s)	η	Puissance (kW)	t (h)	Energie (KWh/an)	prix revient (DA)	faix d'exploitation (DA)
400	352	9,81	128,754	1000	0,10595	0,75	178,43	19	1237412,05	4,2	5197130,61
500	440,6	9,81	117,535	1000	0,10595	0,75	162,883	19	1129593,605	4,2	4744293,141

F/ Calcul des frais d'amortissement :

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Longueur de la conduite (m)	Prix unitaire de la conduite (DA)	Prix de revient de la conduite (DA)	annuité	Frais d'amortissement (DA)
400	352	2202	3148,85	6933767,7	0,09	624039,093
500	440,6	2202	10953,1	24118726,2	0,09	2170685,358

G/ Bilan annuel :

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
400	352	5197130,61	624039,093	5821169,703
500	440,6	4744293,141	2170685,358	6914978,499

Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise SR1 et la station de reprise SR2, est le **D_N = 400 mm**, avec une vitesse de **1,089 m/s** dont le matériau utilisé est **PEHD PN16 bars**.

V-8-2) Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR2 et le réservoir d'IGHIL IMOULA :

A/ Caractéristique du transfert :

Longueur de la conduite (m)	Débit de transfert (m ³ /s)	Côte du radier de réservoir de la SR2 (m NGA)	Côte de trop plein du réservoir d'IGHIL IMOULA (m NGA)
1200	0,01428	528	701

B/ Choix de la gamme des diamètres :

Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q_{maxj}} = \sqrt{0,01428} = 0,11949 \text{ m} = 119,49 \text{ mm}$

Formule de BRESSE : $D = 1,5 \cdot \sqrt{Q_{maxj}} = 1,5 \cdot \sqrt{0,01428} = 0,17924 \text{ m} = 179,24 \text{ mm}$

On prend la gamme de diamètre [110, 125, 140, 200] mm.

C/ Calcul de la hauteur géométrique :

$$\begin{aligned} H_g &= (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2) \\ &= (701 + 0,5) - (528 + 0,2) \\ &= 173,3 \text{ m.} \end{aligned}$$

Chapitre V : Etude de l'adduction

D/ Calcul des hauteurs manométrique totales :

Dext (mm)	Dint (mm)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ε	(ε/D) .10 ⁵	Re.10 ⁻⁵	λ	L	JL (m)	Jt=1,15 JL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
110	90	0,09	0,01428	2,245	/	/	/	/	/	/	/	/	/
125	102,2	0,1022	0,01428	1,741	/	/	/	/	/	/	/	/	/
140	114,6	0,1146	0,01428	1,385	0,01	8,726	1,587	0,046	1200	38,548	44,331	173,3	217,631
200	163,6	0,1636	0,01428	0,679	0,01	6,112	1,110	0,044	1200	6,203	7,134	173,3	180,434

N-B : Les diamètres de DN = 110 mm et DN = 125 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$$

E/ Calcul des frais d'exploitation :

Dext (mm)	Dint (mm)	g	Hmt	m*v	Q (m ³ /s)	η	Puissance (KW)	T (h)	Energie (E) (KWh/an)	Prix revient (DA)	Frais d'exploitation (dépense d'énergie) (DA)
140	114,6	9,81	217,631	1000	0,01428	0,75	40,649	19	281900,815	4,2	1183983,423
200	163,6	9,81	180,434	1000	0,01428	0,75	33,701	19	233716,435	4,2	981609,027

Chapitre V : Etude de l'adduction

F/ Calcul des frais d'amortissement :

Dext (mm)	Dint (mm)	Longueur de la conduite (m)	Prix unitaire de la conduite (DA)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
140	114,6	1200	1950	2340000	0,09	210600
200	163,6	1200	2840,10	3408120	0,09	306730,8

G/ Bilan annuel :

Dext (DA)	Dint (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
140	114,6	1183983,423	210600	1394583,423
200	163,6	981609,027	306730,8	1288339,827

Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 et le réservoir de village IGHIL IMOULA, est le $D_N = 200$ mm ($D_{int} = 163,6$ m), une vitesse de 0,679 m/s, dont le matériau utilisée est le PEHD à PN = 16 bars.

Chapitre V : Etude de l'adduction

V-9) Les caractéristiques et les frais occasionnés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-1) : Récapitulation de la nouvelle chaîne d'adduction

Tronçons	Mode de transfert	Matériau	Diamètre calculé Dext (mm)	PN (bars)	Longueur de tronçon (m)	Frais D'adduction (DA)	Frais totaux (DA)
SR1 vers SR2	Refoulement	PEHD	400	16	2202	5821169,703	7109509,53
SR2 vers R IGHIL IMOULA	Refoulement	PEHD	200	16	1200	1288339,827	

V-10) CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a pu déterminer les diamètres économiques des conduites dans les tronçons, on a également calculé les pertes des charges et les hauteurs manométriques pour chaque tronçon, ce qui constituera une base de calcul pour le chapitre suivant qui est consacré aux réservoirs.

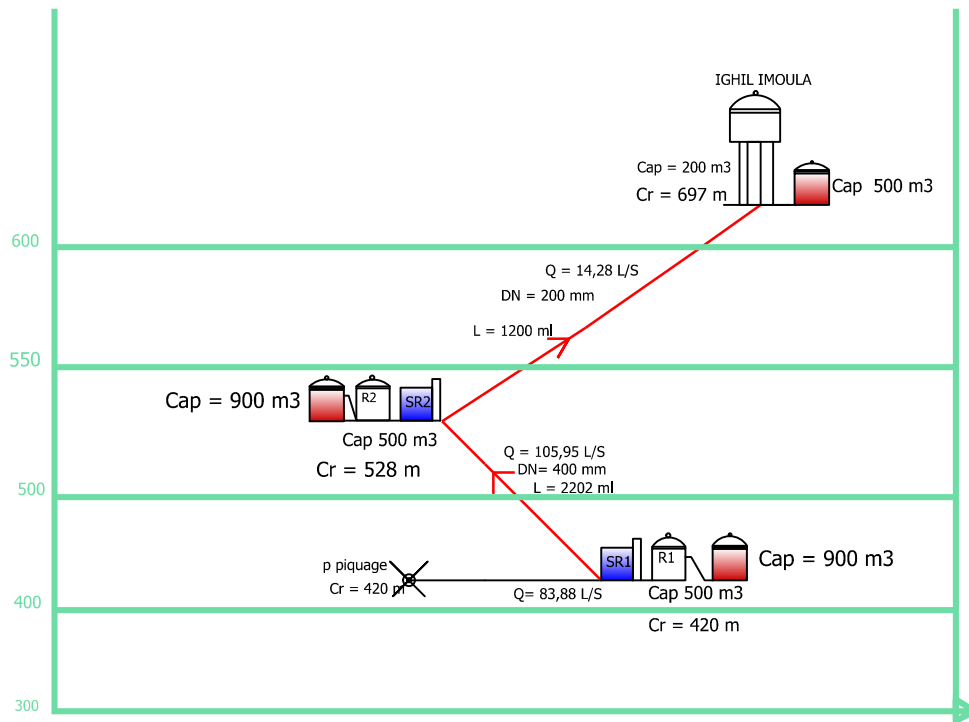
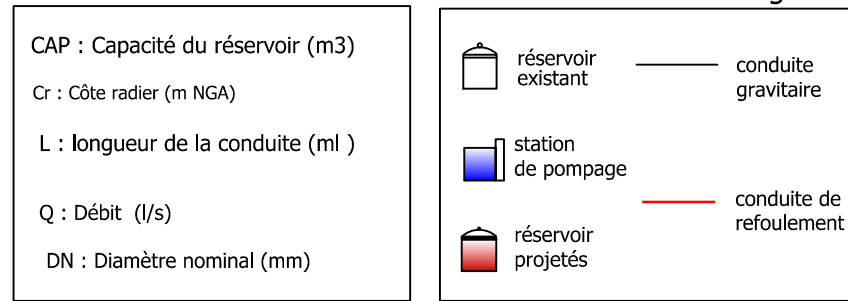


figure: schéma synoptique de la nouvelle chaîne d'adduction de la région d'étude (IGHIL IMOULA)

Chapitre V:
Adduction

CHAPITRE VI **POSE ET PROTECTION DES CONDUITES**

VI-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.

VI-2) DIFFERENTES 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.

VI-2-1) Pose en terre :

Il est nécessaire d'effectuer l'opération dans un creux de la largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux naturellement, il est conseillé d'élargir le creux dans le but de faciliter le travail et surtout dans les endroits des joints.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et la mettre à l'abri de la gelée (Figure VI-1).



Figure VI-1): Pose des conduites en terre

VI-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 VI-2).

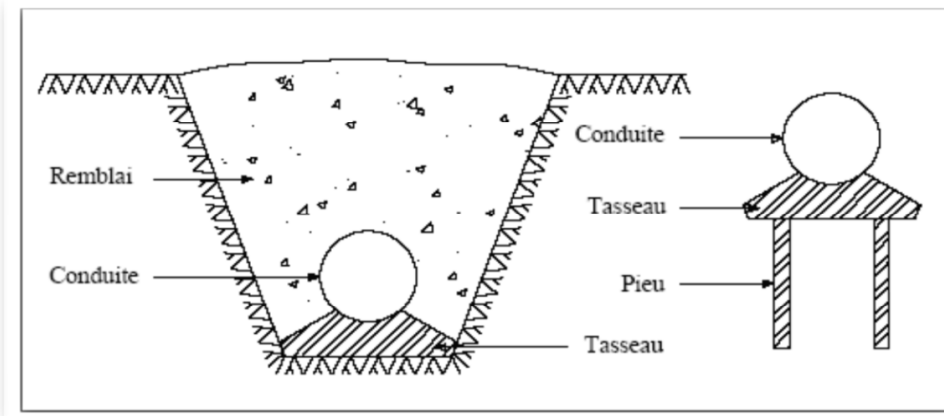


Figure VI-2): Pose de conduite en mauvais terrain

VI-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.

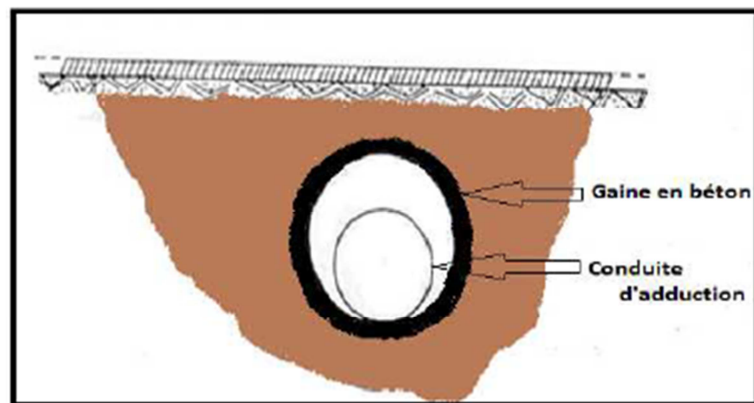


Figure VI-3-a) : traversée d'une route au moyen d'une gaine

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

- **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 VI-3).

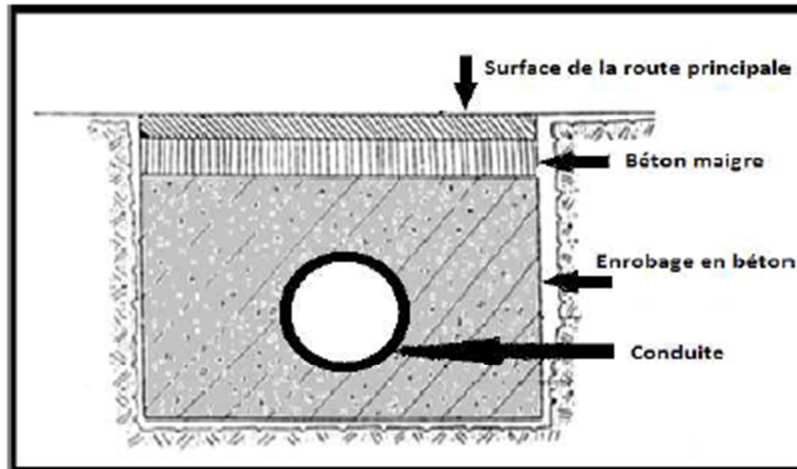


Figure VI-3-b): Traversée d'une route au moyen enrobage dans le béton



Figure VI-3) : Traversée d'une route

VI-2-4) Pose en galerie :

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes ou les agglomérations disposent déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visibleetc.). Elle est surtout répondue 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 VI-4).

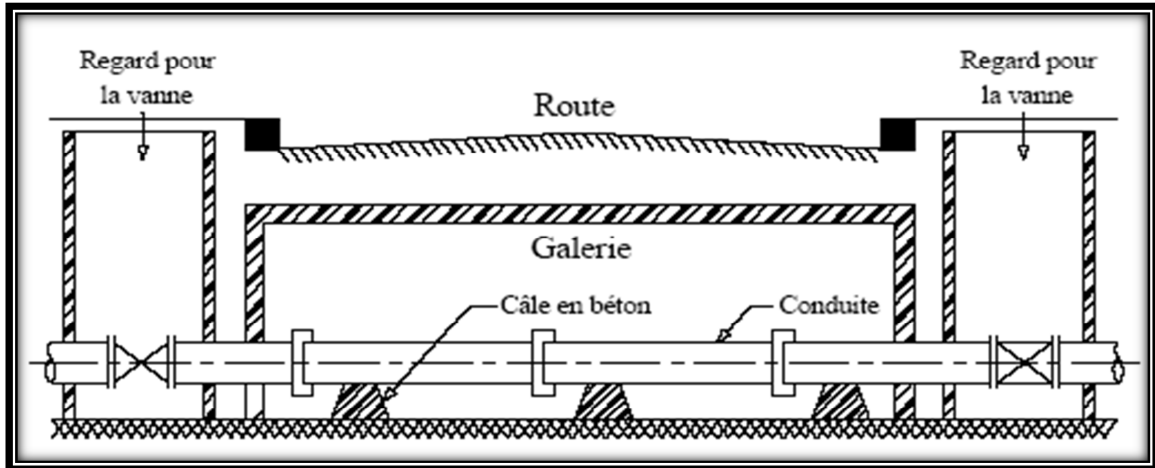


Figure VI-4) : Pose des conduites en galerie

VI-2-5) Pose des conduites 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 VI-5).

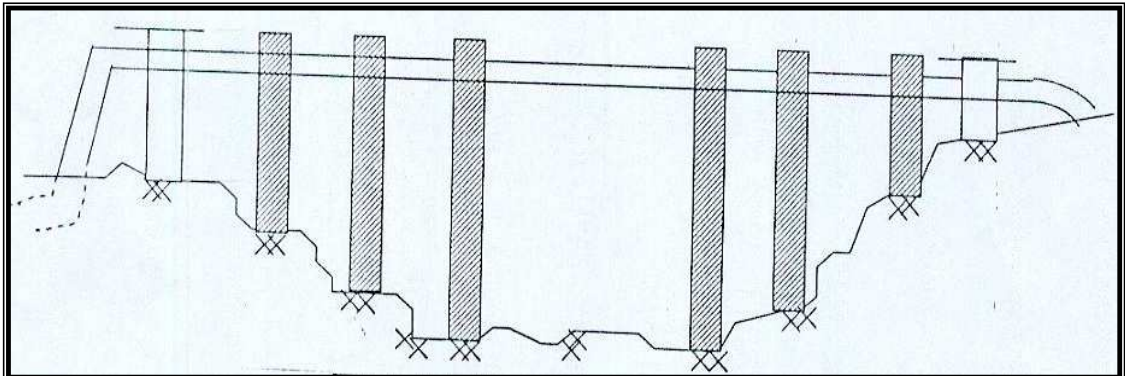


Figure VI-5) : Traversée d'un cours d'eau

VI-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 la même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usés (Figure VI-6).

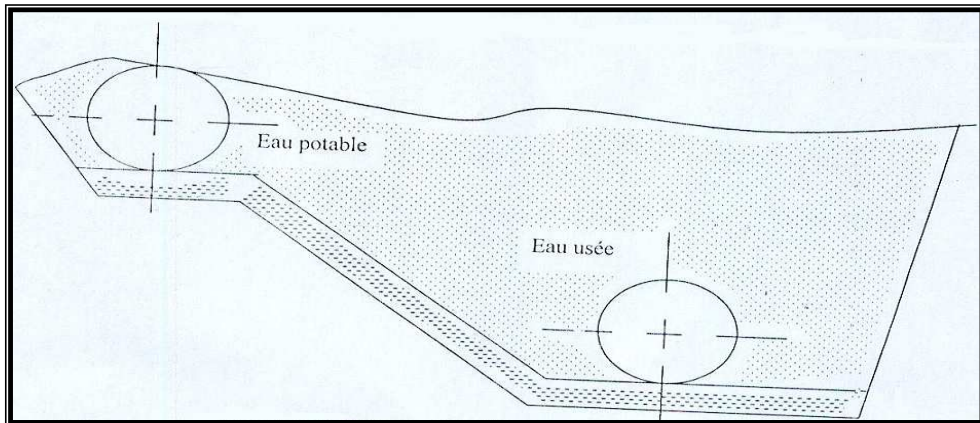


Figure VI-6) : Pose à proximité d'un cours d'eau usée

VI-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.

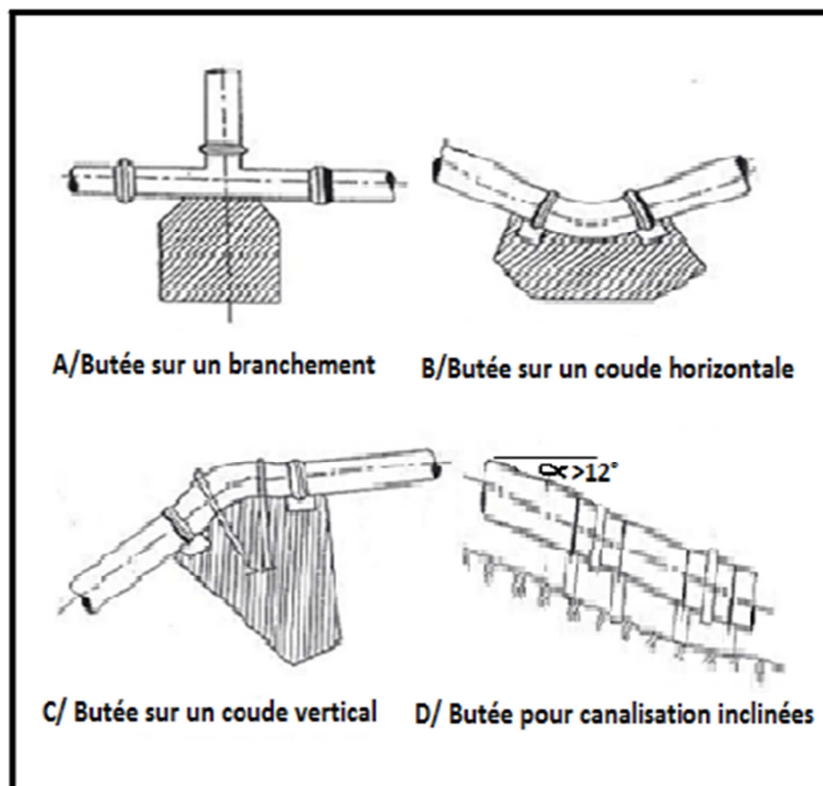


Figure VI-7) : Les butées

VI-3) DIFFERENTES ETAPES DE MISE EN PLACE DES CANALISATIONS :

VI-3-1) Réalisation des fouilles :

VI-3-1-1) 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 m** d'espace de chaque côté de celle-ci. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{B = D + (2 \times 0.3)}$$

Avec:

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

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

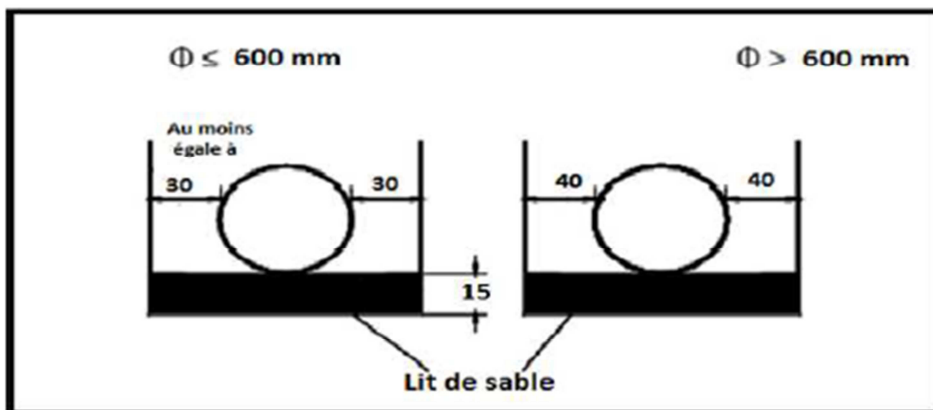


Figure VI-8) : Dimension de la tranchée

VI-3-1-2) 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** 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 :

$$\mathbf{H = H_1 + H_2 + D}$$

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.

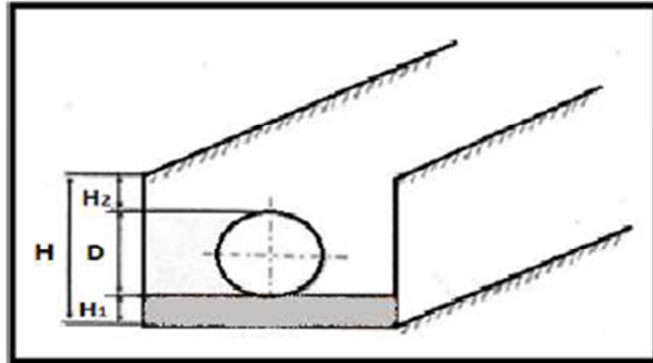
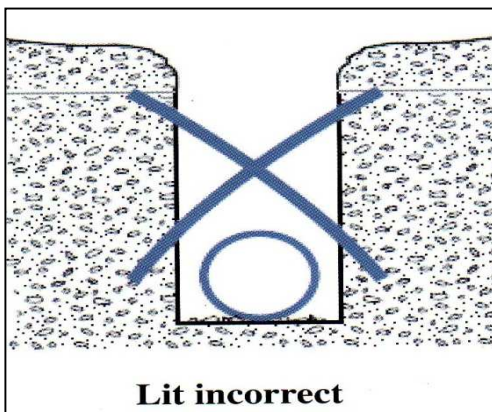


Figure VI-9) : La profondeur de la feuille

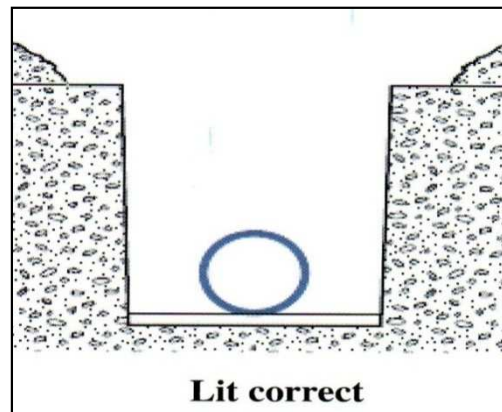
VI-3-1-3) Lit de pose :

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 VI-7).



Lit incorrect



Lit correct

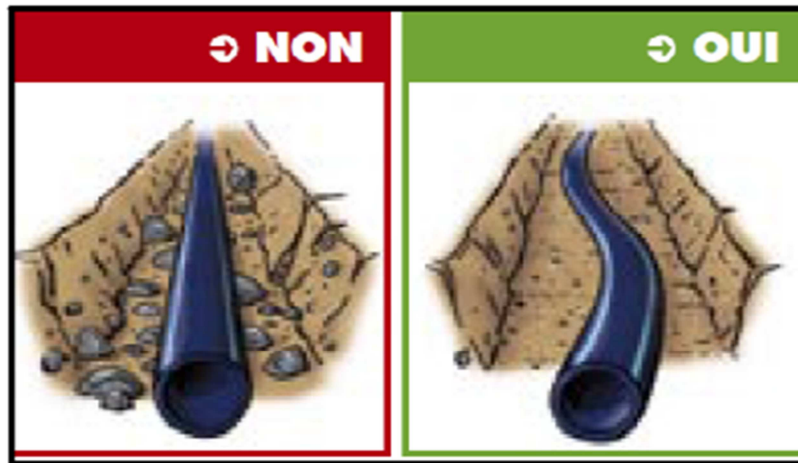


Figure VI-10): Lit de pose de conduite

VI-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.

VI-3-3) Epreuve des joints et des canalisations principales :

Ce sont des essais à la presse 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.

VI-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 sont constantes, elle ne doit pas dépasser **2%**.

VI-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 VI-8).

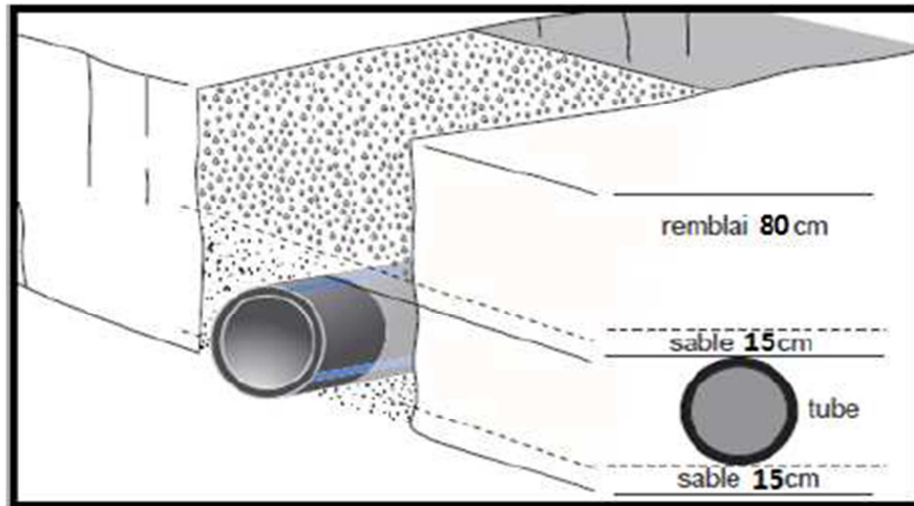


Figure VI-11) : Remblayage de la fouille

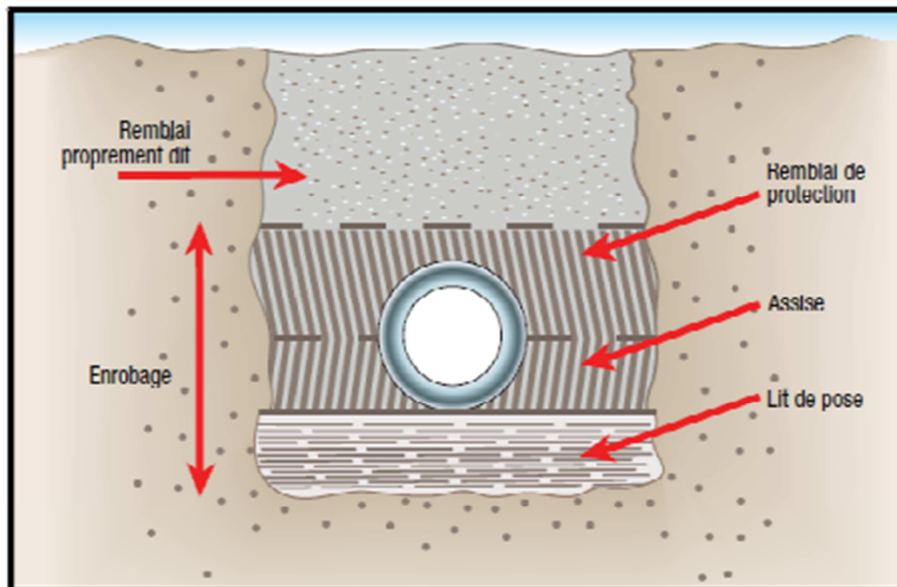


Figure VI-12) : Protection de la conduite

VI-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.

VI-4) ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX :

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.

VI-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 VI-9).



Figure VI-13) : l'entartrage

VI-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 VI-10).



Figure VI-14) : la corrosion des conduites

VI-5) MOYENS DE LUTTE CONTRE LA CORROSION :

VI-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.

VI-5-1-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.

VI-5-1-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).

VI-5-1-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.

VI-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 spécial.
- 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).

VI.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.

Chapitre VI :
Pose et protection des
conduites

CHAPITRE VII CALCUL DES RESERVOIRS

VII-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 la localité concernée par l'étude, nous avons à dimensionner les réservoirs qui prendront en charge la sécurité de stock.

VII-2) FONCTIONS DES RESERVOIRS :

- 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 appelé également réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.

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 VII-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

VII-3) IMPLANTATION DES RESERVOIRS :

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.

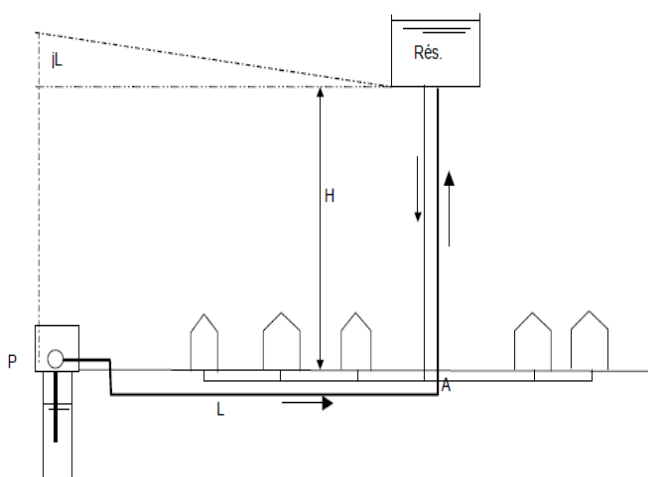


Figure VII-1): Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.

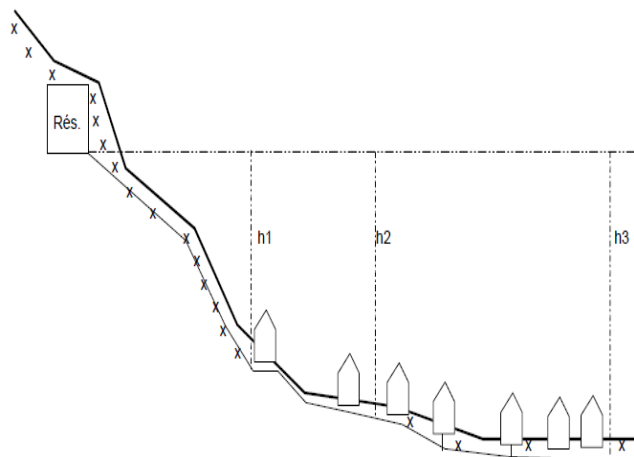


Figure VII-2): Emplacement du réservoir en altitude.

VII-4) CLASSIFICATION DES RESERVOIRS :

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 précontrainte.
- 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.

VII-5) CONSTRUCTION DES RESERVOIRS :

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.

VII-6) CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR :

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 :

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

VII-7) EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIRS :

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

VII-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 à 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.

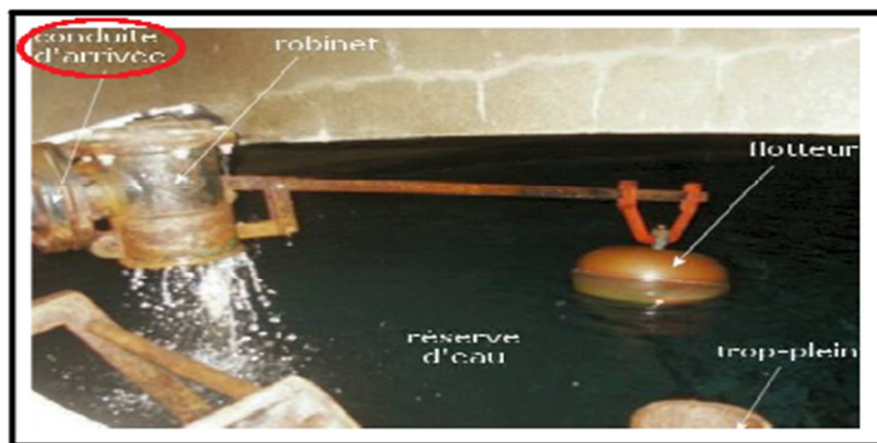


Figure VII-3) : La conduite d'adduction (d'arrivée)

VII-7-2) Conduite de distribution (départ) :

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre **0,10 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.

VII-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.

VII-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.

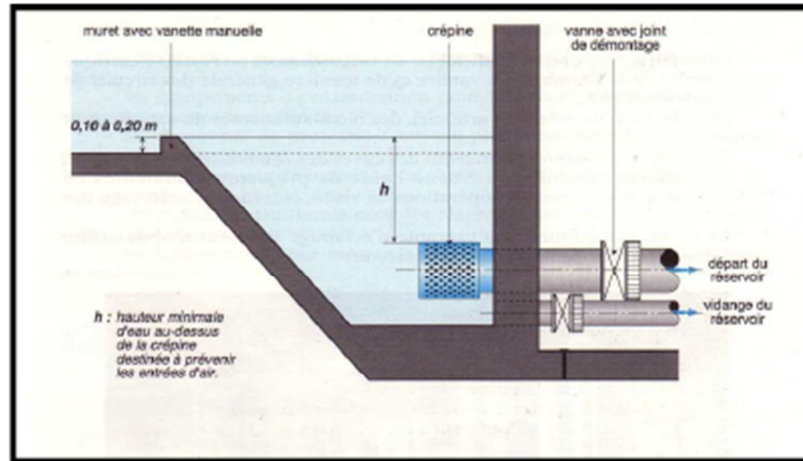


Figure VII-4) : La conduite de la distribution et de vidange

VII-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 (VII-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 ».



Figure VII-5) : La conduite de by-pass

VII-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 (figure VII-4.D) et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « 1 » est ouverte. Le siphon se désamorçe 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.

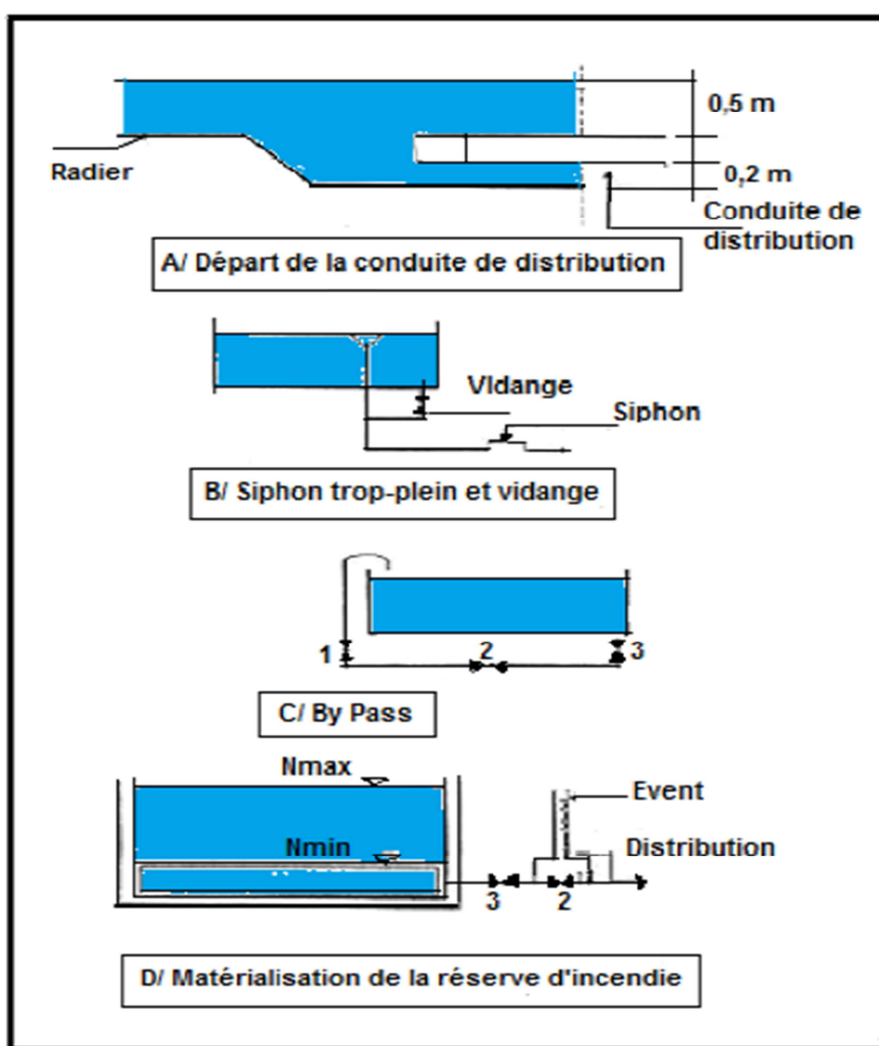


Figure VII-6) : Matérialisation de la réserve d'incendie

VII-8) EXIGENCES TECHNIQUES A 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.

VII-9) ENTRETIEN DES RESERVOIRS :

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.

VII-10) HYGIENE ET SECURITE :

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.

VII-11) DETERMINATION DE LA FORME ET PROPORTIONS DES RESERVOIRS :

VII-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 précontrainte.

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.

VII-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 VII-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

VII-12) CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :

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.

Chapitre VII : CALCUL DES RESERVOIRS

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

VII-12-1) Méthode analytique :

Cette méthode consiste à déterminer les excès (ΔV^+) et les déficits (ΔV^-) d'eau pendant les différentes heures de la journée, en fonction des coefficients horaires (ah %) qui varient suivant les heures de desserte et de l'importance de la population.

La somme du plus grand excès (ΔV^+) et le plus grand déficit (ΔV^-) en volume d'eau d'une même journée ainsi que de la réserve d'incendie, correspond au volume de réservoir V_r qui s'écrit :

Et
$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + \Delta V_{ri}$$

Avec :
$$\Delta V = \text{Volume d'apport} - \text{Volume consommé}$$

- Volume apport = Volume max journalier.
- Volume consommée = Volume d'apport * (ah * 24) / 100.

Ainsi :

ΔV_{ri} représente le volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 17 l/s pendant une durée de deux heures, (A. Dupont 1970).

VII-12-2) Méthode graphique :

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

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-|$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100}$$

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

VII-12-3) Méthode direct :

Les capacités des réservoirs sont déterminées en admettant que le volume de transit et de refoulement est de **deux heures (2 h)** de réserve, celui de stockage est de **12 heures** de réserve

✚ Réservoir de stockage :

$$\text{CRS} = Q_{\text{maxj}} \times 50 \% \quad \text{ou} \quad \text{CRS} = Q_{\text{maxh}} \times 12\text{h}$$

Avec :

CRS : capacité de réservoir de stockage ;

Q_{maxh} : débit horaire maximal ;

Q_{maxj} : débit journalier maximal.

✚ Réservoir de transit :

$$\text{CRT} = Q_{\text{maxj}} \times 8,33 \% \quad \text{ou} \quad \text{CRT} = Q_{\text{maxh}} \times 2\text{h}.$$

Avec :

CRT : capacité de réservoir de transit.

✚ Réservoir de transit et de stockage :

$$\text{CRTS} = (Q_{\text{maxhT}} \times 2\text{h}) + (Q_{\text{maxhS}} \times 12\text{h}).$$

Où :

CRTS : capacité du réservoir de stockage et de transit.

Q_{maxhT} : débit horaire maximal transité ;

Q_{maxj} : débit journalier maximal stocké.

Chapitre VII : CALCUL DES RESERVOIRS

VII-13) CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :

VII-13-1) Calcul de la capacité du réservoir de transit et de stockage de la station de reprise (SR1) projeté situé à la cote 420 m NGA :

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci- après :

Tableau VII-3) : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR1) projeté à la côte
420m NGA

Désignation	unité	horizon 2046
Réservoir de transit de la SR1		
Débit de transit vers la SR1	m ³ /h	301,968
Temp de réserve	h	2
Capacité calculé	m ³	603,936
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité total calculé	m ³	723,936
Capacité de réservoir a projeté	m ³	900

Tableau VII-4) : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la station de reprise (SR2)
projeté à la côte de 528 m NGA

Désignation	unité	horizon 2046
Réservoir de transit de la SR2		
Débit de transit vers la SR2	m ³ /h	381,42
Temp de réserve	h	2
Capacité calculé	m ³	762,84
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité total calculé	m ³	822,84
Capacité de réservoir a projeté	m ³	900

Chapitre VII : CALCUL DES RESERVOIRS

Tableau VII-5) : Calcul de la capacité de réservoir de transit et de stockage d'IGHIL

IMOULA

Tranche horaire	coef a (%)	Volume (m ³)		Volume cumulée		ΔV = V _{apport} - V _{cons}	
		V _{apport}	V _{consom}	V _{apport}	V _{cons}	ΔV+	ΔV-
00-1h	0,52	51,4	6,414	51,4	6,414	44,986	
1-2h	0,52	51,4	6,414	102,8	12,828	89,972	
2-3h	0,52	51,4	6,414	154,2	19,242	134,958	
3-4h	0,52	51,4	6,414	205,6	25,656	179,944	
4-5h	0,52	51,4	6,414	257	32,07	222,93	
5-6h	0,52	51,4	6,414	308,4	38,484	269,916	
6-7h	4,17	51,4	51,441	359,8	89,925	269,875	
7-8h	14,58	51,4	179,858	411,2	269,783	141,417	
8-9h	14,58	51,4	179,858	462,6	449,641	12,959	
9-10h	14,58	51,4	179,858	514	629,499		115,499
10-11h	14,58	51,4	179,858	565,4	809,357		243,957
11-12h	1,67	51,4	20,601	616,8	829,958		213,158
12-13h	1,67	51,4	20,601	668,2	850,559		182,359
13-14h	1,67	51,4	20,601	719,6	871,16		151,56
14-15h	1,67	51,4	20,601	771	891,761		120,761
15-16h	1,67	51,4	20,601	822,4	912,362		89,962
16-17h	8,34	51,4	102,882	873,8	1015,244		141,444
17-18h	8,34	51,4	102,882	925,2	1118,126		192,926
18-19h	2,08	51,4	25,658	976,6	1143,784		167,184
19-20h	2,08	51,4	25,658	1028	1169,442		141,442
20-21h	2,08	51,4	25,658	1079,4	1195,1		115,7
21-22h	2,08	51,4	25,658	1130,8	1220,758		89,958
22-23h	0,52	51,4	6,414	1182,2	1227,172		44,972
23-00	0,52	51,4	6,414	1233,6	1233,586		0
total	100	1233,6	1233,586				

D'après ce tableau, nous avons :

$$\begin{aligned}
 V_R &= |\Delta V \max^+| + |\Delta V \max^-| + V_{ri} \\
 &= 269,916 + 243,957 + 120 \\
 &= 633,873 \text{ m}^3.
 \end{aligned}$$

Un réservoir de **200 m³** est déjà existant. Nous avons donc un déficit de **433,873 m³** qu'il faut combler en construisant un deuxième réservoir à jumeler avec celui existant.

Nous optons pour un réservoir de **500 m³** d'une hauteur de **4 m**.

VII-13-2) Dimensionnement des réservoirs :

Après avoir déterminée les capacités des réservoirs, on calcul alors leurs dimension à l'aide des formules suivantes :

✚ Section des réservoirs projetés :

Elle est déterminée comme suit : $V_R = S.h$

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

Avec :

V_R : Volume du réservoir projetée (m³) ;

S : Section (m²) ;

h : hauteur de la lame d'eau (m).

✚ Diamètre de réservoir :

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi h}}$$

Avec :

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V_R : Volume du réservoir (m³) ;

h : hauteur de la colonne d'eau prise entre 3 et 6m

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2}$$

Avec :

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie égal à 120 m³.

Les dimensions des réservoirs sont représentées sur le tableau suivant :

✚ Caractéristique des réservoirs projetés :

Les caractéristiques des réservoirs projetées sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-6 : Caractéristique des réservoirs projetés

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	Dth (m)	D standard (m)	S (m ²)	Hinc (m)
Réservoirs de transit de la SR1	900	4	16,92	17	225	0,54
Réservoir de transit de la SR2	900	4	16,92	17	225	0,54
Réservoir de IGHIL IMOULA	500	4	12,62	13	125	0,96

Chapitre VII : CALCUL DES RESERVOIRS

Tableau VII-7 : Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs

Les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau de la DHW de Tizi-Ouzou
 $1 \text{ m}^3 \longrightarrow 25000,00 \text{ DA}$ et les résultats dans le tableau suivant :

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m3)	Frais de construction des réservoirs (DA)	Frais totaux (DA)
réservoirs de transit de la SR1	900	22500000	57500000
Réservoirs de transit de la SR2	900	22500000	
Réservoirs de IGHIL IMOULA	500	12500000	

Les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau de la DHW

VII-14) CONCLUSION :

D'après cette étude, nous constatons que la capacité des réservoirs existants est insuffisante, de ce fait on est amenée à projetée trois réservoirs suivant :

Un réservoir de transit (R1) de la station de reprise SR1 d'une capacité de 900 m^3 sur une côte de **420 m NGA**.

Un réservoir de transit (R2) de la station de reprise (SR2) d'une capacité de 900 m^3 sur une côte de **528 m NGA**.

Un réservoir de transit de IGHIL IMOULA, d'une capacité de 500 m^3 sur une côte de **697 m NGA**.

La partie pompe n'a pas été corrigé. Les pompes sont choisies par des débits différents de ceux du dimensionnement des conduites.

Chapitre VII :
Calcul des réservoirs

CHAPITRE VIII

ETUDE ET CHOIX DES POMPES

VIII-1) INTRODUCTION :

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par les stations de pompes, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprises de la chaîne d'adduction qui permettront d'acheminer les eaux jusqu'aux réservoirs de tête.

Une pompe est un appareil hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire qu'elle transmet un courant liquide qui la traverse une certaine énergie.

L'énergie reçue par ce liquide lui permet de s'élever d'une zone à basse pression pour le refouler vers une autre zone à plus grande pression.

VIII-2) DIFFERENTS TYPES DE POMPES :

Les pompes se classent en deux catégories : - Les pompes dynamiques (turbopompes);
- Les pompes volumétriques.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges (font partie de la famille des pompes dynamiques).

VIII-2-1) Les pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine d'hydraulique dont les avantages sont les suivantes :

- C'est des groupes légers, peu encombrants (environ 8 fois moins que ceux des pompes volumétriques), et d'un grand rendement, et surtout peu coûteux relativement aux autres types de pompes.
- Accouplées aux moteurs électriques ;

VIII-2-1-1/ Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge :

Une pompe centrifuge est constituée par une roue à aubes tournant au tour de son axe. Un distributeur dans l'axe de la roue est un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le liquide (l'eau) arrive dans l'axe de l'appareil par le distributeur et la force centrifuge le projette vers l'extérieur de la turbine. Il acquiert une grande énergie cinétique qui se transforme en énergie de pression dont le collecteur où la section est croissante, ce sont les plus employées. On distingue:

- Les pompes centrifuges à écoulement radial (à basse et haute pression)

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

- Les pompes hélices à écoulement radial.
- Les pompes hélico-centrifuge à écoulement mixte.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètre). Cependant, les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.

Tableau VIII-1): Hauteurs admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques

Type de la roue	Hauteur par roue
Centrifuge	25 à 120m
Hélico-centrifuge	8 à 35m
Hélice	2 à 10m



Figure VIII-1) : Accouplement d'une pompe centrifuge à un moteur

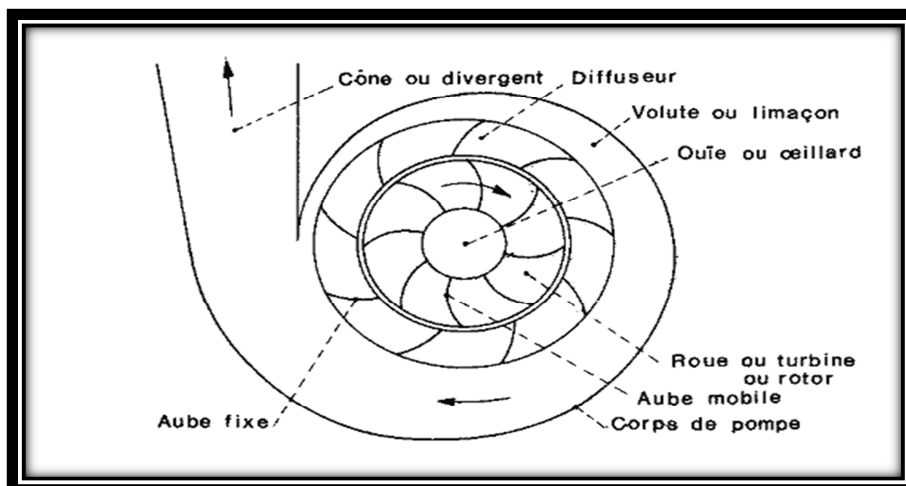


Figure VIII-2) : Pompe centrifuge

VIII-2-1-2/ Classification des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges sont classées en plusieurs catégories selon certains critères :

A/. Selon le nombre de cellules :

Vu que les pompes pouvaient comporter une ou plusieurs cellules ayant pour objectif d'augmenter la hauteur d'élévation, nous aurons en principe :

▪ Des pompes monocellulaires :

Pour les pressions moyennes de **15m** à **80m**. Les pompes de grande hauteur d'élévation, auront une vitesse spécifique d'autant plus faible que le débit sera petit et la largeur de la turbine sera par ailleurs relativement faible. Les pompes de faible hauteur d'élévation auront une vitesse spécifique d'autant plus grande que le débit sera grand et présentant un diamètre D_2 de sortie voisin à D_1 et très proche de D_0 leur largeur sera relativement grande.

▪ Des pompes multicellulaires :

En fait appel aux pompes multicellulaire quand la hauteur d'élévation relèvement sera très grande et que pour des raisons de fabrication, les dimensions des pompes monocellulaires auxquelles on aboutirait seraient très importantes. Pour ce type de pompe, la hauteur d'élévation augmente d'une même quantité chaque fois qu'une roue est montée à la suite d'une autre, il suffit de disposer en série le nombre voulu de roue pour atteindre la hauteur « **H** » désirée, nous appelons que le débit à relever est égale à celui qui passe dans une roue, c'est-à-dire que si **r** est le nombre de roues en série, chacune fonctionnera avec un débit « **Q** » et une hauteur d'élévation « **H/r** » et le rendement de la pompe multicellulaire sera beaucoup plus petit que celui de chaque roue isolée.

B/. Selon la position de l'axe de rotation :

Les pompes monocellulaire et multicellulaires peuvent être soit à :

- **Axe horizontal**: correspondant au type le plus répandu ;
- **Axe verticale** : ce type de pompe est destiné à équiper les puits et forages, où elle fonctionne noyé ou dénoyé quand il est équipé d'un collecteur d'aspiration.

C/. Selon le nombre d'entrée :

Il existe deux catégories:

- Les pompes à une seule entrée ;
- Les pompes à double entrées.

VIII.2.1.3/ Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes :

Les caractéristiques qui différencient les pompes centrifuges découlent des caractéristiques de calcul suivant : - Hauteur manométrique totale **Hmt**,

- La vitesse de rotation **n** ;
- Le débit **Q** ;
- La puissance utile **Pu** ;
- Le rendement **η**.

A/. Selon les caractéristiques hydrauliques :

▪ Hauteur manométrique totale d'élévation **Hmt** :

La hauteur manométrique total **Hmt** d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne d'eau (**m.c.e**) 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}**).

$$\mathbf{Hmt = Hg + J_{asp} + J_{ref}}$$

▪ La vitesse de rotation :

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps, cette vitesse est notée par « **N** », unité de mesure la plus utilisée est le **tour/minute**.

Le déplacement angulaire (**w**) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$\mathbf{w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30}}$$

▪ 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** ». Il s'exprime en litres par secondes (**l/s**) ou, plus pratiquement en mètres cubes par heure (**m³/h**).

- 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 :

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

▪ Les puissances (utiles et absorbées) :

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée (P_a) de cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance mécanique du moteur d'entraînement de la pompe.

La puissance transmise à l'eau correspond au travail à effectuer pour élever un débit Q (m^3/h) de liquide de masse volumique ρ (kg/m^3) à la hauteur H (m) appelée puissance hydraulique utile P_u .

$$P_u = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}$$

▪ Le rendement :

Le rendement global tient compte de toutes les pertes (fuites, frottement, chocs...).

Le rapport de la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a est le rendement du groupe électropompe η_p :

$$\eta_p = \frac{P_{hydraulique}}{P_{mécanique}} = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a}$$

Avec :

ρ : masse volumique ($10^3 \text{ kg} / \text{m}^3$) ;

Q : débit (m^3/s) ;

H : hauteur manométrique (m.c.e) ;

η_p : rendement total de l'installation avec : $\eta_p : f(\eta_h, \eta_t, \eta_m)$ (%)

B/. Selon les conditions particulières d'utilisation :

▪ Pompes centrifuges monocellulaires et multicellulaires :

La hauteur de refoulement d'une pompe varie avec sa vitesse de rotation. Concernant les pompes monocellulaires nous avons : - 1450 T/min h élévation environ 60 m ;
- 2900 T/min h élévation environ 100 m.

Pour obtenir des hauteurs d'élévation supérieures il faudra utiliser des pompes multicellulaires (pompes munies de deux cellules et plus) ; et d'une manière générale, on considère comme suit :

- * **H < 60 m**: pompes monocellulaires
 - * **60 < H < 90 m** : possibilité entre une pompe monocellulaire (moteur électrique) à vitesse élevée (2900 t/min) et une pompe multicellulaire à vitesse faible (1450 t/min), (étude économique nécessaire) ;
 - * **H > 90 m**: pompes multicellulaires.
- **Pompes à axe horizontal ou pompes à axe vertical :**
- ✓ Pompe horizontale pour $H_{asp} < 6 - 7$ m ou alimentation en charge ;
 - ✓ Pompe à axe vertical pour les puits et les forages.

VIII-2-1-4/ Choix du type de pompe centrifuge :

Le choix de type de pompes qui va acheminer le débit désiré à la hauteur manométrique donnée, se fera à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

Le bon choix se porte sur une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal, ce qui entraîne une réduction de l'énergie à fournir eu égard aux conditions de cavitation.

Vu l'importance des hauteurs manométriques d'élévation totale (Hmt), le choix s'est porté sur des pompes centrifuges multicellulaires à haute pression ; et des pompes de secours pour permettre des interventions sur les groupes motopompes pour la réparation et / ou l'entretien sans en interrompre l'alimentation.

VIII-2-2) Les pompes volumétriques :

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos, à l'intérieur duquel se déplace un élément mobile rigoureusement ajusté. Elle utilise la variation du volume pour déplacer le fluide. Le rendement volumétrique est le rapport entre le volume réellement aspiré et le volume enjointre.

Ces pompes reposent sur le principe « Exécution d'un mouvement cyclique ». Pendant un cycle un volume déterminé de liquide, pénètre dans un compartiment avant d'être refoulé à la fin, ce mouvement permet le déplacement du liquide entre l'orifice d'aspiration et celui de refoulement.

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux pour élever des faibles débits à des pressions élevées. On distingue:

- Les pompes volumétriques rotatives (mouvement de rotation).
- Les pompes alternatives, à piston (mouvement alternatif).
- Les pompes à rotor excentré, à rotor faucillant, à palette, à engrenage.

❖ Autres pompes :

- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage à émulsion ou air lift.

VIII-3) CHOIX DES POMPES :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- le débit « Q » et « H_{mt} » demandée ;
- Assurer un rendement maximal ;
- Assurer une consommation d'énergie minimale ;
- Opter pour un poids, le plus minimum possible ;
- Présenter un mode du type anti-cavitation ;
- Assurer une vitesse de rotation assez importante.
- Etre fabriquée en série.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

VIII-4) COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES :

Les principales courbes qui caractérisent une pompes centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (03) :

VIII-4-1) Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

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

VIII-4-2) La 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.

VIII-4-3) La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

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.

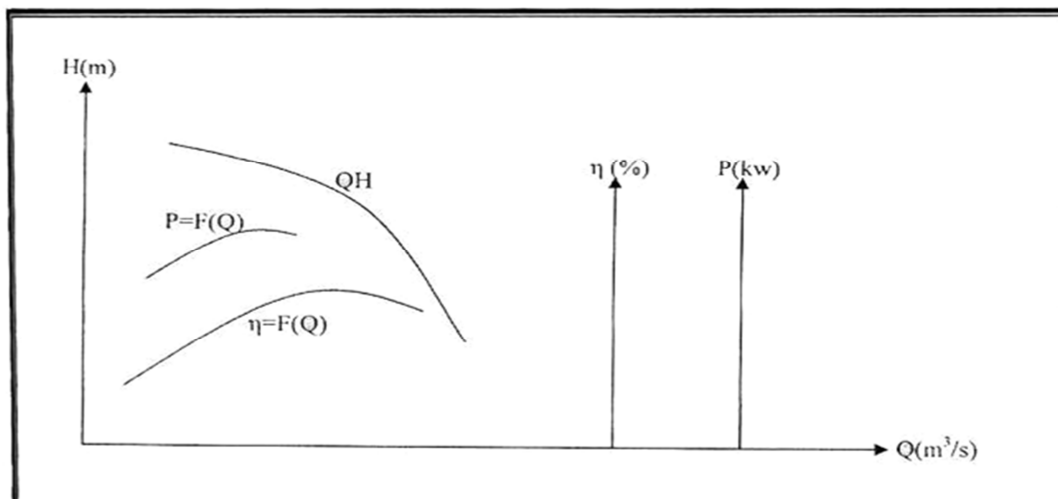


Figure VIII-3) : Courbes caractéristiques des pompes

VIII-5) LES MODES DE COUPLAGE :

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

VIII-5-1) Couplage en série :

Dans ce cas :

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

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

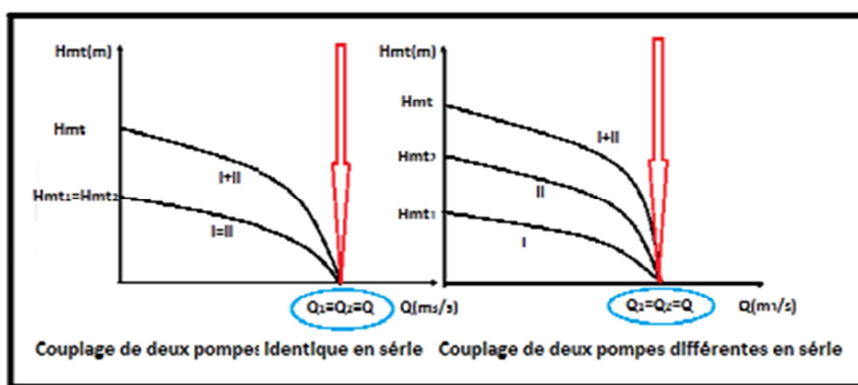


Figure VIII-4) : Couplage en série

VIII-5-2) Couplage en parallèle :

Dans ce cas :

- * Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- * Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

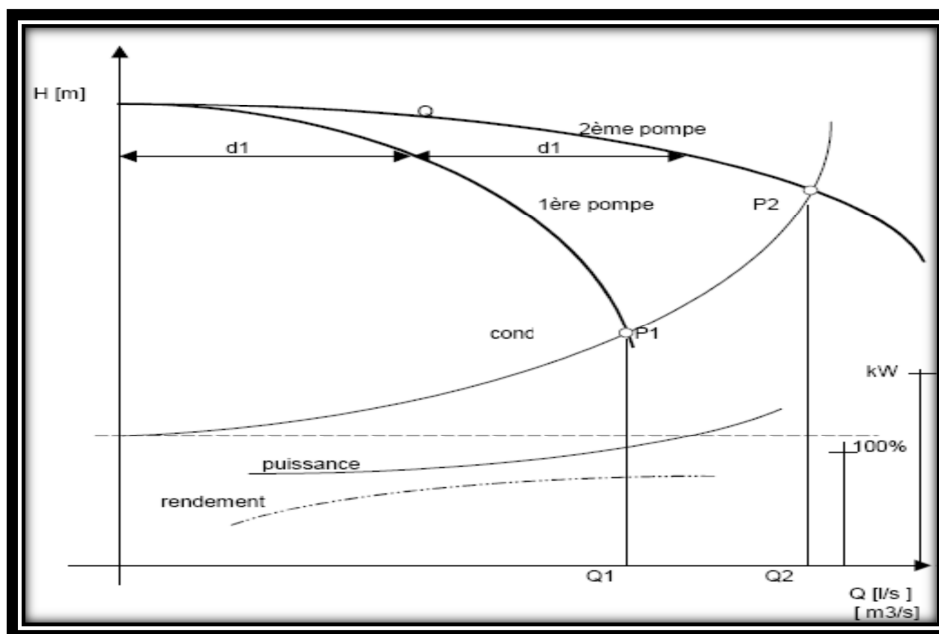


Figure VIII-5): Couplage en parallèle

VIII-6) COURBE CARACTERISTIQUE DU RESEAU :

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 (H_g) est indépendante du débit.
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

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

$$H_{mt} = H_g + j_t$$

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

La vitesse (V_m) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité :

$$Q = V_m \cdot S \quad S = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad \Rightarrow \quad V_m = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$$

Avec :

En remplaçant la vitesse par sa valeur :

$$J_t = (1,15 * \lambda * L * 8 / (g * \pi^2 * D^5)) * Q^2 = K * Q^2$$

Avec :

$$K = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

Où :

L : longueur de la canalisation [ml] ;

D : Diamètre de la conduite [m] ;

V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

λ : Coefficient de perte de charge sans dimension ;

g : Accélération de la pesanteur [m²/s].

VIII-7) POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE :

Le point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite définit par un débit « **Q** » et une hauteur « **H** », est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe dite caractéristique débitante et de la courbe caractéristique de la conduite dite caractéristique résistante.

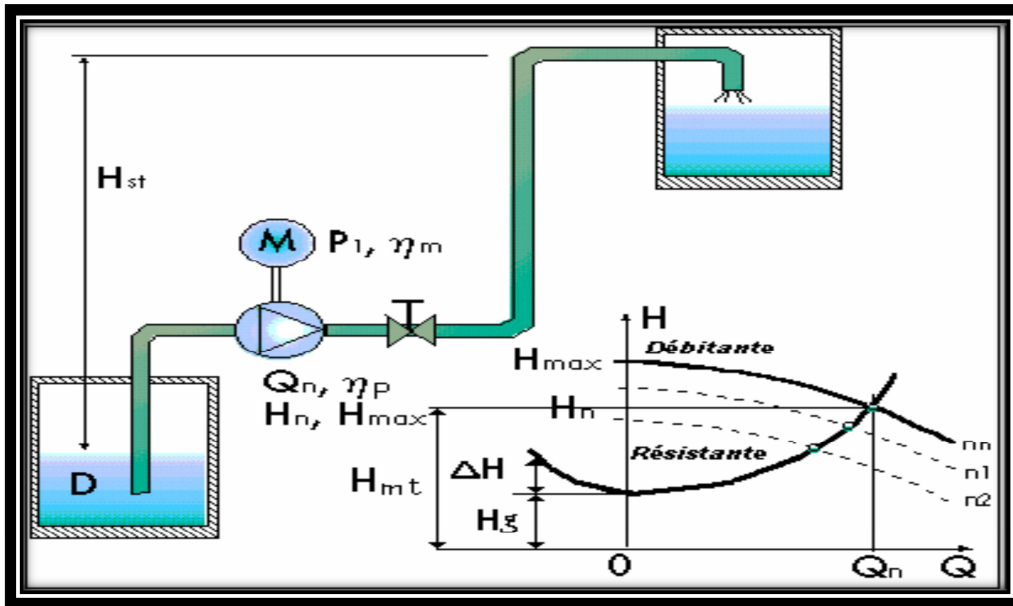


Figure VIII-6) : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

VIII-7-1) Principe de détermination du point de fonctionnement :

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe dans ce cas la pompe fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

VIII-7-1-1/Vannage sur la canalisation de refoulement :

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge. On déplace ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

VIII-7-1-2/ Rognage de la roue :

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, cependant la possibilité de rognage est limitée de **0,5 à 10%**, pour éviter une dégradation importante du rendement.

VIII-7-1-3/ Réduction du temps de pompage :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquent un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

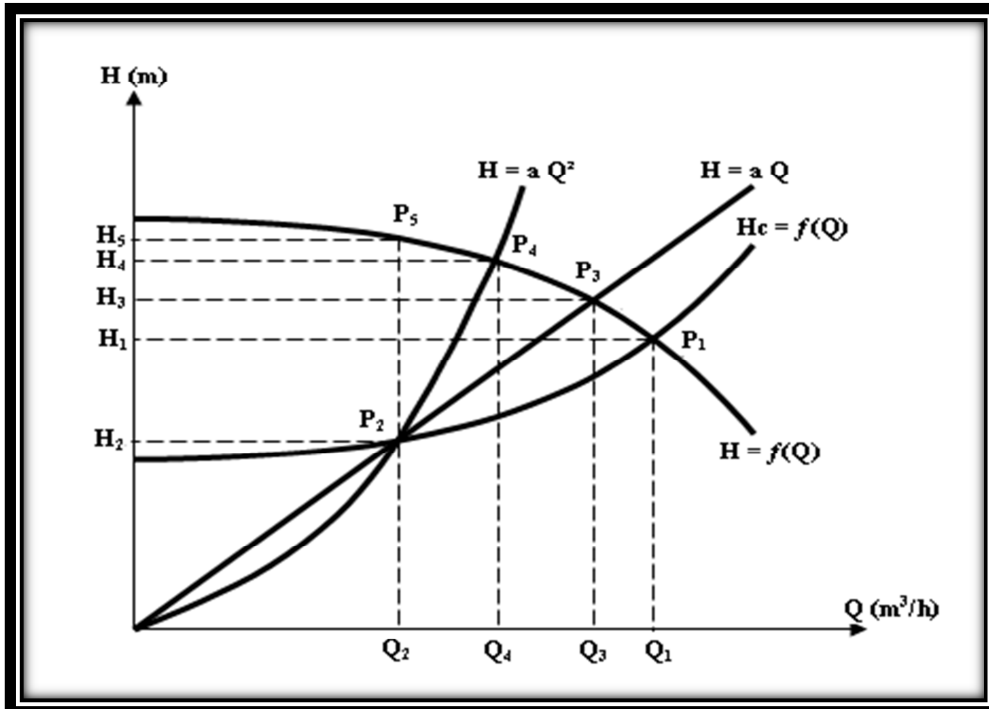


Figure VIII-7) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe

VIII-8) ETUDE DE LA CAVITATION :

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.



Figure VIII.8) : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge

VIII-8.-1) Les effets de cavitation :

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

- Création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- Vibrations anormales,
- Bruit anormal (pompage de caillou),
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- A haut du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

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

Pour éviter tous risques de cavitation, la condition suivante doit être respectée :

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

- **(NPSH)_d** : Charge nette d'aspiration disponible ;
- **(NPSH)_r** : Charge nette minimale requise (donnée par le constructeur).

Pour une installation en aspiration :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + H_r)$$

Pour une installation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} + (H_a - J_a - H_r)$$

Avec:

P_0/ω : pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration.

H_a : hauteur d'aspiration.

H_r : hauteur représentative de la tension de vapeur.

J_a : pertes de charge à l'aspiration.

Le phénomène de cavitation est reconnaissable par :

- Une chute des courbes caractéristiques de la pompe (diminution du débit et de la pression) ;
- Chocs et vibrations notables ;

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

- Des bruits de cailloux brassés.

Ce phénomène est dû à la baisse de pression occasionnée par :

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

VIII-8-2) Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSH) :

La charge nette à l'aspiration est la valeur de la pression absolue diminuée de la pression de vapeur pour une température donnée. Elle sera donnée en m.c.e par la relation suivante :

$$\text{NPSH} = (P_0 - H_a) - T_v$$

Avec:

P_0 : Pression atmosphérique en (m. c. e) ;

H_a : Hauteur totale d'aspiration ;

T_v : Tension de vapeur d'eau à la température considérée (voir le tableau (VIII-2)).

Tableau VIII-2 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T _v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

VIII-8-3) Calcul du NPSH_d :

Le NPSH_d sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée 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 :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\varpi} = Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_{moy}^2}{2g} + j_{asp}$$

$$\frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_{moy}^2}{2g} = \frac{P_0}{\varpi} - (Z_1 - Z_0) - j_{asp}$$

Sachant déjà que NPSH_d est la valeur de la pression absolue $\frac{P_1}{\varpi}$ diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau h_v donc :

$$\text{NPSH}_d = \left(\frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_{moy}^2}{2g} \right) - h_v = \frac{P_0}{\varpi} - (Z_1 - Z_0) - j_{asp} - h_v$$

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Le terme $(Z_1 - Z_0)$ est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression.

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , $(Z_1 - Z_0)$ est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - j_a - h_v$$

Avec :

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

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m);

J_a : Perte de charge d'aspiration (m) ;

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

$\frac{v_{moy}^2}{2g}$: Energie cinétique (m).

Cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au-dessus du plan d'eau.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + j_a + h_v)$$

Pour les réservoirs ouverts, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (**10m**), l'expression devient :

(on prend $\frac{P_0}{\varpi} - h_v = 10m$)

$$NPSH_d = 10 - H_a - j_a [m]$$

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 .

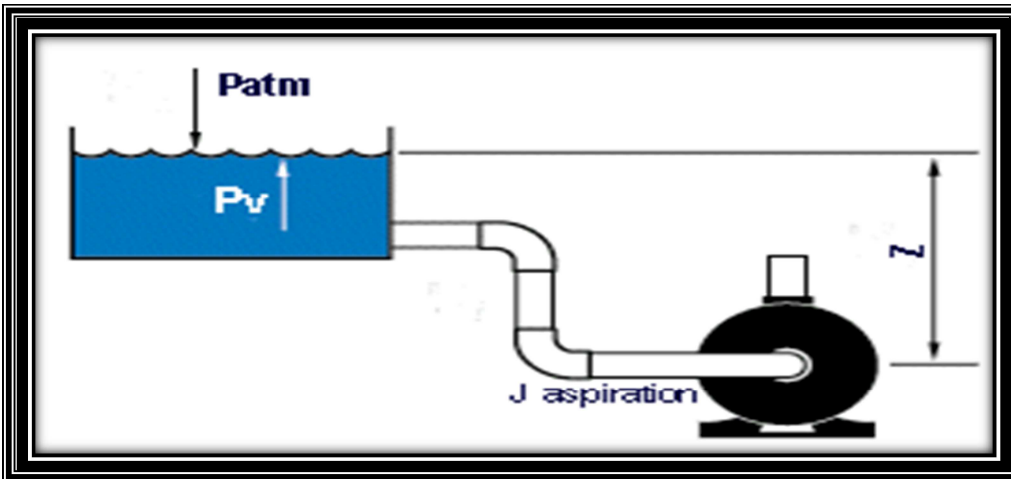


Figure VIII-9) : Calcul de NPSH disponible pour une pompe de charge

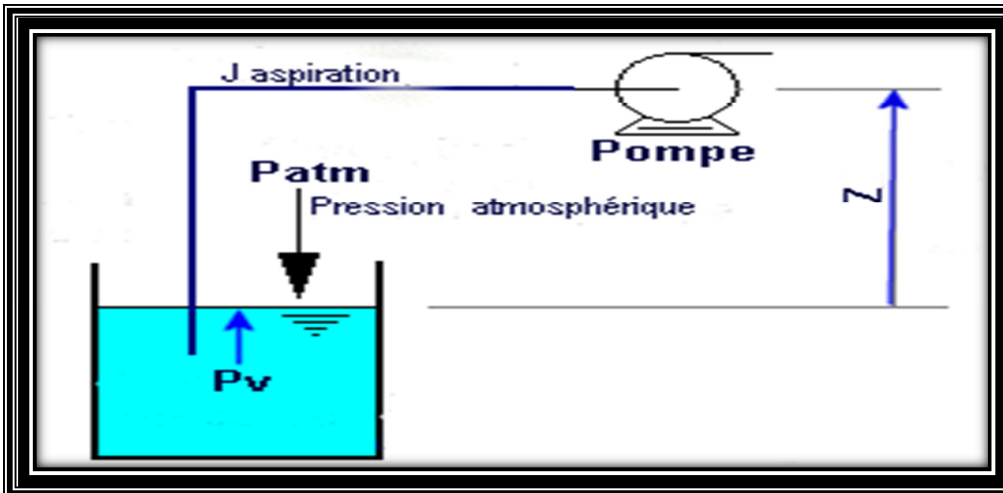


Figure VIII-10) : Calcul de NPSH disponible pour une pompe en dépression

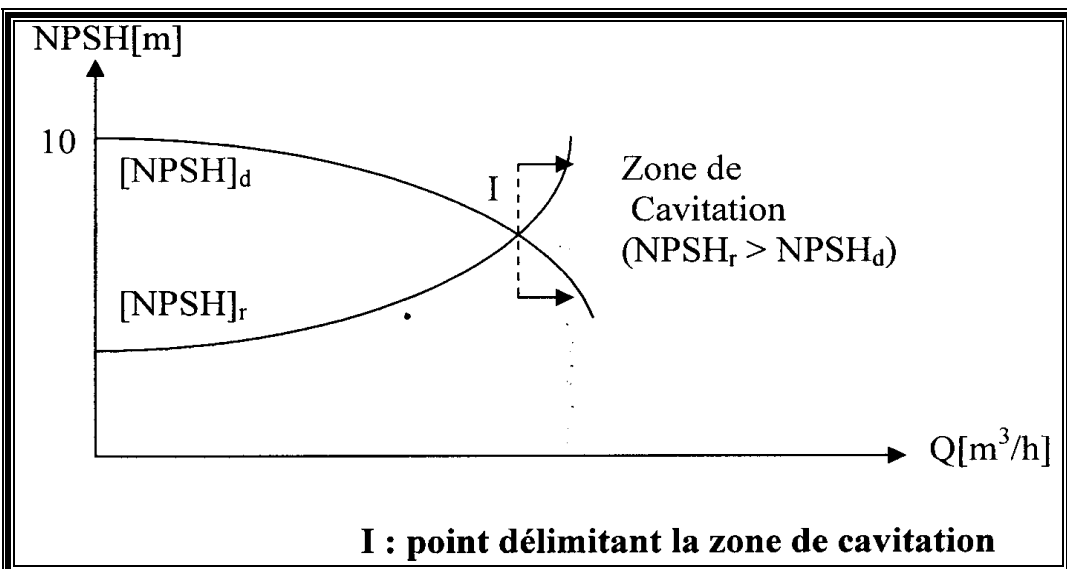


Figure VIII-11): Graphes de courbes NPSH

VIII-9) AMORÇAGE DES POMPES CENTRIFUGES :

Une fois le contact entre l'eau et les pales est réalisé, le travail de l'amorceur est terminée, il est débrayé.

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 :

- A la première mise en marche des pompes ;
- Après une réparation ;

Nous étudierons trois sortes d'amorceur.

VIII-9-1) L'amorceur à gaz d'échappement :

Venturi permet d'aspirer l'air contenu dans la ligne d'aspiration puis l'eau au fur et à mesure monte pour atteindre les pales de la roue.

Dès que l'amorçage est terminé le conducteur bascule le levier d'amorçage afin que ces gaz reprennent le trajet normal.

Les gaz d'échappement sont déviés de leur passage normal vers le trajet de l'éjecteur ou ils atteignent une vitesse importante. La dépression crée lors du passage dans un cône de

VIII-9-2) L'amorceur par éjecteur hydraulique :

Un réservoir contient une certaine quantité d'eau nécessaire à l'amorçage. Cette eau mise en mouvement par une turbine d'alimentation et passant à grande vitesse par un cône de venturi aspire l'air contenu dans la ligne faisant monter grâce à la pression atmosphérique l'eau dans la ligne.

VIII.9.3. Amorceur à anneau d'eau :

Le corps est rempli d'eau qui, sous l'effet de la rotation de la roue à palettes d'axe excentré, forme un anneau d'étanchéité.

L'air, contenu dans la ligne entre par dépression dans l'amorceur par une fenêtre d'aspiration et passe par des chambres de capacités de plus en plus réduites pour finalement être rejeté par la fenêtre de refoulement. Le temps d'amorçage ne doit pas durer plus de 50 secondes.

VIII-9-4) L'hydro-injecteur :

Ce n'est pas un amorceur à proprement dit. Il fait partie des accessoires hydrauliques. Il sert aux épuisements jusqu'à 25 mètres de dénivelé et au pompage à partir d'une nappe d'eau à des hauteurs supérieures à celle d'un engin pompe traditionnel.

VIII-10) ETUDE ET CHOIX DES POMPES :

La partie pompe n'a pas été corrigé. Les pompes sont choisies par des débits différents de celui du dimensionnement des conduites.

VIII-10-1) Elévation de l'eau de réservoir (R1) de la SR1 vers le réservoir (R2) de la SR2:

- Débit à relever $Q = 83,88 \text{ l/s} = 301,968 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Hauteur manométrique d'élévation total : $H_{mt} = 129,237\text{m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 112\text{m}$.

VIII-10-1-1/ Choix de la pompe :

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'logiciel caprari, après l'ingestion des données suivantes :

$$Q = 302 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 130 \text{ m}$$

$$H_g = 112 \text{ m}$$

Après l'affichage des résultats on a opté : une pompe multicellulaire de type **PM 125 / 2 C**

Avec :

- Vitesse de rotation : 2900 tr/mn
- Rendement maximal : $\eta_{\max} = 72,5\%$

VIII-10-2) Caractéristiques de la pompe :

Voir le tableau suivant : (Tableau VIII-3).

VIII-10-3/ Caractéristique de la conduite :

$$\text{Equation de la conduite de refoulement : } H_c = H_g + J_t = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^2} Q^2$$

$$H_c = H_g + K \cdot Q^2$$

Avec :

$$H_g = 112 \text{ m}$$

$$D_{int} = 327,4 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,04$$

$$L = 2202 \text{ ml}$$

$$\text{Où: } K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (\text{S}^2/\text{m}^5)$$

$$= \frac{1,15 \times 8 \times 0,04 \times 2202}{9,81 \times 3,14^2 \times 0,3274^5} = 2227,119 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Alors : $H_c = H_g + K \cdot Q^2$
 $= 112 + 2227,119 \cdot Q^2$

Tableau VIII-3) : Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 125 / 2C

Q(m ³ /h)	Lref	Dec	λ	K (s ² /m ⁵)	Hg(m)	Hc (m) (conduite)	Hp(m) (pompe)
0	2202	327,4	0,04	2227,119	112	112	200
50	2202	327,4	0,04	2227,119	112	112,430	195
100	2202	327,4	0,04	2227,119	112	113,718	188
150	2202	327,4	0,04	2227,119	112	115,867	180
200	2202	327,4	0,04	2227,119	112	118,874	171
250	2202	327,4	0,04	2227,119	112	122,740	159
300	2202	327,4	0,04	2227,119	112	127,466	143
350	2202	327,4	0,04	2227,119	112	133,051	123
379	2202	327,4	0,04	2227,119	112	136,684	108
/	/	/	/	/	/	/	/

❖ Soit P₁ le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 301,968 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 129,237 \text{ m.}$$

$$\eta_l = 74,8\%.$$

On trace la courbe caractéristique (c) et la courbe de la pompe (H). À partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

❖ P₂ est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$Q_2 = 342 \text{ m}^3/\text{h.}$$

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

$$H_2 = 131 \text{ m.}$$

$$\eta_2 = 70,6 \text{ \%}.$$

Ce dernier se trouve décalé du point P_1 désiré, pour ramener cette pompe aux données de marche désirées, nous procédons à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point :

1^{ère} Possibilité :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, et réduire le temps de pompage.

- **Le volume rentrant dans le réservoir :**

$$V = Q * t = 301,968 * 21 = \mathbf{6341,328 \text{ m}^3}$$

- **Le temps de pompage de débit Q_2 est :**

$$T = \frac{V}{Q_2} = \frac{6341,328}{342} = 18,542 \text{ h}$$

- **La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :**

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{3600 \cdot \eta_2} = \frac{9,81 \times 342 \times 131}{3600 \times 70,6} * 100 = \mathbf{172,925 \text{ KW.}}$$

- **Majoration de 10% :**

$$P1 = \frac{172,925 * 10}{100} + 172,925 = \mathbf{190,218 \text{ KW.}}$$

- **Puissance absorbée par le moteur :** (rendement de moteur est de 90 %).

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_1}{\eta} = \frac{190,218}{0,9} = \mathbf{211,353 \text{ KW.}}$$

- **Dépense journalière en énergie électrique:**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur} * t * \text{prix} = 211,353 * 18,542 * 4,2 = \mathbf{16351,113 \text{ DA.}}$$

$$\text{Frais} = \mathbf{16351,113 \text{ DA.}}$$

2^{ème} Possibilité :

Elle consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$= 142 - 129,237$$

$$= 12,763 \text{ m.}$$

- ❖ Le temps de pompage est égal à 19 heures et le débit $Q = 301,968 \text{ m}^3/\text{h}$.
- ❖ **Puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :**

$$P_2 = \frac{g \cdot Q \cdot H_3}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 301,968 \cdot 142}{3600 \cdot 70,6} * 100 = 165,505 \text{ KW}$$

- ❖ **Majoration de 10%:**

$$P_2 = \frac{165,505 \cdot 10}{100} + 165,505 = 182,055 \text{ KW.}$$

- ❖ **Puissance absorbée par le moteur:** (le rendement de moteur est 90%)

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{\eta_m} = \frac{182,055}{0,9} = 202,284 \text{ KW.}$$

$$\frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

- ❖ **Dépose journalière en énergie électrique :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{prix} = 202,284 \cdot 21 \cdot 4,2 = 17841,449 \text{ DA.}$$

$$\text{Frais} = 17841,449 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point P_1 , en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine 0 QH et le point P_1 désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$Q_f = 320 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_f = 136 \text{ m} ;$$

$$\eta_f = 73,2 \text{ \%}.$$

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

$$\frac{Q_f}{q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

On pose : $d = m \cdot D$

Alors : $\frac{Q_f}{q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$ avec (d : diamètre de la conduite rognée).

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_f}} = \sqrt{\frac{129,237}{136}} = 0,975$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$(1 - m) * 100 = (1 - 0,975) * 100 = 2,5 \%$$

- ❖ Le temps de pompage est de 19 heures.
- ❖ La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{\rho \times g \times H_f \times Q_f}{3600 \times \eta_f \times 1000}$$
$$= \frac{1000 \times 9,81 \times 136 \times 320}{3600 \times 0,732 \times 1000} = 162,011 \text{ kw.}$$

- Majoration de 10%:

$$P_3 = \left(162,011 \times \frac{10}{100}\right) + 162,011 = 178,212 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur: ($\eta_m = 90 \%$)

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_3}{\eta_m} = \frac{178,212}{0,90} = 198,013 \text{ KW.}$$

- Dépense journalière en énergie électrique:

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{prix} = 198,013 \cdot 21 \cdot 4,2 = 17464,747 \text{ DA.}$$

$$\text{Frais} = 17464,747 \text{ DA.}$$

Le critère de choix sera donnée par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Tableau VIII-4) : Les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie.

Possibilités	Dépenses journalières d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	16351,113
Vannage	17841,449
Rognage	17464,747

On constate d'après ces résultats que la 1^{ère} possibilité (réduction de temps de pompage) donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc on opte pour cette possibilité.

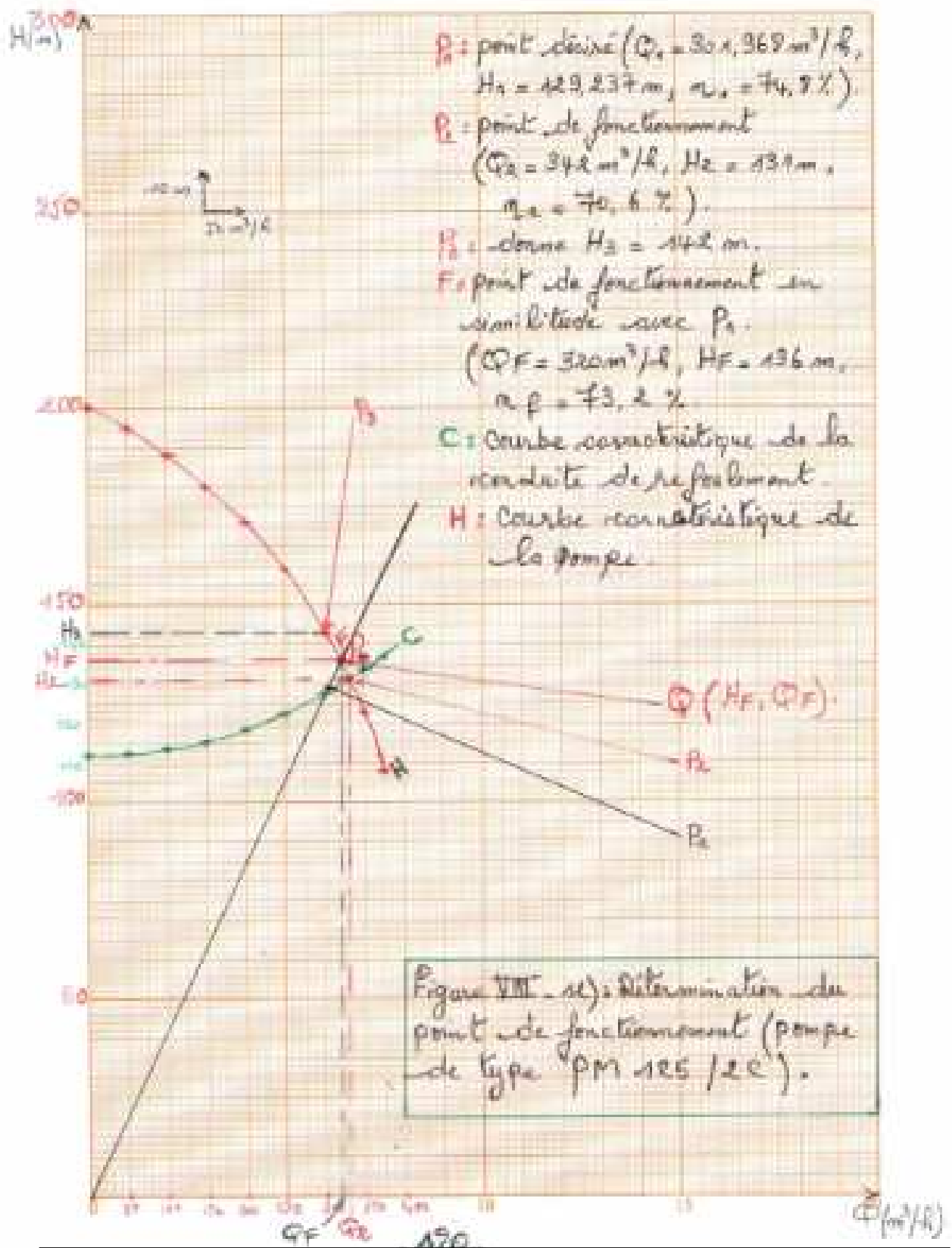


Figure VIII-12) : Détermination de point de fonctionnement (pompe de type PM 125 / 2C)

VIII- 10-2) Elévation de l'eau de réservoir (R2) de la SR2 vers le réservoir IGHIL IMOULA :

- ❖ Débit à relever $Q = 14,28 \text{ l/s} = 51,408 \text{ m}^3/\text{h}$.
- ❖ Hauteur manométrique d'élévation totale : $H_{mt} = 217,331 \text{ m}$.
- ❖ Hauteur géométrique : $H_g = 173 \text{ m}$.

VIII-10-1-1/ Choix de la pompe :

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'logiciel caprari, après l'ingestion des données suivantes :

$$Q = 56 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 248 \text{ m}$$

$$H_g = 173 \text{ m}.$$

Après l'affichage des résultats on a opté : Une pompe multicellulaire de type **PM 80/ 8 E** avec :

- Vitesse de rotation : 2900 tr/mn
- Rendement maximal : $\eta_{\max} = 69,7\%$.

VIII-10-1-2/ Caractéristique de la pompe : (voir le tableau suivant :)

VIII-10-1-3/ Caractéristique de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + J_t = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2$$

$$H_{mt} = H_g + K. Q^2$$

Avec :

$$H_g = 173 \text{ m}$$

$$D_{int} = 114,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,046$$

$$L = 1200 \text{ ml}$$

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Où :

$$\mathbf{K} = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5}$$
$$= \frac{1,15 \times 8 \times 0,046 \times 1200}{9,81 \times 3,14^2 \times 0,1146^5} = \mathbf{265629,016 \text{ S}^2/\text{m}^2}.$$

Alors :

$$\mathbf{Hmt} = \mathbf{Hg} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{Q}^2$$
$$= 173 + 265629,016 * Q^2$$

Tableau VIII-5) : Caractéristique de la conduite et de la pompe **PM 80/8E**

Q (m ³ /h)	Lref	Dec	λ	K (s ² /m ⁵)	Hg (m)	Hc	hp
0	1200	114,6	0,046	265629,016	173	173	270
20	1200	114,6	0,046	265629,016	173	181,198	262
50	1200	114,6	0,046	265629,016	173	224,240	254
70	1200	114,6	0,046	265629,016	173	273,430	222
80	1200	114,6	0,046	265629,016	173	304,175	197

❖ Soit P1 le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 51,408 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 217,331 \text{ m.}$$

$$\eta_1 = 67,2 \text{ \%}.$$

On trace la courbe caractéristique © et la courbe de la pompe (H), A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

❖ P2 est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$Q_2 = 59 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 243 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 71 \text{ \%}.$$

Ce dernier se trouve décalé du point P1 désiré, pour ramener cette pompe aux données de marche désirées, nous procédons à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point :

1^{ère} Possibilité :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, et réduire le temps de pompage.

- ◆ **Le volume rentrant dans le réservoir :**

$$V = Q * t = 51,408 * 19 = 976,752 \text{ m}^3.$$

- ◆ **Le temps de pompage de débit Q_2 est :**

$$T = \frac{V}{Q_2} = \frac{976,752}{59} = 16,555 \text{ h}$$

- ◆ **la puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :**

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_2}{3600 \cdot \eta_2} = \frac{9,81 \times 51,408 \times 243}{3600 \times 0,71} = 47,945 \text{ KW}$$

- ◆ **Majoration de 10% :**

$$P_1 = \frac{47,945 \times 10}{100} + 47,945 = 52,739 \text{ kw}$$

- ◆ **La puissance absorbée par le moteur : (rendement de moteur est de 90 %)**

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_1}{\eta} = \frac{52,739}{0,9} = 58,599 \text{ KW.}$$

- ◆ **Dépense journalière en énergie électrique :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur} * t * \text{prix} = 58,599 * 16,555 * 4,2 = 4074,447 \text{ DA}$$

$$\text{Frais} = 4074,447 \text{ DA.}$$

2^{ème} possibilité :

Elle consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$= 254 - 217,331$$

$$J = 36,669 \text{ m.}$$

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

- ❖ Le temps de pompage est égal à 19 heures et le débit $Q = 51,408 \text{ m}^3/\text{h}$.
- ❖ La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_2 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_2}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \times 51,408 \times 243}{3600 \times 0,672} = 50,656 \text{ KW}$$

- ❖ Majoration de 10 %:

$$P_2 = \frac{50,656 \times 10}{100} + 50,656 = 55,721 \text{ kw}$$

- ❖ La puissance absorbée par le moteur : (rendement de moteur est de 90 %)

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{\eta} = \frac{55,721}{0,9} = 61,912 \text{ KW.}$$

$$\frac{Qf}{q1} = \frac{Hf}{H1} = \frac{D^2}{d^2}$$

- ❖ Dépense journalière en énergie électrique (DA):

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur} * t * \text{prix} = 61,912 * 19 * 4,2 = 4940,577 \text{ DA.}$$

$$\text{Frais} = 4940,577 \text{ DA.}$$

3^{ème} Possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point P_1 , en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine 0 QH et le point P_1 désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$Q_F = 54 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_F = 250 \text{ m} ;$$

$$\eta_F = 68,7\%.$$

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

$$\frac{Qf}{Q1} = \frac{Hf}{H1} = \frac{D^2}{d^2}$$

On pose : $d = m * D$

Alors : $\frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m^2}$ avec (d : diamètre de la conduite rognée).

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_f}} = \sqrt{\frac{217,331}{250}} = 0,932$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$(1 - m) * 100 = (1 - 0,932) * 100 = 6,8\%$$

Le temps de pompage est de 19 heures.

❖ **La puissance absorbée par la pompe :**

$$P_3 = \frac{\rho \times g \times H_f \times Q_f}{3600 \times \eta_f \times 1000} = \frac{1000 \times 9,81 \times 250 \times 54}{3600 \times 0,687 \times 1000} = 53,548 \text{ KW}$$

❖ **Majoration de 10% :**

$$P_3 = \frac{53,548 \times 10}{100} + 53,548 = 58,902 \text{ kw.}$$

❖ **Puissance absorbée par le moteur: ($\eta_m = 90\%$)**

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_3}{\eta_m} = \frac{58,902}{0,90} = 65,447 \text{ kw.}$$

❖ **Dépense journalière en énergie électrique :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur} * t * \text{prix} = 65,447 * 19 * 4,2 = 5222,670 \text{ DA}$$

Frais = 5222,670 DA

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Tableau VIII-6) : Les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie.

Possibilités	Dépenses journalières d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	4074,447
Vannage	4940,577
Rognage	5222,670

On constate d'après ces résultats que la première possibilité (Réduction du temps de pompage) donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc on opte pour cette possibilité.

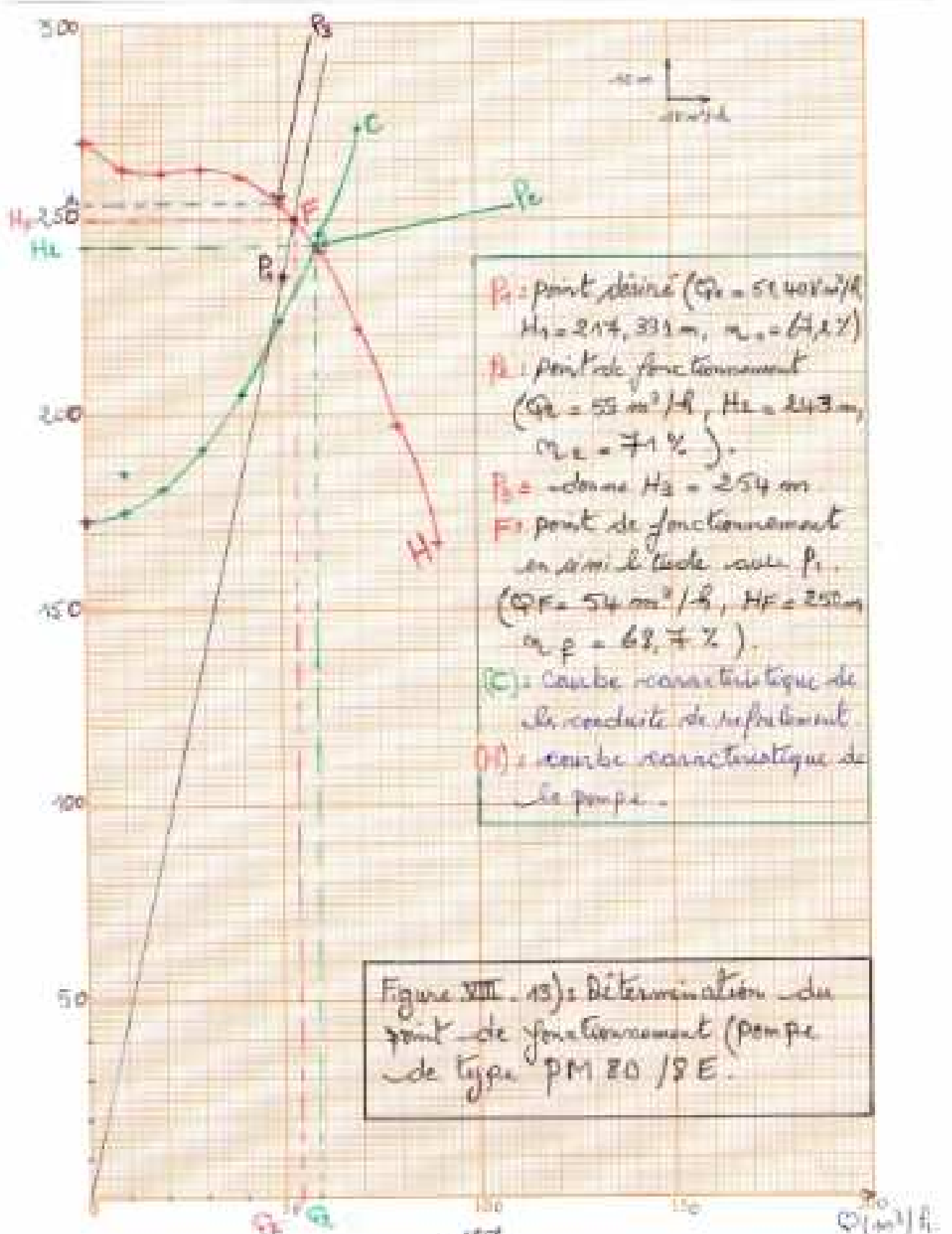


Figure VIII-13) : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type PM80/8E)

CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Les frais occasionnés par le fonctionnement des pompes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-7) : Récapitulation des frais occasionnés par le fonctionnement des pompes.

Pompes	Type	Caractéristiques de la pompe	Débit à relever (l/s)	Hmt (m)	Frais de fonctionnement des pompes(DA)
De réservoir de la (SR1) vers le réservoir de la (SR2)	PM 125 / 2 C (pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 125mm ; 2étage, courbe de la roue C)	N= 2900 tr/min. $\eta_{\max} = 72,5 \%$	83,88	129,237	16351,113
De réservoir de transit de (SR2) vers IGHIL IMOULA	PM 80 / 8 E (pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 80mm ; 8étage ; courbe de la roue E)	N= 2900 tr /min $\eta_{\max} = 69,7 \%$	14,28	217,331	4074,447
Total	/	/	/	/	20425,56

VIII-11) CONCLUSION :

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

De point de picage vers le réservoir de transit (SR1) le type de la pompe est :

PM 125 / 2C (Pompe centrifuge multicellulaire, diamètre de refoulement 125 mm, 2 étages, courbe de la roue C) ;

De réservoir de transit (SR1) vers le réservoir IGHIL IMOULA le type de la pompe est :

PM 80 / 8E (pompe centrifuge multicellulaire, diamètre de refoulement **80 mm, 8 étages**, courbe de la roue **E**).

Les frais totaux journaliers, occasionnés par le fonctionnement et le réglage des pompes choisies sont de **20425,56 DA**.

Chapitre VIII :

*Etude ET choix des
pompes*

CHAPITRE IX

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

IX-1) INTRODUCTION :

La bonne installation d'un réseau d'alimentation en eau potable est habituée avec la pensée de « coup de bélier ». En dépannage, il est moins facile de répondre à la question, une analyse du coup de bélier est nécessaire dans la phase de planification. Lorsque la longueur du branchement dépasse certains mètres et que le débit de refoulement est supérieur à quelque décilitre par seconde, les coups de bélier peuvent causer des dommages considérables.

Dans ce présent chapitre on est amené à étudier ce phénomène afin de réduire leurs effets qui peuvent survenir sur les canalisations et causer des innombrables dégâts pour les installations hydrauliques.

IX-2) DEFINITION DU COUP DE BELIER :

Le coup de bélier est une série d'ondes de pression qui se produit quand le régime d'écoulement dans une conduite fermée, se trouve rapidement modifié, il se produit un agressif changement de pression. Ce phénomène est provisoire, il apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil appartenant au réseau (pompes, vannes,...).

Le coup de bélier peut prendre naissance aussi bien dans les conduites gravitaires que dans les refoulements, ces effets les plus importants, dans une conduite alimentée par des pompes à moteurs électriques, sont ceux que l'on observe lors de:

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
- La mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- La mauvaise utilisation des appareils de protection.

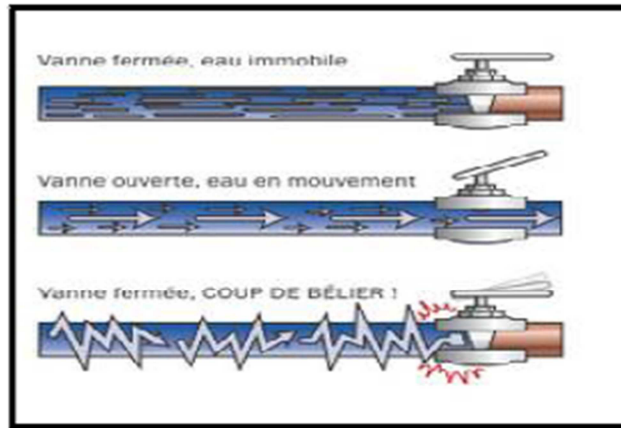


Figure IX-1) : Le coup de bélier

IX-2-a) Les causes les plus fréquentes :

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

IX-2-b) Conséquences du phénomène :

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



Figure IX-2) : Conséquences du phénomène

IX-3) ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE :

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de **coup de bélier** :

(On prendra comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : L/α)

✚ Première phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

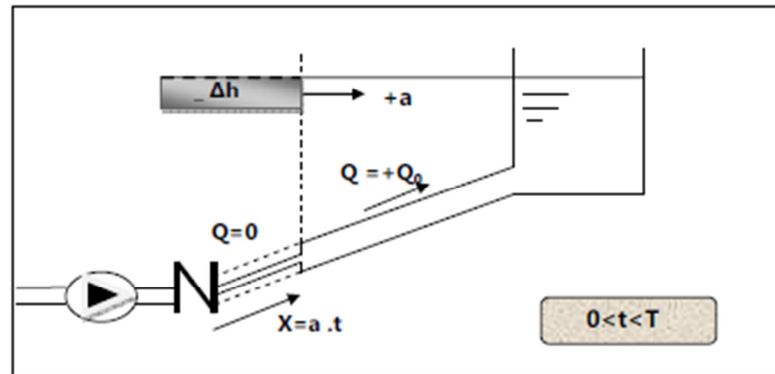


Figure IX-3) : Représentation de la phase 1 du phénomène ($0 < t < T$)

✚ Deuxième phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial.

A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

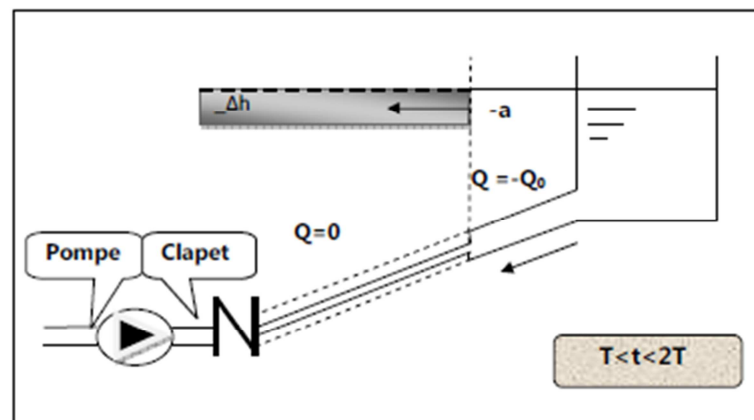


Figure IX-4) : Représentation de la phase 2 du phénomène ($T < t < 2T$)

✚ Troisième phase :

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

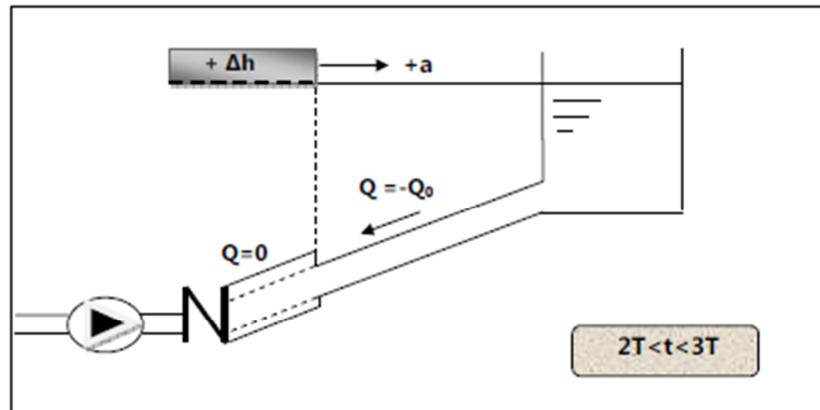


Figure IX-5) : Représentation de la phase 3 du phénomène ($2T < t < 3T$)

✚ Quatrième phase :

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/α (c'est-à-dire $4L/\alpha$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

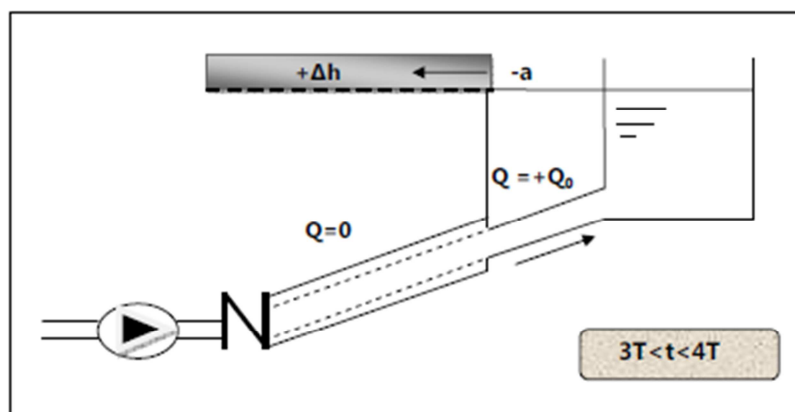


Figure IX-6) : Représentation de la phase 4 du phénomène ($3T < t < 4T$)

Remarque :

L'analyse du phénomène **dans** le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression (3^{ème} phases). Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase.

IX-4) CELERITE DES ONDES :

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression suivante :

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

Avec :

K : coefficient dépendant du matériau (dans notre cas : **K= 83** pour le **PEHD**) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (en m) ;

e : épaisseur de la conduite (en m).

Tableau IX-1) : Célérité moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite.

Conduite	a
Polyéthylène BD	200
Polyéthylène HD	400
PVC	500
Fonte	1100 à 1200
Acier	1300

IX-5) CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BELIER :

✚ **Cas de la fermeture brusque** $t \leq \frac{2L}{a}$

La valeur coup de bélier est égale à :

Formule de JUKOWSKI

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

V₀ : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à 9,81 m/s² ;

a : célérité ou vitesse de propagation des ondes (m/s).

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

Elle est caractérisée par un temps de fermeture $t > 2 \frac{L}{a}$ c'est-à-dire supérieur à un aller et un retour d'onde. La valeur coup de bélier est donnée par la formule suivante :

Formule de MICHAUD

$$b = \frac{2LV_0}{gt}$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m).

- En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g}$$

- En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_0 - \frac{aV_0}{g}$$

Avec H_0 est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

IX-6) MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés, mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- ✓ Les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

IX-6-1) 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 les conduites dont la longueur < 1000 m.

- **Fonction :** Augmentation du temps d'annulation du débit.
- **Rôle anti-bélier :** écrêter les dépressions à l'aval de la pompe.

IX-6-2) 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.

IX-6-3) Cheminées d'équilibre :

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

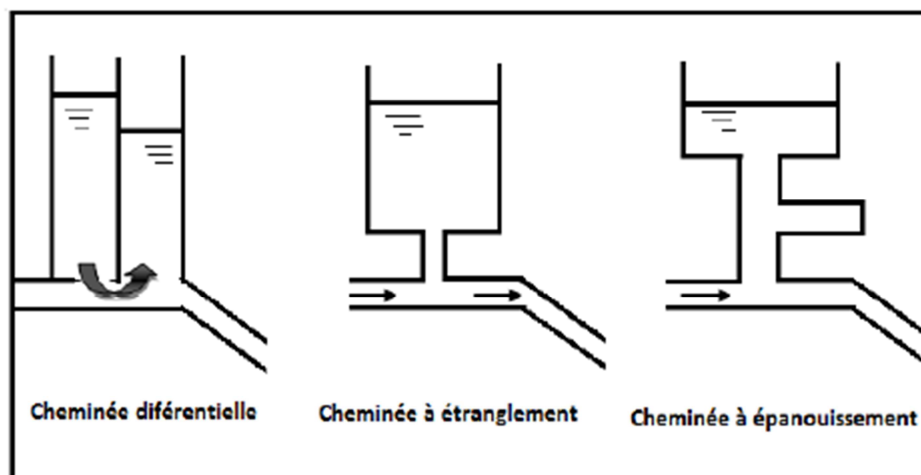


Figure IX-7) : Les différentes cheminées d'équilibres

IX-6-4) Le réservoir d'air :

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet, sans tenir compte du relief.

Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe.

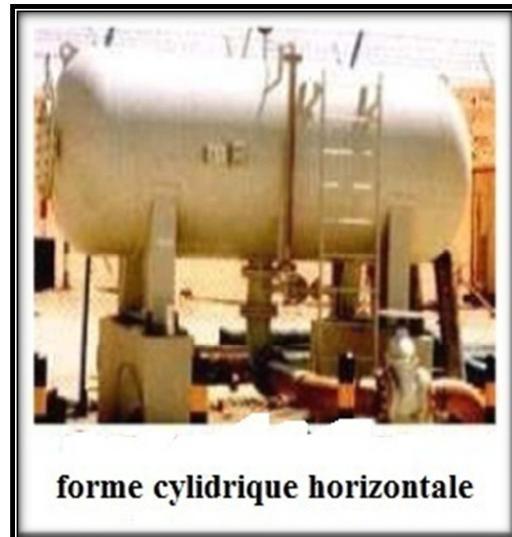


Figure IX-8) : Les différentes formes de réservoirs anti-bélier

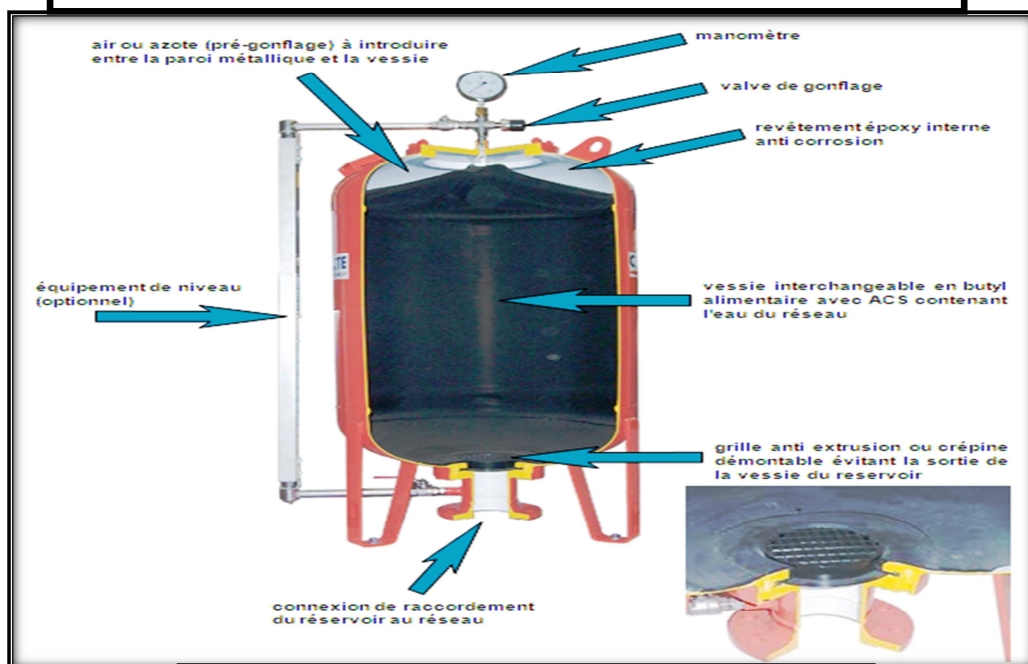


Figure IX-9-a) : Le réservoir d'air anti-bélier

IX-7) PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :

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 dépond 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.

- Dans notre cas, notre choix se portera sur ce dispositif pour les 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.

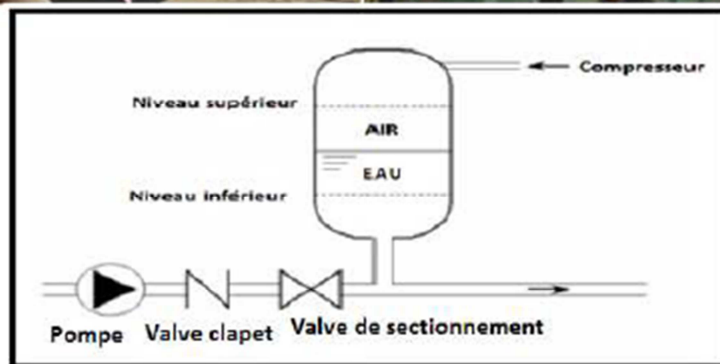


Figure IX-9-b) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air l'anti-bélier

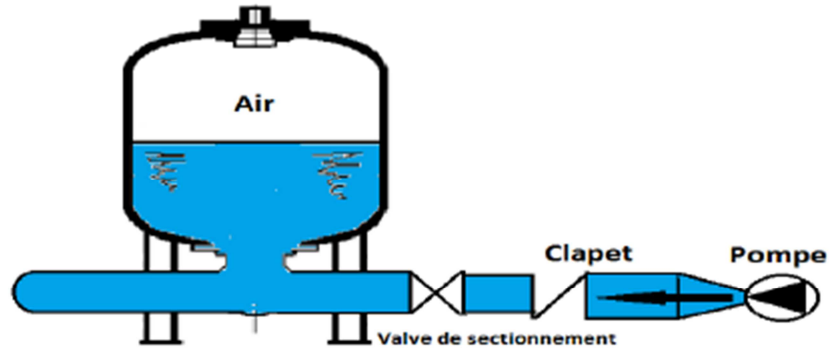


Figure IX-9-c) : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti bélier

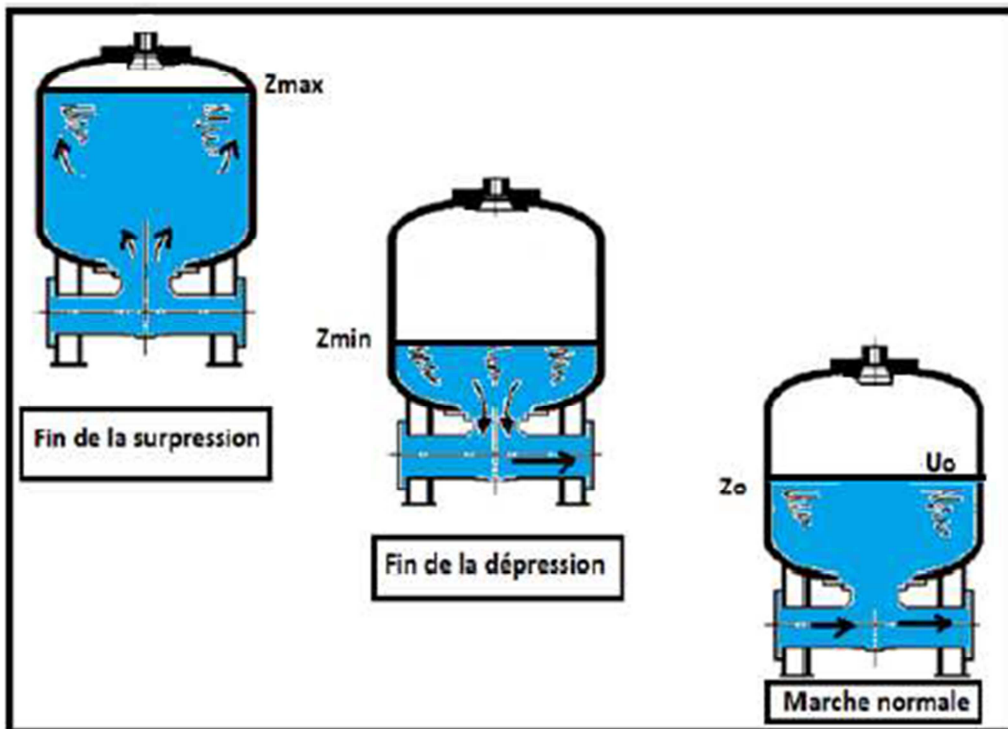


Figure IX-10) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

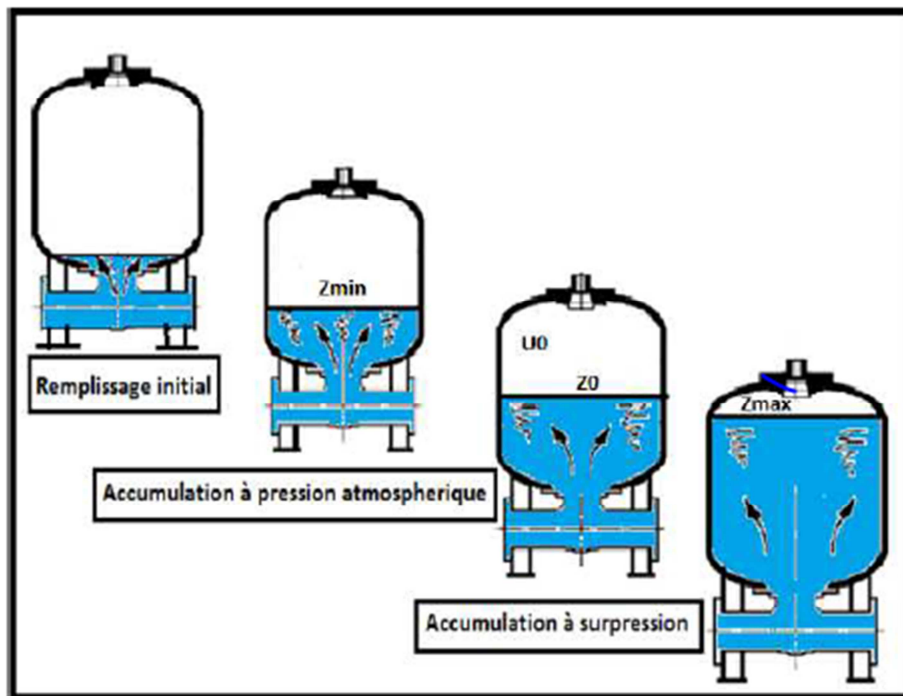


Figure IX-11) : Remplissage du réservoir anti-bélier

IX-8) CALCUL DES RESERVOIRS 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 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.
- **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.

IX-8-1) Calcul simplifié du réservoir d'air :

Cette méthode simplifiée du calcul du réservoir d'air, n'est valable que pour des installations modestes, c'est-à-dire, un débit de **30 l/s** au maximum et une longueur de refoulement de **$1000 \leq L \leq 1200$ m**.

Le volume de l'air contenu dans la cloche est calculé par la formule établie par **VIBERT** en introduisant les hypothèses suivantes :

- ❖ Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligées ;
- ❖ L'élasticité de la conduite de refoulement est négligée ;
- ❖ La compressibilité de l'eau est négligée ;
- ❖ Le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.
- ◆ **VIBERT** arrive à une expression relativement simple qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 . Z_0 étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau, elle est égale si l'on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement plus de **10 m**.

A la fin de dépression (**1^{ère} phase** du phénomène), l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible ; soit **Zmin** cette pression absolue.

A la fin de la surpression (**2^{ème} phase**), l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera **Zmax**.

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} + \frac{LS}{F\left(\frac{z}{Z_0}\right)}$$

Avec :

$Z = \frac{P}{\bar{\omega}_{\text{eau}}}$: Pression au refoulement durant le coup de bélier en m.c.e, (mètre de colonne d'eau).

U_0 : Volume de l'air en m^3 ;

L : Longueur de la conduite en m ;

S : Section de la conduite à protéger en m^2 ;

V_0 : Vitesse d'écoulement initial de l'eau dans la conduite en m/s ;

g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .

$Z = \frac{P}{\bar{\omega}_{\text{eau}}}$: Pression absolue au refoulement du mouvement permanent, en mètre de colonne d'eau (m.c.e).

$$Z_0 = Hg + 10$$

Hg : est la hauteur géométrique en m,

10 : valeur de la pression atmosphérique en m.c.e

$$F\left(\frac{z}{z_0}\right) = \left[\frac{z_0}{z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{z_0}{z_{min}}\right) \right]$$

Avec :

Z0 : Pression absolue dans le réservoir d'air (m) ;

Zmin : Pression absolue relative à la dépression (m) ;

Zmax : Pression relative à la surpression (m).

Le calcul du volume est facilité par l'emploi d'un abaque à point alignés établis par **VIBERT (Annexe B)**.

Pour l'établissement de cet abaque, la formule a été mise sous la forme suivante :

$$\frac{U_0}{L_s} = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{F\left(\frac{z}{Z_0}\right)}$$

En posant : $\frac{V_0^2}{2g} = h_0$

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} + \frac{L_s}{F\left(\frac{z}{Z_0}\right)}$$

A la fin de la dépression qui représente la première phase du phénomène, l'air occupe dans la cloche un volume plus grand qu'en marche normale et sa pression diminue, elle sera notée:

$$Z_{min} \left(Z_{min} = \frac{P_{min}}{\bar{w}_{eau}} \right).$$

A la fin de la surpression qui représente la deuxième phase du phénomène, l'air occupe dans la cloche un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression est plus grande ; elle

sera notée $Z_{max} \left(Z_{max} = \frac{P_{max}}{\bar{w}_{eau}} \right)$.

Z_{min} et Z_{max} correspondent également à la pression minimale et maximale dans la conduite de refoulement. Leur valeur tient compte donc du coup de bélier ;

Soit **b** la valeur du coup de bélier

$$Z_{min} = Hg - b$$

$$Z_{max} = Hg + b$$

Connaissions $\frac{Z_{\min}}{Z_0}$ ou $(\frac{Z_{\max}}{Z_0})$ et $\frac{h_0}{z_0}$, la droite liant ces deux ordonnées, correspondant aux deux échelles, coupe les troisièmes échelles en un point dont la lecture nous donne la valeur de $\frac{U_0}{Ls}$ ce qui nous donne la valeur de U_0 .

IX-8-1-a) Protection de la conduite reliant la (sr2) au réservoir IGHIL

IMOULA :

Méthode à suivre : (VIBERT)

1) Caractéristique de la conduite :

- Longueur de la conduite : $L = 1200$ m ;
- Diamètre de la conduite : $D_{\text{ext}} = 163,6$ mm = 0,1636 m;
- Epaisseur de la paroi : $e = 11,4$ mm ;
- Section de la conduite : $S = (3,14 * D^2) / 4 = 0,021$ m² ;
- Vitesse moyenne d'écoulement : $V_0 = 0,679$ m/s ;
- Hauteur géométrique : $H_g = 173,3$ m.

2) Valeur de la célérité :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \cdot \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 \cdot \frac{163,6}{11,4}}} = 281,206 \text{ m/s}$$

$$a = 281,206 \text{ m/s.}$$

3) Valeur du coup de bélier (b) :

$$\begin{aligned} b &= \frac{a \cdot V}{g} \\ &= \frac{281,206 \times 0,679}{9,81} = 19,463 \text{ m d'eau} \end{aligned}$$

$$b = 19,463 \text{ m d'eau}$$

4) La valeur maximale de la pression dans la conduite :

$$\begin{aligned} H_{\max} &= H_g + b \\ &= 173,3 + 19,463 = 192,763 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$H_{\max} = 192,763 \text{ m.}$$

5) La valeur minimale de la pression dans la conduite:

$$H_{\min} = H_g - b$$

$$= 173,3 - 19,463 = 153,837 \text{ m.}$$

$$H_{\min} = 153,837 \text{ m.}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de **24 bars** ou **240 m d'eau**, le calcul du réservoir s'effectuera comme suit :

$$\begin{aligned} \diamond Z_0 &= H_g + 10 \\ &= 173,3 + 10 = \mathbf{183,3 \text{ m.}} \end{aligned}$$

$$Z_0 = \mathbf{183,3 \text{ m.}}$$

$$\begin{aligned} \diamond Z_{\max} &= 240 + 10 \\ &= \mathbf{250 \text{ m.}} \end{aligned}$$

D'où

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{250}{183,3} = \mathbf{1,37}$$

Le volume d'air U_0 est donné par l'abaque de VIBERT en joignant la valeur de $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$

$$\text{Et } \frac{H_0}{Z_0}$$

$$\text{Avec : } H_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{(0,679)^2}{2 \cdot 9,81} = \mathbf{0,0234 \text{ m}}$$

$$\frac{H_0}{Z_0} = \frac{0,0234}{183,3} = \mathbf{0,0001281} = \mathbf{1,281 \cdot 10^{-4} \text{ m}}$$

Les alignements **1,37** lu sur l'échelle $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et **0,0001281** lu sur l'échelle $\frac{H_0}{Z_0}$ donnent sur

l'abaque de **M.VIBERT** :

$$\frac{U_0}{L.S} = \mathbf{0,0029} \quad \text{et} \quad Z_{\min} / Z_0 = \mathbf{0,75}$$

$$\text{Comme } L.S = 1200 \cdot 0,021 = \mathbf{25,2 \text{ m}^3};$$

Volume d'air U_0 :

$$U_0 = 0,0029 \cdot 25,2 = 0,07308 \text{ m}^3 = \mathbf{73,08 \text{ litres.}}$$

On en tire :

$$U_{\max} = \frac{0,07308}{0,75} = \mathbf{0,09744 \text{ m}^3} \quad (\text{car } U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min}) \text{ ou } \mathbf{97,44 \text{ litres}}$$

CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand le volume d'air (U) aura atteint sa valeur maximale, il sera calculé pour une capacité d'environ 1 m³. Ainsi en fonctionnement normal, le volume d'air (U₀ = **73,08 litres**) sera, environ, la moitié de la capacité totale de la cloche (réservoir d'eau).

La considération de la valeur $\frac{Z_{\min}}{Z_0}$ permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement.

$$\text{On lit : } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,75$$

Donc :

$$\begin{aligned} Z_{\min} &= Z_0 * 0,75 \\ &= 183,3 * 0,75 \\ &= \mathbf{137,475 \text{ m d'eau absolu. (Pression absolue)}} \end{aligned}$$

La pression restante est donc encore de :

$$Z_{\min} - 10 = 137,475 - 10 = 127,475 \text{ m d'eau}$$

Et la dépression de :

$$Z_0 - Z_{\min} = 183,3 - 137,475 = \mathbf{45,825 \text{ m d'eau} > 0}$$

Et la surpression est de : $Z_{\max} - Z_0 = 250 - 183,3 = 66,7 \text{ m d'eau}$.

Il suffira d'examiner si, en raison du profil en long de la conduite, cette dépression ne conduit pas à une cavitation en certain point.

IX-9) CONCLUSION :

Pour que la conduite reliant la SR2 au réservoir de village IGHIL IMOULA soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir (eau + air comprimé) d'un volume total **1,2 m³** avec un volume d'air en fonctionnement normal, **U₀ = 0,07308 m³**.

Conclusion générale

Conclusion général

Au terme de cette étude qui nous a été proposée par la DHW de Tizi-Ouzou, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable de la région d'étude à partir du point de picage sur la conduite de koudiet asserdounne. Elle nous a permis d'aborder tous les aspects technico-économiques d'une chaîne d'adduction.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2046, dont la population de la région d'étude atteindra **5293 habitants**. (pour le village IGHIL IMOULA)

L'importance des besoins en eau estimés pour la commune de la région d'étude, a donnée la nécessité de prévoir un transfert de **83,88 l/s** ou **5887,313 m³/h** et pour le village IGHIL IMOULA est donné la nécessité de prévoir un débit **14,28 l/s** ou **1233,6 m³/j**.

Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le **PEHD** pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristiques hydrauliques, flexible disponible sur le marché.....)

En ce qui concerne l'adduction du transfert, celle d'adduction par refoulement, nous avons préconisé de réhabiliter toutes ces anciennes conduites en acier qui ne répondent plus aux critères économiques et de corrosives, par d'autre neuves en PEHD ayant de nouveaux diamètres.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter **trois (3)** réservoirs.

Pour le choix des pompes nous avons utilisé le logiciel (caprari) et nous avons opté :

- ❖ Du réservoir de la station de reprise (SR1) vers le réservoir de transit de la station de reprise (SR2) : **PM 125 / 2 C**
- ❖ Du réservoir de transit de la station de reprise (SR2) vers le réservoir de IGHIL IMOULA : **PM 80 / 8E**.

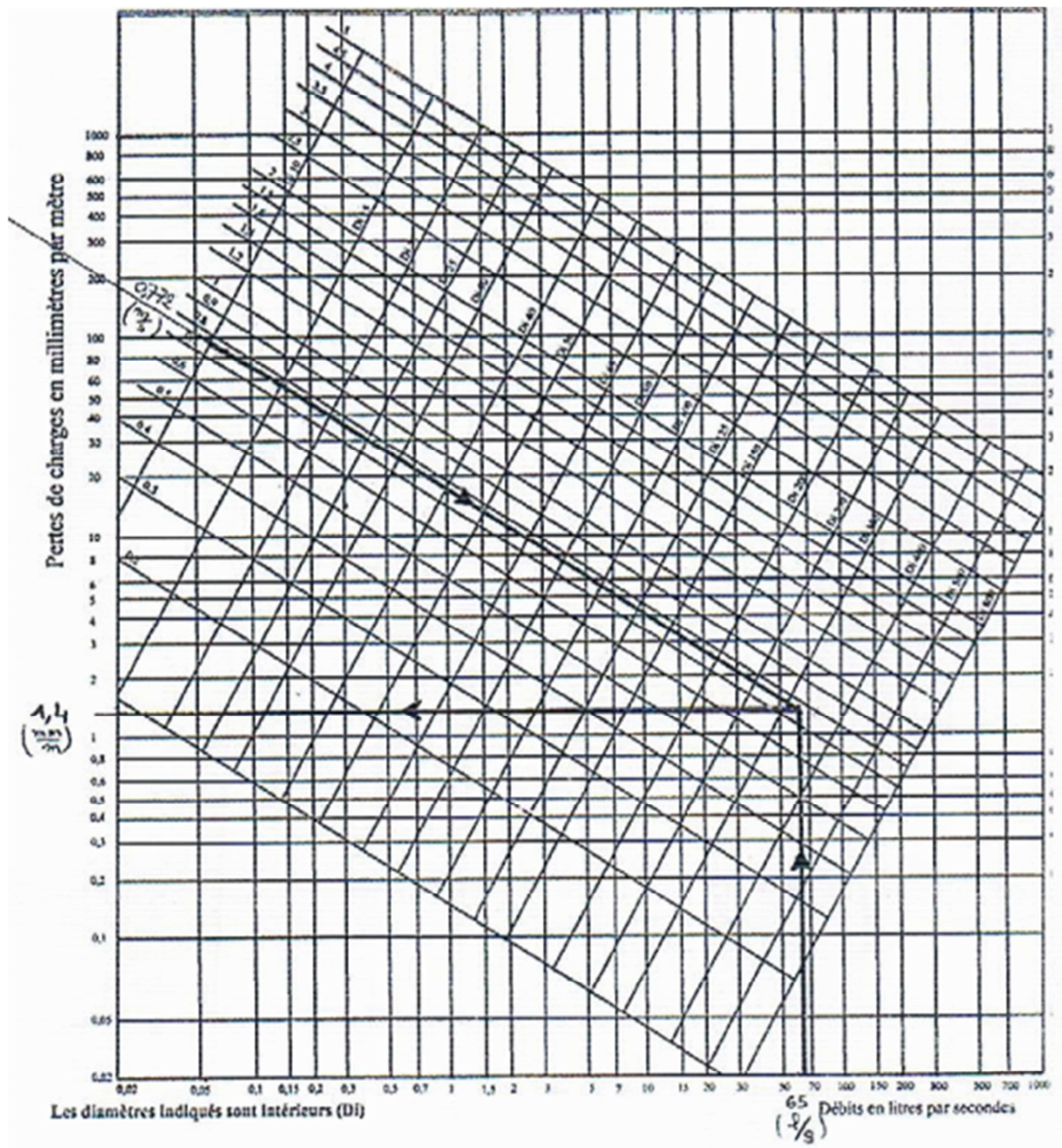
La protection des conduites contre le coup de bélier se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume **0,07308 m³**.

Nous tenons à exprimer notre souhait que ce modeste travail puisse apporter plus à la réalisation de ce projet.

LES ANNEXES

Annexe (A) : Abaque des pertes de charge.

Annexe (B) : Abaque de Mr VIBERT ;



Annexe A

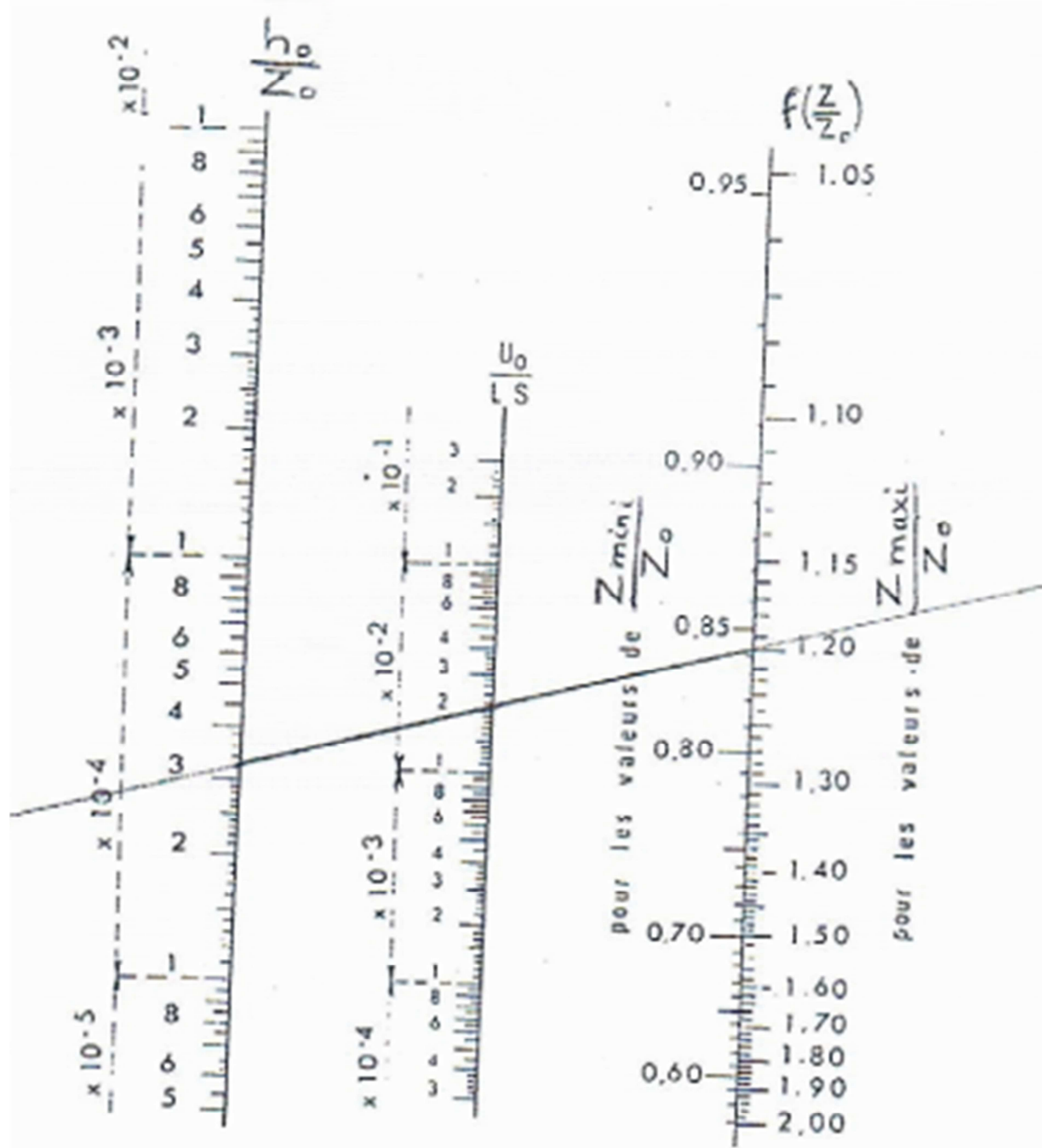


Fig. 1 : Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti-béliers

Annexe B

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BONIN J. Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.

BONIN J. Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.

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**.

DUPONT A. Hydraulique Urbaine, Tome 1 ; Hydrologie - captage et traitement des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 1981.

DUPONT A. Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 1979.

EUNIER M. Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression", Edition Dunod, Paris 1980.

MOREL Michel A. Exercice de mécanique des fluides. Turbomachines-constructions graphiques. Phénomènes transitoires. Edition Eyrolles, Paris **1994**.

MOUSSA M. : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, Tunisie, **2002**.

OUHADJ L. ABERKANE K. Étude du renforcement de l'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d'ait toudert à partir des forages Thèse de master en constructions hydrauliques et aménagements (UMMTO), **2013**.

PLAN NATIONALE DE L'EAU ,2010.

TEMAL T. Étude du renforcement de l'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune des ouacifs à partir des trois forages Thèse d'ingénieur d'Etat en Agronomie (UMMTO), **2013**.

[11] Bouteldja T, Zeghdoud A, (2008), Contribution à l'étude de renforcement de la chaine d'adduction de la commune de Beni yenni.Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).