

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OIZOU
FACULTE DE LA GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études.

*En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil
Option: Constructions Hydrauliques et
Aménagements (C.H.A.)*

Thème:

*Raccordement en eau potable des
villages de Boumahni commune
d'Ain Zaouia à partir du barrage
Koudiet Acerdoune*

Présenté par :

M^{elle} : SEGGAR Ouardia.

M^{elle} : IFREK Samira.

Devant le jury :

Président : M^f KHATTAOUI .M.

Promotrice: M^{me} BENKACLS.

Examineurs 1: M^f HAMMOUM.H

Examineurs 2: ARAIBIA.M

Maître de conférences (A) à l'U.M.M.T.O

Maître assistant (A) à l'U.M.M.T.O

Maître de conférences (B) à l'U.M.M.T.O

Maître de conférences (B) à l'U.M.M.T.O

Promotion: 2012 /2013



Remerciements

Nous remercions « Dieu Tout Puissant » de nous avoir donné la santé, la patience et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Nos vifs remerciements et sincères gratitudee à notre promotrice M^{me} BENKACI, pour son encadrement et pour toute l'aide qu'elle n'a cessé de nous apporter.

Nous tenons à remercier M^r KHATAOUI d'avoir honoré notre juré en acceptant de le présider.

Nous remercions également M^r HAMMOUM d'accepter de juger notre travail et pour tout l'aide qu'il nous a apporté.

Nous tenons également à exprimer nos sincères remerciements à M^r ARAIBIA d'avoir accepté de juger notre travail.

Atout les enseignants qu'ont faits de leurs mieux pour former les futures cadres que nous sommes, merci ;

Toute notre gratitude s'adresse à tout le personnel de:

- *DHW de Tizi-Ouzou surtout M^r DJOUDER. M pour tout l'aide et conseille qu'il nous a apporté ;*
- *Nous remercions M^r LOUAGNOUNI et M^r LOUNAS et toute l'équipe de la subdivisionnaire de DEM pour toute leur aide, leur gentillesse et leurs conseils prestigieux.*
- *Toute l'équipe de l'APC d'Ain Zaouia ;*
- *Subdivision d'agriculture et l'ADE de DEM ;*
- *Nous remercions M^r CHIKHI ONM de Boukhalfa, et M^r BOUMALI DSA de TIZI-OUZOU ;*

Nous tenons à exprimer tout au fond de nos cœurs les reconnaissances à nos familles qui nous ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements.

Enfin, un grand merci pour tout ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail

Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour leur encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et le sacrifice qu'ils ont fait pour moi, que Dieu les protèges et les entoure de sa bénédiction ;

A mes grands-mères;

A mes très cher frère, Idir et mon adorable Yacine, Mestapha, sa femme Karima et ses anges Momouh et Ikrame ;

Mes très chères sœurs: Nadia, Farida, son maris Slimane et ma fleure Hadjere qui j'aime beaucoup ;

A toute ma famille, oncles, tantes et cousin (es) ;

A mon ami Kader qui m'a aidé beaucoup. Je n'oublierai jamais votre constante disponibilité, merci ;

A ma sœur de cœur Ghania et toute sa famille ;

Ma très chère binôme Ouardia et toute sa famille ;

A tous mes amis (es) ;

A tout mes enseignant ;

Toute la promotion CHA : 2011/2013 ;

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



Samira

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1. INTRODUCTION	1
I.2. ORGANISATION ADMINISTRATIVE	1
I.2.1. Situation économique	1
I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE	2
I.3.1. Consistance territoriale de la commune	2
I.3.2. Le relief	4
I.3.3. Cadre géologique	4
I.3.4. Géologie d'ensemble	4
I.3.5. Cadre géotechnique	6
I.3.6. Hydrographie	6
I.3.7. Couvert végétal	6
I.3.8. Cadre climatique	7
I.4. SITUATION SOCIO-ECONOMIQUE	9
I.4.1. Données démographiques	9
I.4.2. Industrie	10
I.4.3. Commerce	10
I.4.4. Réseau routier	10
I.5. RESEAUX D'AEP EXISTANT	10
I.6. RESEAU D'ASSAINISSEMENT	11
I.7. CONCLUSION	11

CHAPITRE II : ETUDE DES RESSOURCES EN EAU

II.1. INTRODUCTION	12
II.2. RESSOURCES HYDRAULIQUES ET OUVRAGES EXISTANTS	12
II.2.1. Ressource en eau pour l'irrigation	12
II.2.2. Les réservoirs	12
II.2.3. Canalisations existantes	13
II.2.4. Diagnostic de champ captant	13
II.2.5. Recommandations concernant les forages	17
II.2.6. Recommandations concernant la station de pompage	17

II.3. DESCRIPTION DE LA CHAINE DE BOUMAHNI.....	18
II.4. DESTINATION DU PROJET	18
II.4.1. Programme de production d'eau du barrage Koudiet Acerdoune.....	20
II.5. CARACTERISTIQUES DU SITE DU BARRAGE	20
II.5.1. Localisation	20
II.5.2 Topographie	20
II.5.3. Description des ouvrages	20
I.6. CONCLUSION.....	21
CHAPITRE III : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION	
III.1. INTRODUCTION.....	22
III.2. EVALUATION DEMOGRAPHIQUES ET BESOINS EN EAU DE LA POPULATION.....	22
III.3. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION.....	23
III.3.1. Dotation.....	23
III.3.2. Consommation moyenne journalière	24
III.3.3. Différents types de besoins.....	24
III.4. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES.....	29
III.5. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS	30
III.5.1. Variation de la consommation journalière.....	31
II.6 . Conclusion.....	33
CHAPITRE VI : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU	
IV.1. INTRODUCTION.....	34
IV.2. DEFINITION D'UNE EAU POTABLE	34
IV.3. RESULTAT DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE (BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNE).....	34
IV.4. INTERPRETATION DES ANALYSES	37
IV.4.1. Paramètres organoleptiques	37
IV.4.2. Paramètres physico-chimiques	37
IV.4.3 Paramètres de pollution	39
IV.4.4. Minéralisation globale	39
IV.4.5. Paramètres Bactériologiques.....	41
IV.5. CONCLUSION.....	41

CHAPITRE V : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

V.1. INTRODUCTION	42
V.2. DIFFERENTS TYPES DE POSE DES CONDUITES	42
V.2.1. Pose en terre	43
V.2.2. Pose en galerie	43
V.2.3. Pose en mauvais terrain	43
V.2.4. Pose des conduites traversées de routes	43
V.2.5. Traversée des cours d'eau	44
V.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement	44
V.2.7. Butée et amarrage	44
V.3. DIFFERENTES MISES EN PLACE DES CANALISATIONS	45
V. 3.1. Réalisation des fouilles	45
V.3.2. Préparation et pose de la canalisation	45
V.3.3. Epreuve des joints et canalisation principale	46
V.3.4. Essai général du réseau	46
V.3.5. Remblaiement de la tranchée	46
V.3.6. Désinfection du réseau	46
V.4. ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX	47
V.4.1. Entartrage	47
V.4.2. Corrosion	47
V.5. Moyens de lutte contre la corrosion	48
V.5.1. Protection externe	48
V.5.2. Protection interne	48
V.6. CONCLUSION	49

CHAPITRE VI : ETUDE D'ADDUCTION

VI.1. INTRODUCTION	50
VI.2. TYPE D'ADDUCTION	50
VI.3. CHOIX DU TRACE	50
VI.4. LE CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES	51
VI.4.1. Tuyaux en fonte (dite fonte ductile ou fonte grise)	51
VI.4.2. Tuyaux en acier	52
VI.4.3. Les tuyaux en plastiques	52
VI.5. COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTS TYPES DE TUYAUX	54

VI.6. EQUIPEMENTS DES CONDUITES D'ADDUCTION	54
VI.6.1. Vanne de sectionnement	54
VI.6.2. Les ventouses	54
VI.6.3. Robinets de décharges	55
VI.6.4. Clapet	55
VI.7. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION	55
VI.7.1. Choix de la gamme de diamètre	55
VI.7.2. Evaluation des frais d'amortissement	56
VI.7.3. Evaluation des frais d'exploitations	56
VI.8. ETUDE DE L'ADDUCTION GRAVITAIRE	60
VI.8.1. Calcul de la hauteur géométrique	60
VI.8.2. Calcul la pression au sol	60
VI.9. LA LIGNE PIEZOMETRIQUE	61
VI.9.1. Cas d'une conduite de refoulement	61
VI.9.2. Cas d'une conduite gravitaire	61
VI.10. ETUDE DU PROJET	62
VI.10.1. CALCUL DES CONDUITES DE REFOULEMENT	62
VI.10.2. CALCUL DES CONDUITES GRAVITAIRES	66
VI.10.3. RECAPITULATIF DE L'ADDUCTION	70
VI.11. CONCLUSION	72
CHAPITRE VII : ETUDE DES RESERVOIRS	
VII.1. INTRODUCTION	73
VII.2. FONCTIONS DES RESERVOIRS	73
VII.3. EMLACEMENT DES RESERVOIRS	74
VII.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS	75
VII.4.1. Classification selon les matériaux de construction	75
VII.4.2. Classification selon la situation des lieux	75
VII.4.3. Classification selon l'usage	75
VII.4.4. Classification selon la forme géométrique	75
VII.5. CHOIX DU TYPE DU RESERVOIR	77
VII.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS	77
VII.6.1. Généralités	77
VII.6.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs	77

VII.7. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIRS	78
VII.7.1 Conduite d'adduction	78
VII.7.2. Conduite de distribution	78
VII.7.3. Conduite de vidange	78
VII.7.4. trop-plein	79
VII.7.5. By-pass entre adduction et distribution	79
VII.7.6. Fonction réserve d'incendie	79
VII.8. EXIGENCES TECHNIQUES	80
VII.9. ENTRETIEN DU RESERVOIR	80
VII.10. HYGIENE ET SECURITE	80
VII.11. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS	81
VII.11.1. Méthode simplifiée.....	81
VII.11.2. Méthode graphique.....	81
VII.11.3. Méthode analytique.....	82
VII.12. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS	92
VII.12.1. Section des réservoirs projetés	92
VII.12.2. Diamètre du réservoir	93
VII.13. CONCLUSION	94
CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES	
VIII.1. INTRODUCTION	95
VIII.2. LES DIFFERENTS TYPES DE POMPES	95
VIII.2.1. Les pompes dynamiques (turbopompes)	95
VIII.2.2. Les pompes volumétriques	96
VIII.2.3. Autres pompes.....	96
VIII.3. CHOIX DES POMPES	96
VIII.4. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	96
VIII.5. Courbes caractéristiques des pompes	97
VIII.6. ELEMENTS OU CRITERES DE BASE POUR LE CALCUL	99
VIII.6.1. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt	99
VIII.6.2. La vitesse de rotation	99
VIII.6.3. Le débit « Q » d'une pompe	99
VIII.6.4. Les puissances (utiles et absorbées)	100

VIII.6.5. Le rendement.....	100
VIII.7. LES MODES DE COUPLAGE.....	100
VIII.7.1. Couplage en série	100
VIII.7.2. Couplage en parallèle	101
VIII.8. POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE.....	102
VIII.8.1. Principe de détermination du point de fonctionnement.....	102
VIII.9. COURBES CARACTERISTIQUES D'UNE CONDUITE	103
VIII.10. PHENOMENE DE CAVITATION	104
VIII.11. AMORÇAGE DES POMPES CENTRIFUGES.....	107
VIII.11.1. Amorceur à gaz d'échappement	107
VIII.11.2. Amorceur par éjecteur hydraulique	107
VIII.11.3. Amorceur à anneau d'eau	107
VIII.11.4. L'hydro-injecteur	107
VIII.12. CAS DES POMPES VERTICALES	108
VIII.13. ETUDE ET CHOIX DES POMPES	108
VIII.13.1. Elévation de la station de reprise SR projetée à la côte 470 m NGA vers le réservoir de stockage et de transit de Boumahni	108

CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

IX.1. INTRODUCTION	115
IX.2. DEFINITION.....	115
IX. 3. ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE	115
IX.4. CELERITE DES ONDES.....	117
IX.5. CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BELIER	117
IX.6. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER.....	118
IX.6.1. Volants d'inertie.....	118
IX.6.2. Soupape de décharge.....	118
IX.6.3. Cheminées d'équilibre.....	119
IX.6.4. Le réservoir d'air.....	119

IX.7. PROTECTION DE LA CONDUITE RELIANT LA SR AU RESERVOIR DE TETE BOUMAHNI	122
IX.7.1. Caractéristiques de la conduite	122
IX.7.2. Profil en long de la conduite	122
IX.7.3. Dimensionnement des protections	122
IX.8. CONCLUSION	136
INTRODUCTION GENERALE	

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles et annuelles en C°	7
Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles et annuelles en (mm)	8
Tableau.I.3 : Températures et pluviométries interannuelles	9
Tableau I.4 : Disposition de la population selon RGPH 2008	9
Tableau I.4 : Les grandes industries.....	11
Tableau II.1: Liste des réservoirs existants	12
Tableau II.2 : Capacité des réservoirs.....	13
Tableau II.3 : Caractéristiques des canalisations	13
Tableau II.4 : Fiche technique des forages.....	13
Tableau II.5: Caractéristiques des pompes des forages.....	14
Tableau III.1 : Estimation de la population des villages de Boumahni.....	23
Tableau III.2 : Besoins domestiques <i>de Boumahni</i>	25
Tableau III.3: Besoins scolaires.....	26
Tableau III.4 : Besoins socioculturels.....	26
Tableau III.5: Besoins sanitaires.....	26
Tableau III.6: Besoins du secteur commercial.....	27
Tableau III.7: Besoins municipaux.....	28
Tableau III.8: Besoins du secteur industriel.....	28
Tableau III.9 : Besoins des bovins, ovins et caprins	28
Tableau III.10: Besoins d'aviculture.....	28
Tableau III.11: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	29
Tableau III.12: Récapitulatif des besoins de Boumahni en eau en tenant compte des pertes 25%.....	30
Tableau III.13 : Variation de la consommation maximal journalière	31

Tableau III.14: Débit maximal et minimal journalier.....	32
Tableau IV.1: Paramètres physico-chimiques.....	35
Tableau IV.2: Paramètres de pollution.....	35
Tableau IV.3 : Minéralisation globale.....	36
Tableau IV.4: Paramètres bactériologiques	36
Tableau VI.1 : Récapitulatif de la répartition de débit.....	62
Tableau VI.2 : calcul d'adduction par refoulement du pk vers le réservoir transit.....	63
Tableau VI.3 : Calcul d'adduction par refoulement du réservoir transit vers le réservoir de tête de Boumahni.....	65
Tableau VI.4 : Calcul d'adduction gravitaire du réservoir de tête de Boumahni vers le réservoir transit projeté.....	66
Tableau VI.5 : Calcul d'adduction gravitaire reliant le réservoir de transit projeté au réservoir de stockage Bouhoukel	68
Tableau VI.6 : Calcul d'adduction gravitaire reliant le réservoir de transit projeté au réservoir de stockage Taourirt	69
Tableau VI.7 : Récapitulatif de l'adduction par refoulement	70
Tableau VI.8 : Récapitulatif de l'adduction gravitaire.....	70
Tableau VII.1 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR projetée.....	83
Tableau VII.2: Calcul de la capacité du réservoir de tête Boumahni	85
Tableau VII.3 : Calcul de la capacité du réservoir de transit projeté.....	87
Tableau VII.4. Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Taourirt	89
Tableau VII.5 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Bouhoukel	91
Tableau VII. 6 : Caractéristiques des réservoirs projetés.....	93
Tableau VII. 7 : Récapitulatif des capacités et des frais des réservoirs.....	94

Tableau IX.1 : Profil en long de la conduite.....	124
Tableau IX.2 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR projeté – Réservoir de tête Boumahni	133
Tableau IX.3 : Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections...	135

Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude	3
Figure I.2 : Structure et grandes unités morpho structurale de la grande Kabylie	5
Figure I.3 : Diagramme ombrothermique.....	9
Figure II.1 : Puits P ₂ équipé d'un GEP à axe	14
Figure II.2 : Forage F ₆ équipé d'un GEP	14
Figure II.3 : Abris du forage F ₅	15
Figure II.4 : Equipements du puits P ₂	15
Figure II.5: Groupes électropompes de la station de pompage « Pont noir ».....	16
Figure II.6: Groupe électropompe de secours en panne	16
Figure II.7: L'anti bélier en panne.....	17
Figure II.8 : Schéma de l'ancienne chaîne d'adduction.....	19
Figure V.1 : Pose de conduite en mauvais terrain.....	43
Figure V.2 : Traversée des routes.....	43
Figure V.3 : Traversée d'un cours d'eau.....	44
Figure V.4 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée.....	44
Figure V.5: Remblayage des tranchées.....	46
Figure V.6: Corrosion des conduites.....	47
Figure VI.1 : Les tuyaux en PEHD.....	53
Figure VI.2 : Ventouses.....	54
Figure VI.3 : Refoulement avec une seule conduite.....	61
Figure VI.4 : Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	61
Figure VI.5. Adduction gravitaire avec une seule conduite.....	61
Figure VI.6. Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire.....	61
Figure VI.7. Schéma de la nouvelle chaîne d'adduction.....	71

Figure VII.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	74
Figure.VII.2 : Emplacement du réservoir en altitude.....	75
Figure VII.3 Réservoir semi-enterré.....	76
Figure VII.4 : Réservoir surélevé.....	77
Figure VII.5 : Equipement hydraulique d'un réservoir.....	79
Figure VII.6 : Calcul de la capacité de réservoir de transit de la SR projeté.....	84
Figure VII.7 : Calcul de la capacité de réservoir de transit et stockge de Boumahni...	86
Figure VII.8: Calcul de la capacité de réservoir de transit projeté a la cote 455 mNGA	88
Figure VII.9 : Calcul de la capacité de réservoir de stockage Taourirt.....	90
Figure VII.10 : Calcul de la capacité de réservoir de stockage.....	92
Figure VIII.1 : Constitution d'une pompe.....	97
Figure VIII.2 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe.....	98
Figure VIII.3 : Couplage en série.....	101
Figure VIII.4 : Couplage en parallèle.....	101
Figure VIII.5 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....	102
Figure VIII.6 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe.....	103
Figure VIII.7: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	104
Figure VIII.8: Courbes NPSH.....	106
FigureVIII.9: Détermination du point de fonctionnement (Pompe de type 100NM à 3étages).....	110
Figure IX.1: Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.....	120
Figure IX.2: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	120

Figure IX.3 : Les différentes formes de l'anti-bélier.....	121
Figure IX.4 : Graphe de Meunier et Peuch Conduite reliant la SR projetée au réservoir 500 m ³ Boumahni.....	125
Figure. XI.5 : Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite.....	130
Figure IX.6: Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite.....	130
Figure IX.7 : Epure de Bergeron.....	134

AEP : Alimentation en Eau Potable.
ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.
APC : Assemblée Populaire Communale.
ADE : Algérienne des Eaux.
AZ : Ain Zaouia
BCR : Béton compacté au rouleau
Ca : cote d'arrivée
Cd : cote de départ
Chw : coefficient de hazen william
D : dotation.
D.E.M : Draa El Mizane
Deco : diamètre économique
Dex : Diamètre extérieur
DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya
Dint : Diamètre intérieur.
DN : Diamètre Nominal
D.P.A.T : Direction de planification et d'aménagement du territoire
E : énergie totale consommée par la pompe
e : épaisseur de la conduite
F : Forage.
Fams : frais d'amortissement
Fex : frais d'exploitation
GEP : Groupe électropompe
Hab : habitant
Habs : hauteur absolue
Hg : hauteur géométrique
H : Pertes e charges totales
Hinc : hauteur de la réserve d'incendie
Hmt : hauteur manométrique
hy : tension de la vapeur pour la température de l'eau pompée
J : pertes de charges linéaires
J' : pertes de charges singulières
j : pertes de charges unitaires
L : longueur de la conduite
Max : Maximum
Min : Minimum
Moy : Moyenne
NGA : Nivellement général Algérien.
NPSH : Charge nette d'aspiration.
NS : Niveau Statique.
NTU : Unité de Turbidité Néphélométrique.
OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

ONM : Office Nationale Météorologique.
P.D.C : Pertes de charge.
PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme
PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.
PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.
PE : Polyéthylène.
PH : Potentiel hydrogène.
PVC : Chlorure de polyvinyle.
P₁, P₂, P₃ : Puits
Pa : puissance absolue
PN : Pression Nominale.
Pmax : surpression
Pmin : dépression
Psol : pression au sol
Puc : prix unitaire
Pw : prix de mètre linéaire de la conduite
Q: débit
R.G.P.H : Recensement Générale de la Population et d'Habitat
SP : Station de pompage
T : taux d'accroissement naturel de la population.
UCV : Unité de couleur vraie
Vinc : volume de la réserve d'incendie
Vmoy : vitesse moyenne
Vf : vitesse finale

INTRODUCTION

Bien qu'apparemment inépuisable, l'eau est très inégalement répartie dans le monde. Au vu du développement industriel et de la demande de plus en plus croissante, tous les pays auront, à plus ou moins brève échéance, à faire face au problème de son manque. La mobilisation des eaux superficielles a été de tous temps une préoccupation pour l'homme.

L'eau est un élément de la vie quotidienne, et elle est si familière, qu'on oublie souvent son rôle, son importance et sa nécessité absolue. Sans l'eau, la terre ne serait qu'un astre mort, et aucune vie humaine, biologique, ou animale, n'existerait.

A cet effet il est urgent de mettre en place une politique de gestion adéquate à cet environnement vu l'évolution rapide de la demande en eau ; d'où un déséquilibre « **besoin-ressource** » vient de se profiler en cette dernière décennie. Chaque pays devrait décider quels sont les incitations à introduire pour utiliser l'eau de manière plus efficace. Sur ce sujet, les pays devraient développer un plan stratégique sur l'eau. Un plan qui mettrait en avant la valeur des ressources nationales en eau et définirait les allocations en eau.

L'Algérie est conduite à étudier et à développer divers procédés permettant d'obtenir d'eau potables à partir des eaux de la mer, des chotts et la réalisation de gros projets hydrologiques : barrages, retenues (dans des conditions admissibles techniquement et économiquement

Parmi ces grands projets, la réalisation du barrage Koudiet Acerdoune, qui permet l'approvisionnement en eau potables du centre du pays. Sur les 178 millions de m³/an régularisé par le barrage, un volume de 25,63 millions de m³/an est destiné aux localités Sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Les villages de Boumahni situés au Nord de la commune d'Ain Zaouia, objet de notre étude, sont alimentés actuellement à partir du champ Tikentart Taverkent qui assure un débit total de **6,61 l/s**.

L'évaluation des différents besoins en eau de notre région d'étude indique qu'à long terme (2043) un débit d'eau estimé à **44 l/s** sera nécessaire afin de répondre aux besoins d'une population de 15844 habitants. Ce qui fait apparaître un déficit en eau estimé à **36.39 l/s**.

Dans ce contexte et pour satisfaire la totalité des besoins en eau, nous proposons une alimentation à partir d'une nouvelle chaîne d'AEP indépendante de l'ancienne chaîne de

DEM, qui sera alimentée à partir d'un piquage sur la conduite principale qui achemine l'eau du barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc Sud de la wilaya. Une fois que le refoulement sera opérationnel on va déconnecter à partir des forages du pont noir.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1. INTRODUCTION

Ain-Zaouia est une commune de la wilaya de Tizi-Ouzou dans la région de la Kabylie en Algérie. Sa population était de 16,699 habitants au dernier recensement de l'année 1998. Durant la période de l'occupation française en Algérie, Ain Zaouia portait le nom de Pirette.

La commune d'Ain Zaouia faisait partie de la commune de Draâ El Mizan jusqu'à 1985, année où elle fut érigée en chef-lieu de la commune. L'agglomération d'Ain Zaouia à l'importance d'un village moyen de Kabylie, dotée des équipements de base nécessaire à un centre urbain. L'actuel chef-lieu n'a pas de fondement spécifique.

La commune est composée de Ain Zaouia comme chef-lieu de commune et de 20 villages dont 14 sont au niveau du douar de Boumahni. Le nom d'Ain Zaouia lui est donné par la source qui existe toujours au niveau de l'oued qui la traverse (source de sidi (saint) Ali Moussa).

I.2. ORGANISATION ADMINISTRATIVE

La commune d'Ain Zaouia est issue du découpage administratif de 1984, elle relève de la daïra de Draa El Mizan dans la Wilaya de Tizi Ouzou. Le chef-lieu de commune d'Ain Zaouia se trouve décentré à l'ensemble de la localité, il se situe dans la partie Sud est sur l'axe routier Boghni Draa-el-Mizan (RN 30) à 7 km de Boghni et à 8 km de Draa-el-Mizan chef-lieu de Daïra.

I.2.1. Situation économique

En termes d'industrie, la commune de Ain Zaouia dispose de plusieurs unités industrielles, dont les tailles varient entre petites et moyennes, comme l'unité privées de fabrication tel que :

- Usines de stylos et articles scolaires,
- Limonadière,
- Usine de Chewing-Gum,
- Unité de fabrication de poterie.

Elle vit surtout de l'agriculture grâce au barrage construit dans les années 1980 situé au sud de la commune.

Pour le réseau commercial, il est constitué essentiellement par les commerces de détail, tel que : alimentations générales, boucheries, boulangeries, habillement, chaussures, poteries, céramique, cafés maures et restaurants.

I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune d'Ain Zaouia s'étend sur une superficie de 56,89 km², sa population selon le dernier RGPH 2008 est de 17 320 habitants, soit une densité de 3,04. hab/ha. Elle se situe à 50 km au Sud-ouest du chef-lieu de Wilaya de Tizi-Ouzou. (voir figure I.1)

Elle est limitée :

- Au Nord-Est par la commune de Maâtkas,
- Au Nord-ouest par la commune d'Ait Yahia moussa,
- A l'Est par les deux communes Bounouh et Boghni,
- A l'Ouest par la commune de Draâ El Mizan,
- Au Sud par la commune de Frikat.

La commune s'organise autour d'importantes entités urbaines constituées d'une agglomération chef-lieu "Ain Zaouia", localisée au centre de la partie Sud de la commune, sur la RN 30, qui la relie à 7,07 km Est du Chef-lieu de Boghni à et à 7,07km Ouest du Chef-lieu de Draa El Mizan.

I.3.1. Consistance territoriale de la commune

Devenue une commune depuis le dernier découpage administratif de 1985, Ain Zaouïa s'étend sur une superficie de 56,89 Km² avec une densité de 308 hab. /Km² enregistrée en 2008. Elle est composée de plusieurs villages répartis selon le PDAU de 1998 en trois pôles qui sont les suivants :

- ◆ **Pôle1:** désigné par agglomération chef-lieu composé d'Ain Zaouïa chef-lieu, Azib n'chikh, Tizi Tedlest et Mechmel ;
- ◆ **Pôle2:** désigné par Boumahni composé de treize villages représentants notre zone d'étude ;
- ◆ **Pôle3:** désigné par le Sud de la commune, composé d'Ain Zaouïa village et des zones éparses situées dans des terres agricoles tels que les villages Ibrouham et Lamrani. [1]

I.3.2. Le relief

Le relief de la région est relativement montagneux au Nord, cette partie est recouverte de la forêt de Boumahni. Le Sud de la commune est le domaine de la vallée avec une altitude moyenne de 250 m, c'est la zone favorable pour l'activité agricole et notamment le développement de l'agriculture intensive. [PDAU]

I.3.3. Cadre géologique

D'après la carte géologique de Draa El Mizan La commune d'Ain-Zaouia se caractérise par des formations généralement allongées (Nord-Est et Sud-Ouest) d'une façon parallèle. Quant à leur nature géologique, on y trouve des formations sédimentaires qui occupent la partie Sud de l'aire d'étude, environ 30% de sa surface totale ; et des terrains métamorphiques, traversés par quelques poches magmatiques, qui couvrent les 70% restant au Nord.

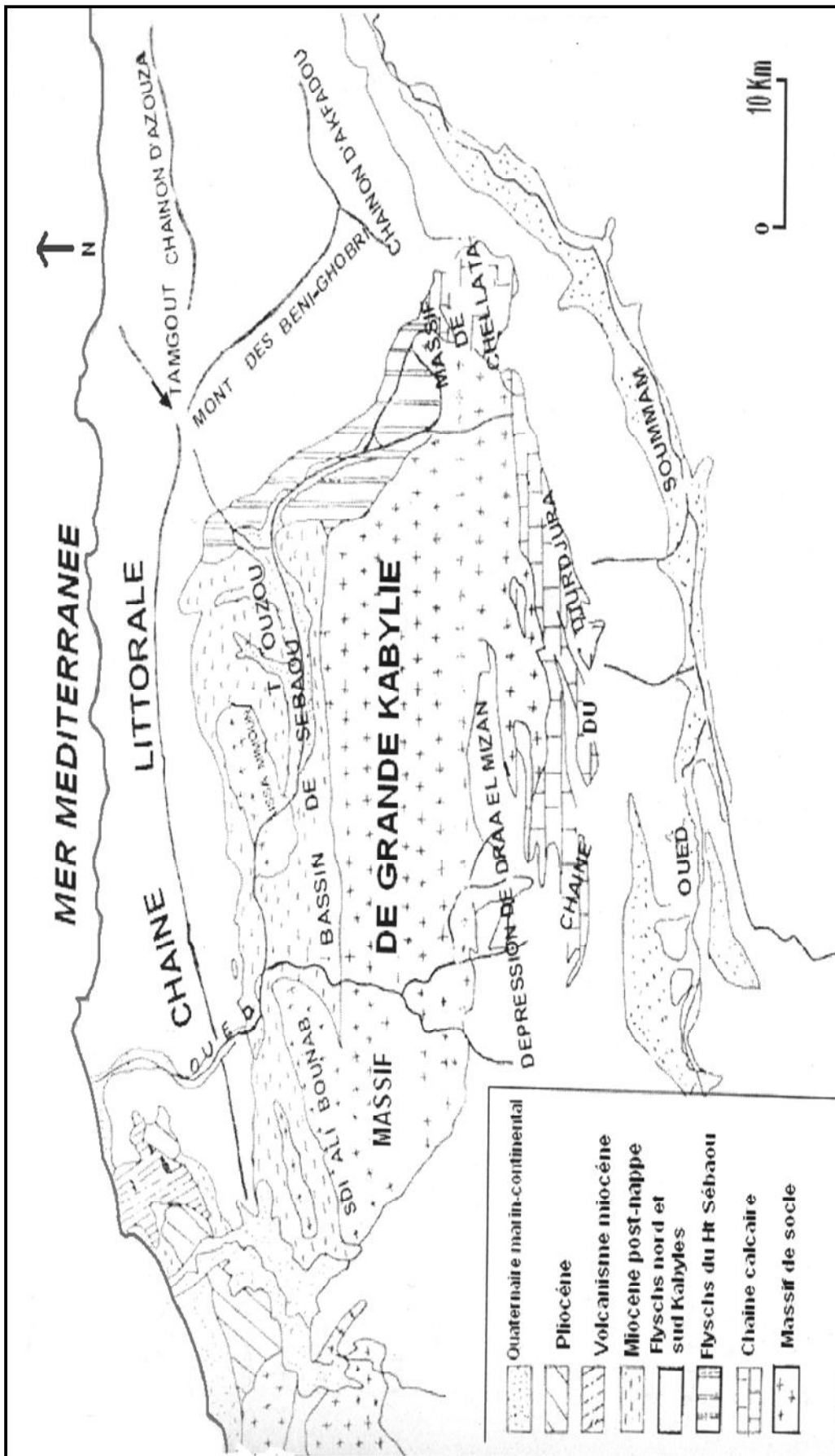
C'est un métamorphisme de type régional, qui a affecté presque toute la partie sud de la wilaya de Tizi-Ouzou. Ces terrains azoïques s'étendent de Tizi-Ghénif jusqu'à Aïn El Hammam (Michelet) et de Djbel Aïssa-Mimoun jusqu'à la chaîne de Djurdjura.

Ces roches d'origine sédimentaires (du cata-métamorphisme), ont subi des modifications intenses sous l'action de différents agents d'origines endogènes.

I.3.4. Géologie d'ensemble

La géologie d'ensemble de la région est assez complexe en ce sens que la région se situe dans un vaste synclinal dont les épines dorsales sont formées au Nord par le massif kabyle qui est montagneux et qui date de primaire, au Sud par le Djurdjura tout aussi montagneux mais massif encore plus ancien datant de précambrien.

Le vaste synclinal de la région de DEM qui englobe Ain Zaouïa, Boghni... etc. est un répliquât datant de l'étage supérieur de tertiaire, appelé éocène plus précisément numidien inférieur. Il est caractérisé par la présence d'argile schisteuse et de grès connu sous le nom de grès de DEM. [PDAU]



(Source : ANRH de Tizi-Ouzou)

Figure I.2 : Structure et grandes unités morpho structurale de la grande Kabylie

I.3.5. Cadre géotechnique

On peut distinguer deux grandes zones, l'une est représentée par les terrains rocheux qui sont des sols à bonne portance dans leur état sain. Ces terrains occupent les deux tiers, septentrionales et central de la commune, ils sont recouverts en grande partie par des éboulis et des dépôts de pente. Quant à l'autre partie méridionale, elle est représentée par les formations de la dépression sédimentaire. Celle-ci est constituée d'une couche assez épaisse d'argiles légèrement schisteuses, à faible portance et à caractère gonflant. Elle couvre une couche de marnes altérées à son sommet qui devient de plus en plus saines en profondeur. Ces plaines, dans leurs parties inclinées, présentent parfois des mouvements de versants sous forme de coulées de boue et de glissements de terrain. On a constaté deux instabilités de ce genre, situées entre la RN30 et le Sud-est du village d'Azib Cheikh, une en contre bas de la route Imahmoudene et l'autre au lieu-dit Mesdour. La principale cause est la présence de remblais.

Cependant, dans la partie Nord, ces mouvements sont présents beaucoup plus sous forme de glissements de terrains qui se déclenchent généralement au niveau des schistes altérés, à la présence d'une pente assez importante, comme il est le cas des deux glissements survenus au sein des villages Aït-Saïd Ou M'Hamed et Ikouvaâne, dont les dégâts sont très importants.

I.3.6. Hydrographie

La commune de Ain Zaouia est traversée par un très important réseau hydrographique, constitué par de denses ruissellements qui prennent naissance sur les hauteurs du Djurdjura au Sud et les hauteurs de Boumahni au Nord de la commune, qui se déversant dans tous les sens d'Est, Ouest et Nord, dans d'importants oueds : Ain Zaouia, Boghni, Ahlou Agouni, Hammam, Boudoued, Lamrabia, Boumahni, Timizer lazaï. Ces oueds constituent principalement les limites communales à l'Est et à l'Ouest, affluent dans l'oued Assif Guifrane au Nord. [ANRH]

I.3.7. Couvert végétal

La commune bénéficie de précipitations abondantes lesquelles constituent un véritable atout pour le développement d'une végétation naturelle luxuriante et la pratique d'une agriculture pluviale, variée selon l'étagement du climat et de l'exposition du relief. Le couvert végétal est dense dans la partie Nord de la commune d'Ain Zaouia, lequel est dominé par l'olivieraie et les maquis qui doivent être protégés contre les feux de forêts.

I.3.8. Cadre climatique

La commune d'Ain Zaouia est caractérisée par un climat méditerranéen, de type continental, qui se caractérise par les hivers froids et des étés chauds.

Les précipitations se caractérisent par leur torrencialité et leur irrégularité qui engendrent un fort écoulement de surface induisant une très forte érosion.

Les températures moyennes varient entre 05 et 40 °c, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains et des saisons. [ANRH]

I.3.8.1. La température

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles et annuelles en C°

Année	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOÛT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Total	Moy.
1996	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,8	21,6	16,9	14,8	12,3	210,9	17,6
1997	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25	26,4	27,6	24,9	20,1	15,1	11,6	224,2	18,7
1998	10,6	11,9	13,2	15,7	18	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	213,5	17,8
1999	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	223,5	18,6
2000	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	225,9	18,8
2001	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,2	227,8	19,0
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	227,2	18,9
2003	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	223,5	18,6
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	217,5	18,1
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	17,6
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	19,1
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	18,2
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	18,5
2009	10,8	10,4	12,7	14,0	21	25,2	29,6	28,0	22,7	19,2	15,3	15,8	371,7	31,0
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	206,5	17,2
2011	10,6	10,3	13,4	17,5	19,7	23,1	27,5	28,5	24,7	19,7	15,7	13	223,7	18,6
2012	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	24,4	20,8	16,2	12	222,8	18,6
Moy.	10,4	10,7	13,5	15	19,6	24,6	27,8	26,3	24	20,3	14,6	12	178	19,1

Source O.N.M de Boukhalfa

La température moyenne annuelle sur les 17 ans qui caractérise le climat de la région est de 19.1°C. Elle caractérise une alternance de deux saisons distinctes :

- Saison froide : les mois de Janvier et février sont les plus froids, avec une température moyenne de 10,55°C.
- Saison chaude : les mois de Juillet et Août sont les plus chauds avec une température moyenne de 27.05°C.

I.3.8.2. La pluviométrie

Les précipitations moyennes mensuelles et annuelles en (mm) sur une période de 17 ans (de 1996 à 2012) sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : précipitations moyennes mensuelles et annuelles en (mm)

Année	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Moyenne
1996	155,40	219,00	63,20	157,60	55,10	22,40	8,60	7,80	37,70	102,30	64,80	76,40	80,86
1997	51,20	15,70	24,70	78,80	27,50	3,70	0,80	16,60	42,30	89,40	202,70	153,90	58,94
1998	49,80	163,60	64,90	98,50	231,80	1,00	0,00	2,80	34,80	87,10	132,70	92,90	79,99
1999	122,90	92,60	75,30	19,60	40,50	1,30	0,00	2,30	32,60	15,40	149,00	219,20	64,23
2000	20,50	5,10	6,50	38,30	56,60	6,40	0,00	0,20	5,30	51,50	78,40	68,00	28,07
2001	231,60	73,70	4,00	41,20	45,80	0,00	0,00	2,10	35,40	8,60	5,20	63,20	42,57
2002	76,20	33,00	47,10	53,80	46,10	1,70	2,50	20,60	31,00	39,20	271,90	286,10	75,77
2003	303,50	106,00	59,30	128,60	34,30	1,20	3,20	3,30	21,30	67,70	78,00	166,90	81,11
2004	127,70	52,20	104,00	86,40	146,10	4,70	0,00	10,20	36,90	36,40	106,90	197,40	75,74
2005	148,70	37,50	30,30	68,50	1,50	0,10	0,60	1,70	20,00	57,50	72,20	87,20	43,82
2006	142,50	169,40	35,00	20,20	78,10	5,60	2,40	2,70	36,50	18,60	7,30	170,50	57,40
2007	8,40	63,40	284,60	201,50	23,80	14,90	11,30	1,80	56,90	210,40	257,80	89,20	102,00
2008	8,70	11,80	88,10	32,30	96,80	14,00	7,20	0,00	34,60	66,10	190,30	115,40	55,44
2009	221,00	42,40	92,0	132,60	69,10	0,00	2,60	7,30	169,80	40,40	116,50	140,30	78,50
2010	82,40	61,10	97,40	93,60	59,30	27,60	1,80	25,90	25,40	113,40	143,50	46,10	64,79
2011	90,90	146,90	99,90	106,50	153,10	41,00	1,70	0,20	7,50	34,10	156,40	86,90	77,09
2012	69,50	269,50	97,80	146,80	40,20	1,10	0,00	6,40	10,90	96,30	68,70	0,00	67,27
Moy.	112,41	91,94	69,54	88,52	70,92	8,63	2,51	6,58	37,58	66,73	123,66	121,15	66,68

Source : ANRH de Tizi-Ouzou

En moyenne, les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de Décembre, Janvier et Novembre qui caractérisent la saison hivernale. Par contre, les précipitations les plus basses correspondent aux mois de Juillet et Aout qui marquent la saison estivale.

I.3.8.3. Diagramme ombrothermique

Le diagramme permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. En abscices sont portés les mois successifs de l'année et en ordonnées, Sur l'axe des ordonné sont portés les précipitations (p) en (mm) et les températures (T) en (C°) respectivement à droite et à gauche, de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures : $P=2T$.

La saison sèche se détermine quand la courbe (p) est au-dessous de la courbe (T).

Tableau.I.3 : Températures et pluviométries interannuelle

Années	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Tot	Moy
Tmoy (C°)	10,4	10,7	14	15	19,6	24,6	27,8	26,3	24	20,3	14,6	12	178	19,1
Pmoy (mm)	112,4	91,94	70	88,5	70,9	8,63	2,51	6,58	37,58	66,73	123,7	121,15	800,2	66,68

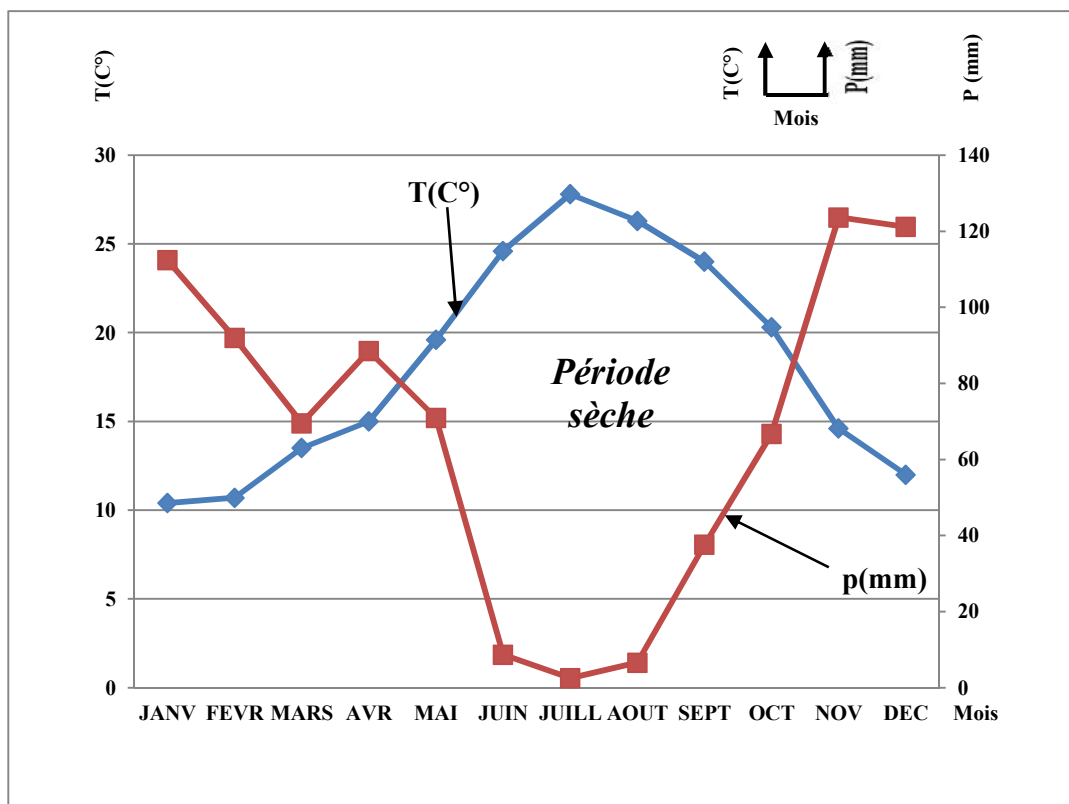


Figure I.3 : Diagramme ombrothermique

I.4. SITUATION SOCIO-ECONOMIQUE

I.4.1. Données démographiques

Tableau I.4 : Disposition de la population selon RGPH 2008

Type d'agglomération	Population	Pourcentage %
Agglomération chef-lieu	7 393	36,74
Agglomération secondaire (Boumahni)	8 884	44,15
Zones éparses	3 843	19,10
Total	20 120	100

Source : DPAT de Tizi-Ouzou

I.4.2. Industrie

Dans l'activité industrielle, on trouve les grandes et les petites unités.

I.4.2.1. Les grandes industries

Tableau I.5 : Les grandes industries

Nature d'activité	Son extension	Lieu
Fabrication d'articles scolaires et du bureau Ets Arditec	- Taux de production / jour = 80% de la capacité - Distribution : grossistes - Approvisionnement : locale et importation	Ain Zaouia Nord
Fabrication de carrelage SarL EFACOM	- Taux de production / jour = 200m ² / j - Distribution : grossistes, entreprises privées et à l'auto construction - Approvisionnement : Alger	Ain Zaouia Nord
Limonadière Montagnard	Taux de production = 300 caisses / jour	Ain Zaouia Est

Source : APC d'Ain Zaouia

I.4.2.2. Les petites industries

Djurdjura Plast; pour la fabrication des sachets. [APC]

I.4.3. Commerce

Le réseau commercial est constitué essentiellement par les commerces de détail tel que l'alimentation générale, boucheries, fruits et légumes, habillements et chaussures, Boulangeries, cafés maures et poterie céramique. [PDAU]

I.4.4. Réseau routier

Le réseau routier de la commune est d'une longueur de 122,07 Km soit 22,28 % du réseau de la Daïra, cependant, son taux de revêtement est moyen. La commune d'Ain Zaouïa est traversée d'Est en Ouest par la RN30 liaison relativement importante entre Ouadhias, Boghni, Ain Zaouïa et D.E.M. Cette voie constitue un axe très important pour les échanges commerciaux avec les différentes villes de la Kabylie.

D'autre part, les chemins vicinaux et les pistes qui relient le chef-lieu à ses agglomérations secondaires ou même la commune de Frikat sont absolument à améliorer [PDAU]

I.5. RESEAUX D'AEP EXISTANT

La commune d'Ain Zaouïa est alimentée gravitairement à partir de la chaîne d'AEP de D.E.M, provenant de la station de pompage de Pont Noir « Tikentart Taverkent ». Tous les

villages de cette commune en sont desservis excepté le village Kantidja alimenté à partir d'un forage réalisé par l'APC en 1990, et géré par cette dernière.

Elle dispose de 9 réservoirs, 280 puits et 24 sources et 10 forages. Le réseau d'AEP d'Ain Zaouïa chef-lieu a été refait dans les années 80 et poursuivit dans les années 90. La distribution se fait en réseau maillé au centre de l'agglomération, et en réseau ramifié vers les autres habitations. La commune connaît un grand manque en eau potable surtout en période des grandes chaleurs. Le quota des villages de Boumahni est de 6,61 l/s. [ADE]

I.6. RESEAU D'ASSAINISSEMENT

La commune d'Ain Zaouia a un taux de raccordement de 80.3 % selon le RGPH 2008, mais elle ne dispose d'aucun ouvrage de traitement des eaux usées.

- Le chef-lieu est raccordé à 95%
- Agglomération secondaire à 85%
- Zone éparses à 60 %

Les autres régions sont dépourvus de réseaux d'assainissement pour cela ils font recours aux fosses septiques.

Le chef-lieu

Le réseau d'assainissement du chef-lieu est du type unitaire, les diamètres varient entre le DN 200 et le DN 800, Les eaux usées sont rejetées à ciel ouvert dans l'oued de Ain Zaouia.

Espaces villageois

La commune d'Ain Zaouïa, hormis le chef-lieu, dispose des réseaux séparatifs de diamètre 200 et 300 en béton dans sa majeure partie. Ces réseaux ont été réalisés sans études au préalable cet état induit généralement du désordre au niveau du réseau, ce dernier nécessite réhabilitation et rénovation.

Le rejet des eaux usées demeure un grand problème dans toute la commune. Car ils se déversent à ciel ouvert dans des talwegs et des Oueds sans aucun traitement.

I.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique et socio-économique.

Ces données de base, nous serviront pour l'élaboration du projet concernant l'étude du dimensionnement et du renforcement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune AIN ZAOUIA.

CHAPITRE II

ETUDE DES RESSOURCES EN EAU

II.1. INTRODUCTION

En vue d'obtention d'une connaissance parfaite de la situation actuelle en matière d'approvisionnement en eau potable des villages de Boumahni, nous avons procédé à une étude qui rassemble toutes les informations disponibles concernant les caractéristiques des forages, leur mode de fonctionnement ainsi nous avons fait les diagnostics sur :

- L'état des forages (abris, équipements) ;
- Les réservoirs existants;
- Les canalisations du réseau d'adduction actuel.

Les quantités d'eau produites par les forages ces dernières années sont nettement inférieures aux besoins des localités alimentées par la chaîne de DEM. Ceci est particulièrement ressenti en été où les ressources manquent de moitié et parfois plus, d'où la nécessité de combler le déficit en eau par le raccordement de ces localités au transfert des eaux à partir du barrage Koudiat Acerdoune de Bouira.

II.2. RESSOURCES HYDRAULIQUES ET OUVRAGES EXISTANTS

II.2.1. Ressource en eau pour l'irrigation

La commune d'Ain Zaouïa possède un barrage d'une capacité de stockage de 1,6 millions m³. La superficie irriguée par le système aspersion est de 120 ha, et le système d'irrigation par gravité est de 140 ha (qui n'est pas encore réalisé). En plus du barrage, la commune possède deux retenues collinaires (la 1^{ère} peut irriguer jusqu'à 11 ha, la 2^{ème} peut irriguer jusqu'à 16ha) qui sont malheureusement envasées. [APC]

II.2.2. Les réservoirs

Tableau II.1: Liste des réservoirs existants

Villages	Capacité (m ³)	Observation	Nombre de réservoir
Azib Chikh	500	Opérationnel	01
Ait Maamar	500	Réservoir de tête (Opérationnel)	01
Thaourirth Boumadene	500	Opérationnel	01

Source : D.H.W de Tizi-Ouzou

II.2.2.1. Stockage

Tableau II.2 : Capacité des réservoirs

Dénomination	Capacité m ³	CR	CTP
R.M.C Boumahni	500	595	599
Bâche de la SP	800	187	191
R Bouhoukel	500	325	329
R Taourirt	500	440	444
R Azib n'chikh	50	350	353

Source : D.H.W de Tizi-Ouzou

II.2.3. Canalisations existantes

Tableau II.3 : Caractéristiques des canalisations

Tronçon	DN(m)	Longueur (mL)	Nature	Année
Point de jonction desforages - bâche 800 m ³	200	400	AC	1975
Bâche 800 m ³ _ SP	400	10	AC	1975
SP_ RMC Boumahni	400	2250	AC	/
RMC Boumahni_ PK A	250	1200	AC	
PK A _ R500 m ³ Taourirt	200	600	PEHD	
PK A _ R500 m ³ Bouhoukel	150	300	PEHD	
RMC Boumahni _ R50 m ³ Azib n'chikh	80	1650	AC	

Source : D.H.W de Tizi-Ouzou

II.2.4. Diagnostic de champ captant

Le champ captant est localisé au lieu-dit **Tikentart Taverkent**, situé à la confluence des Oueds Boghni et Mechtras à une côte de 180,76 m NGA, composé de 3 forages et 3 puits dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau I.8.

Tableau II.4 : Fiche technique des forages

Forages	Coordonnées UTM		ND	NS	Profondeur	Débit équipé	Débit exploité	Hmt (m)	Implantation des forages	Année
	X	Y								
P1	612,000	364,500	8	2	8,6	140	50	25	Confluence des Oueds Mechtras-Boghni	1975
P2	612,000	364,500	8	2,4	8,6	140	50	25		1975
P3	612,000	364,500	9,2	2,4	10,2	180	50	30		1975
F4	611,580	364,750	4	1,6	9	54	24	26		1980
F5	611,350	364,140	6	3,9	10	5	5	37		1980
F6	611,580	364,750	5	2,8	10	30	24	30		1990

Source : D.H.W de Tizi-Ouzou

II.2.4.1. Les forages

Le débit transitant à partir des forages est 4872 m³/j. Les caractéristiques des pompes des forages sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Caractéristiques des pompes des forages

	P_1	P_2	P_3	F_4	F_5	F_6
Marque	/	/	Jeumant Schneider	EPE Poval-SPA	/	EPE Poval SPA
Puissance (KW)	22	22	/	5,8	/	4,3
Type	GEP axe vertical	GEP axe vertical	GEP axe vertical	GEPI	GEPI	GEPI
Q (m³/h)	140	140	180	54	5	30
Hmt (m)	25	25	30	26	37	30



Figure II.1 : Puits P₂ équipé d'un GEP à axe



Figure II.2 : Forage F₆ équipé d'un GEP

a). Abris

- Les abris des forages sont surélevés ;
- Pour les vitres : P₁, F₅, F₆ sont en bon état ;
P₂, P₃, F₄ sont cassés.
- Peinture en bon état ;
- Etat de maçonnerie moyen pour tous les forages sauf pour le forage F₆ ;
- Absence d'éclairage;
- Clôture en béton avec des portails en bon état ;
- Bonne étanchéité.



Figure II.3 : Abris du forage F₅

b). Equipements des forages

- Les GEP des puits P₁ et P₂ sont en mauvais état ;
- Conduites d'aspiration vétustes surtout pour P₁ et P₂ ;
- Les conduites de refoulement sont en état moyen pour tous les forages ;
- La mesure du niveau d'eau dans les forages se fait par des flotteurs ;
- A l'exception du forage F₄, les vannes des autres forages sont en bon état ;
- Clapets en bon état ;
- Compteurs en bon état ;
- Tous les forages sont dépourvus de ventouses sauf pour F₆ et P₂.



Figure II.4 : Equipements du puits P₂

II.2.4.2. Station de pompage

La station de pompage sert à alimenter le réservoir de tête 500 m³ de Boumahni, elle est équipée de :

- Trois groupes électropompes à axe horizontal dont un de secours en panne.
- Une salle de commande à distance et une salle locale ;

Les anciens G.E.P placés en 1975 sont rénovés en 2001, les caractéristiques de ces derniers sont :

- ✓ Marque Ingersoll - Dresser pompes;
- ✓ Débit $Q = 180 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ✓ HMT = 382 m ;
- Moteurs d'une puissance 315 KW chacun ;
- (3) vannes DN200, PN10 à l'aspiration, sont en bon état ;
- (1) vanne DN400, PN10 à l'aspiration, elle est en bon état ;
- (3) vannes, 3 clapets DN150 PN40 de refoulement sont en bon état ;
- Un compteur et une vanne de refoulement DN400 sont en bon état.

Figure II.5: Groupes électropompes de la station de pompage « Pont noir »



Figure II.6: Groupe électropompe de secours en panne



➤ **Anti bélier :**

L'anti bélier de la SR est en panne, son volume est de 3000 litres.

Figure II.7: L'anti bélier en panne



II.2.5. Recommandations concernant les forages

- Entretien des robinets, des ventouses et des conduites de refoulement ;
- Equipement des forages par des prises d'échantillons pour l'analyse d'eau ;
- Tous les forages rencontrent le problème de la variation des débits et des pressions, pour remédier à ce problème il faut procéder aux essais de pompage afin de connaître exactement les débits des forages (débits maximums, spécifiques et débits d'exploitation) et leurs niveaux dynamiques.
- Mettre les paramètres d'exploitation des forages à la disposition des utilisateurs :
 - La coupe technique des forages ;
 - Les principales caractéristiques physico-chimiques de l'eau ;
- Rénovation des conduites d'aspiration des puits P₁ et P₂.

II.2.6. Recommandations concernant la station de pompage

- Installation d'un nouveau GEP de secours ;
- Réparation de l'anti bélier.

II.3. DESCRIPTION DE LA CHAÎNE DE BOUMAHNI

Le champ captant Tikentart - Taverkent est situé à la confluence des Oueds Mechetras et Boghni. Il est composé de trois forages et trois puits. Les sorties des deux forages F₅ et F₄ sont en conduites AC DN 150 qui se raccordent à la conduite de sortie du forage P₁ (en AC DN 100). Les conduites de sortie de P₃ et P₂ sont en PVC DN100, celles-ci sont connectées à la conduite de sortie de F₆ qui est en AC DN150. Toutes ces conduites se raccordent sur une conduite de refoulement principale en AC DN 200 mm d'une longueur 400 mL qui refoule les eaux jusqu'au réservoir 800 m³ situé à une altitude 187 m NGA, qui sert une bêche d'aspiration à la station de reprise SR.

Cette station de reprise refoule l'eau vers le réservoir de mise en charge de Boumahni 500 m³, situé à une altitude 595 m NGA, à l'intermédiaire d'une conduite en AC DN 400 et d'une longueur 2250 mL.

L'eau arrive gravitairement au réservoir Taourirt avec une conduite en PEHD DN 200 et d'une longueur 1800 m.L qui dessert les villages suivants : Ikouvaane, Boumadene, Tiziamour, et Bouakache. Le piquage sur cette conduite permet d'alimenter le réservoir 500 m³ de Bouhoukel à l'intermédiaire d'une conduite en PEHD DN 150 d'une longueur 300 mL et dessert les villages suivants : Izemouchene, Ifarhathene, Ait Maamar, Adhebakh, Igharvienne et Bouhoukel. Les villages Ait Amar Moh et Bouhamou sont alimentés gravitairement à partir du réservoir de mise en charge de Boumahni.

Le réservoir 50 m³ qui alimente Azib N'chikh est desservi à partir du réservoir Boumahni à l'intermédiaire d'une conduite AC DN80 d'une longueur 1650 mL. (Voir figure II.8)

II.4. DESTINATION DU PROJET

La réalisation du barrage Koudiet Acerdoune a connu des grands retards pour des raisons sécuritaires dont souffre la région, ainsi que les intempéries et le tremblement de terre du 21 Mai 2003 qui a provoqué un glissement de terrain. Cette situation imprévue a incité les concepteurs de projet à lancer d'autres travaux d'aménagement pour prévenir d'autres glissements et qui ont nécessairement pris de temps.

De par sa position géographique dans le cœur de Moyen Isser, cet ouvrage sera à son achèvement le 2^{ème} barrage d'Algérie qui fournira de l'eau pour cinq wilayas: Bouira, Médéa, Alger, Boumerdes et Tizi-Ouzou, pour des besoins en eau potable.

II.4.1. Programme de production d'eau du barrage Koudiet Acerdoune

Sur le volume régularisé (178 millions m³), **105,73 millions m³/an** sont affectés annuellement à l'alimentation en eau potable des wilayas suivantes :

- Wilaya de Médéa: 49,8 millionsm³ ;
- Wilaya de Bouira : 21,1 millions m³ ;
- Wilaya de Tizi-Ouzou : 25,63 millions m³ ;
- Wilaya de Msila : 9,2 millions m³.

Pour ce qui est de la wilaya d'Alger, il est question de renforcement de son système d'alimentation en eau potable dans le cadre du système de production Isser Keddara (SPIK). Ce système recèle une quantité d'eau de 71 millions m³/an au profit de la wilaya d'Alger.

II.5. CARACTERISTIQUES DU SITE DU BARRAGE

II.5.1. Localisation

Le barrage Koudiet Acerdoune est implanté sur l'Oued Isser dans la commune de Mâala au sud de Lakhdaria, à 35 Km de Bouira, dans une région où en plus de l'Oued, les pluies sont abondantes. Les neiges de Djurdjura sont également d'un apport non négligeable en eau. La superficie du bassin versant Isser est de 2790Km² et s'étend sur les deux wilayas Bouira et Médéa. Le point de départ de ce bassin va du sommet de djebel Dirah à Sour El Ghozlane jusqu'à Kef Lakhdar, relevant d'Ain Boucif. [2]

II.5.2 Topographie

On repère sur une carte topographique l'emplacement du barrage Koudiet Acerdoune par les coordonnées Lambert suivantes:

X= 580,10m

Y=354,70m

Z=217,00m

II.5.3. Description des ouvrages

II.5.3.1. Retenue

- Surface du bassin versant: 2790 Km² ;
- Capacité de la retenue: 640 hm³ ;
- Volume annuelle régularisé: 178 hm³ ;
- Apport annuel moyen: 220 hm³ ;
- Aire inondé: 1833 ha.

II.5.3.2. Digue

- Type : BCR (béton compacté au rouleau);
- Hauteur au-dessus des fondations: 121 m;
- Longueur en crête: 475 m;
- Largeur de la crête: 8 m;

II.5.3.3. Ouvrage annexes

a) Evacuateurs de crues

- Type: déversoir de surface à seuil libre- coursier divisé en 7 passes avec un saut de ski ;
- Longueur 142,2 m ;
- Débit (crue laminée du projet : 7000 m³/s) ;

b) Galerie de dérivation et vidange de fond

- Type: Deux pertuis de dérivation 8×8 m et un pertuis aménagé en vidange de fond ;
- Longueur : 285 m ;
- Section de vidange de fond : 4×4,20 m à l'amont des vannes ;
8×7 m à l'aval des vannes.
- Débit maximal : 470 m³/s au niveau normal de la retenue.

c) Tour de prise d'eau

- Type: section rectangulaire inclinée sur les côtés;
- Hauteur : 108,59 m;
- Section : 13,5 m×10,5 m;
- Nombre de prise d'eau : 5 prises.

d) Principales quantités

- Excavation : 4 688 000 m³ ;
- Remblais : 257 000 m³ ;
- Béton BCR : 1 515 000 m³ ;
- Béton conventionnel : 278 765 m³ ;
- Forages et injections : 166 000 m³.

I.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, Nous avons procédé à une étude qui rassemble toutes les informations disponibles concernant les ressources en eau et caractéristiques des ouvrages existants. Ceci nous permettra de calculer le déficit en eau potable dont souffre notre région d'étude, une fois l'estimation des besoins a été achevée ; ce qui est l'objectif du chapitre III.

CHAPITRE III

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

III.1. INTRODUCTION

Afin d'estimer avec plus d'exactitude possible les volumes d'eau nécessaires à la consommation d'une agglomération, il faudrait prévoir ses besoins, en se basant sur les données du recensement général de la population, les statistiques relatives au taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

Donc, il faut tenir compte :

- ❖ De l'évolution démographique;
- ❖ Des caractéristiques de la population (urbaine et rurale);
- ❖ Du climat de la région (précipitation, température.....);
- ❖ Du rythme des activités humaines (industrie, agriculture,etc.)

Cette estimation nous servira à la répartition des débits et au dimensionnement des ouvrages d'écoulement.

III.2. EVALUATION DEMOGRAPHIQUES ET BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

Le choix de l'horizon se fait proportionnellement à la durée de vie d'un réseau d'AEP, qui est fonction des matériaux de construction du réseau et de son entretien. Dans la plupart des cas, cette durée dépasse les 25 ans, nous optons alors pour l'horizon 2043 pour une durée de 30 ans.

L'évaluation des besoins en eau sera faite sur la base de l'évolution démographique dont le calcul se fait par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n$$

Avec :

P_n : La population à l'horizon d'étude ;

P_0 : La population de l'année de référence (2013);

T : Taux d'accroissement naturel de la population en %, pris égale à 1,33 %, donné par le DPAT de Tizi-Ouzou.

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

Les horizons de calcul sont :

- Court terme : 2023 (une durée de 10 ans).
- Moyen terme: 2033 (une durée de 20 ans).
- Long terme : 2043 (une durée de 30 ans).

L'évolution de la population des villages de Boumahni, pour les trois horizons considérés est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Estimation de la population des villages de Boumahni

Villages	2008	2 013	2 023	2 033	2 043
TIZI AMEUR	1575	1 683	1 920	2 191	2 501
AZIB N'CHEIKH	1538	1 643	1 875	2 140	2 442
IZEMOUCHENE	1358	1 451	1 656	1 890	2 156
AIT MAMAAR	1070	1 143	1 305	1 489	1 699
BOUAKACHE	857	916	1 045	1 192	1 361
BOUMADENE	605	646	738	842	961
TIZI N'TEDLEST	503	537	613	700	799
BOUHOUKAL	487	520	594	678	773
IGHAVIENE	481	514	586	669	764
IKOUVAANE	439	469	535	611	697
IFARHATHENE	306	327	373	426	486
IMAHMOUDHENE	298	318	363	415	473
AIT AMAR MOH	288	308	351	401	457
ADHEBAGH	173	185	211	241	275
Total	9978	10 659	12 165	13 883	15 844

III.3. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

III.3.1. Dotation

Elle est définie comme étant la quantité quotidienne que doit consommer l'être humain dans ses différents besoins à savoir la boisson, la douche et le ménage ... etc.

En général, on est amené à prévoir les quantités minimales suivantes par habitant et par jour [2] :

a) *Communes rurales* (Agglomération de moins de 2000 habitants)

Forfaitement : 125 l/j/ hab. (200 l/j/hab., si l'élevage est intensif).

b) *Distributions urbaines* (Commune de plus de 2000 habitants).

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 l/j/hab;

- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 l/j/hab;
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 l/j/hab.

Il est jugé qu'une dotation de 150 l/j/hab. sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population des villages de Boumahni pour le court, moyen et le long terme [DHW de Tizi-Ouzou].

III.3.2. Consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements pendant une journée. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{Moy.j} = \frac{N D}{1000}$$

[2]

Avec :

Q moy.j : Débit moyen journalier en [m³/j];

D : Dotation (l/j/habitant);

N : Nombre d'habitants.

III.3.3. Différents types de besoins

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrées au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude il est donc nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins scolaires ;
- Les besoins commerciaux ;
- Les besoins socioculturels
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins municipaux
- Et les besoins industriels.

III.3.3.1. Besoins domestiques

Tableau III.2 : Besoins domestiques de Boumahni

Villages	Nombre d'habitants				Dotation l/j/hab	Cons moy.j en (m3/j)				Cons moy. (l/s)			
	2013	2023	2033	2043		2013	2023	2033	2043	2013	2023	2033	2043
TIZI AMEUR	1682,56	1 920,22	2 191,45	2 500,99	150	252,38	288,03	328,72	375,15	2,92	3,33	3,8	4,34
AZIB N'CHEIKH	1643,03	1875,11	2 139,97	2 442,24	150	246,46	281,27	321	366,34	2,85	3,26	3,72	4,24
IZEMOUCHENE	1450,74	1655,66	1 889,52	2 156,41	150	217,61	248,35	283,43	323,46	2,52	2,87	3,28	3,74
AIT MAMAAR	1 143,07	1 304,53	1 488,79	1 699,09	150	171,46	195,68	223,32	254,86	1,98	2,26	2,58	2,95
BOUAKACHE	915,53	1 044,84	1 192,43	1 360,86	150	137,33	156,73	178,86	204,13	1,59	1,81	2,07	2,36
BOUMADENE	646,32	737,61	841,8	960,7	150	96,95	110,64	126,27	144,1	1,12	1,28	1,46	1,67
TIZI N'TEDLEST	537,35	613,25	699,87	798,73	150	80,6	91,99	104,98	119,81	0,93	1,06	1,22	1,39
BOUHOUKAL	520,26	593,74	677,61	773,32	150	78,04	89,06	101,64	116	0,9	1,03	1,18	1,34
IGHAVIENE	513,85	586,43	669,26	763,79	150	77,08	87,96	100,39	114,57	0,89	1,02	1,16	1,33
IKOUVAANE	468,98	535,22	610,82	697,1	150	70,35	80,28	91,62	104,57	0,81	0,93	1,06	1,21
IFARHATHENE	326,9	373,07	425,77	485,91	150	49,03	55,96	63,87	72,89	0,57	0,65	0,74	0,84
IMAHMOUDHENE	318,35	363,32	414,64	473,2	150	47,75	54,5	62,2	70,98	0,55	0,63	0,72	0,82
AIT AMAR MOH	307,67	351,13	400,72	457,32	150	46,15	52,67	60,11	68,6	0,53	0,61	0,7	0,79
ADHEBAGH	184,81	210,92	240,71	274,71	150	27,72	31,64	36,11	41,21	0,32	0,37	0,42	0,48
TOTAL	10659,42	12 165,06	13 883,36	15 844,37	150	1 598,91	1 824,76	2 082,50	2 376,66	18,51	21,12	24,1	27,51

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne des villages de Boumahni est de 27.51/s à l'horizon (2043)

III.3.3.2. Besoins scolaires

Tableau III.3: Besoins scolaires

Villages	Nombre d'établissements	Effectif élèves	Effectif personnel	Effectif total	Dotation l/j/élèves	Cons .moy j (m3/j)	Cons. moy. (l/s)
Izimouchene	(1) Primaire	184	18	202	15	3,03	0,04
Azib chikh	(1) Primaire	260	25	285	15	4,28	0,05
Ait maamar	(1) Primaire	102	15	117	15	1,76	0,02
	(1) CEM	466	30	496	15	7,44	0,09
Total Boumahni	(4) Etablissements	1012	88	1100		16,5	0,19

Source: APC d'Ain Zaouia

III.3.3.3. Besoins socioculturels

Tableau III.4 : Besoins socioculturels

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Con. Moy. (m3/j)	Con. Moy. (l/s)
Tizi Amer	(1) foyer de jeune	2000	2	0,02
	(1) Air de jeux	2000	2	0,02
Tizi Tadlest	(1) mosquée	5000	5	0,06
Boumahni	(1) mosquée	5000	5	0,06
Azib Chikh	(1) mosquée	5000	5	0,06
	(1) Air de jeux	2000	2	0,02
Boumadene	(1) foyer de jeune	2000	2	0,02
Igharviene	(1) foyer de jeune	2000	2	0,02
Ait maamar	(1) foyer de jeune	2000	2	0,02
	(1) Air de jeux	2000	2	0,02
Total			29	0,34

Source: APC d'Ain Zaouia

III.3.3.4. Besoins sanitaires

Tableau III.5: Besoins sanitaires

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Cons. Moy. (m3/j)	Cons. Moy. (l/s)
Tizi Amar	(1) salle de soin	200	0,2	0,002
Boumahni	(1) CMS	300	0,3	0,003
Izimouchene	(1) CMS	300	0,3	0,003
Total			0,8	0,008

Source: APC d'Ain Zaouia

III.3.3.5. Besoins commerciaux

Tableau III.6: Besoins du secteur commercial

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Cons. Moy. (m3/j)	Cons. Moy. (l/s)
Izemouchen	(3)Café maure	1200	3,6	0,042
	(1) Boucherie	1200	1,2	0,014
	(2) Alimentation général	100	0,2	0,002
Ait maamar	(1) Boulangerie	1200	1,2	0,014
	(1)Café maure	1500	1,5	0,017
	(1)Pâtisserie	1200	1,2	0,014
	(1) Salon de coiffure dame	250	0,25	0,003
	(4) Alimentation générale	100	0,4	0,005
Ath Amar Moh	(1) Boulangerie	1200	1,2	0,014
	(1)Alimentation générale	100	0,1	0,001
Ifarhathen	(1)Pâtisserie	1200	1,2	0,014
	(2) Alimentation général	100	0,2	0,002
	(1) Salon de coiffure dame	250	0,25	0,003
	(1) Salon de coiffure homme	250	0,25	0,003
Boumadene	(1)Café maure	1500	1,5	0,017
	(1) Alimentation générale	100	0,1	0,001
Tizi Aneur	(1)Café maure	1500	1,5	0,017
	(5) Alimentation générale	100	0,5	0,006
Tizi Tedlest	(1) station de service	1200	1,2	0,014
	(1)Café maure	1500	1,5	0,017
	(1) Alimentation générale	100	0,1	0,001
Ikouvaane	(1) Alimentation générale	100	0,1	0,001
Boaakache	(2) Alimentation général	100	0,2	0,002
Bouhoukal	(1) Alimentation générale	100	0,1	0,001
Igharviene	(1) Alimentation générale	100	0,1	0,001
Azib n'chikh	(6) Alimentation générale	100	0,6	0,007
Total			20,25	0,23

Source: APC d'Ain Zaouia

III.3.3.6. Besoins municipaux

Tableau III.7: Besoins municipaux

Villages	Désignation	Nombre d'employés	Dotation l/j/employé	Cons. moy. (m3/j)	Cons. moy (l/s)
Boumahni	(1) Garde communale	50	15	0,75	0,0087
Izemouchen	(1) Antenne postale p	3	15	0,045	0,0005
Total		53		0,795	0,01

Source: APC d'Ain Zaouia

III.3.3.7. Besoins industriels

Tableau III.8: Besoins du secteur industriel

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Cons. moy. (m3/j)	Cons. moy. (l/s)
Bouaakache	(1) huileries	15000	15	0,17
Adhebagh	(1) huileries	15000	15	0,17
Izemouchen	(1) briqueterie	500	0,5	0,01
Total			30,5	0,35

Source: APC d'Ain Zaouia

III.3.3.8. Besoins des bovins, ovins et caprins pour le village de Boumahni

Tableau III.9 : Besoins des bovins, ovins et caprins

	Nombre de têtes	Dotation (l/j/tête)	Cons. moy.j (m3/j)	Cons. Moy. (l/s)
<i>Bovins</i>	388	50	19,4	0,22
<i>Ovins</i>	1900	5	9,5	0,11
<i>Caprins</i>	197	5	0,985	0,011

Source: Subdivision d'agriculture de DEM

III.3.3.9. Besoins d'aviculture

Tableau III.10: Besoins d'aviculture

Village	Effectif Volailles	Nombre de têtes	Dotation l/j/tête	Cons. moy. j (m3/j)	Cons. moy. (l/s)
Boumahni	<i>Aviculture pondeuses</i>	2150	1	2,15	0,025
	<i>Aviculture chaire</i>	22100	1	22,1	0,256
Total		24250		24,25	0,281

Source: Subdivision d'agriculture de DEM

III.3.3.10. Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Tableau III.11: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

Villages	Horizon 2023		Horizon 2033		Horizon 2043	
	Cons. moy. j (m ³ /j)	Cons. moy. (l/s)	Cons. moy. j (m ³ /j)	Cons. moy. (l/s)	Cons. moy. j (m ³ /j)	Cons. moy. (l/s)
Tizi Ameur	321,75	3,72	362,44	4,19	408,87	4,73
Azib N'cheikh	293,14	3,39	332,87	3,85	378,21	4,38
Izemouchene	259,01	3,00	294,09	3,40	334,12	3,87
Ait Mamaar	211,33	2,45	238,97	2,77	270,51	3,13
Bouakache	174,79	2,02	196,92	2,28	222,19	2,57
Boumadene	115,79	1,34	131,42	1,52	149,25	1,73
Tizi N'tedlest	99,79	1,15	112,78	1,31	127,61	1,48
Bouhoukal	90,21	1,04	102,79	1,19	117,15	1,36
Ighaviene	96,81	1,12	109,24	1,26	123,42	1,43
Ikouvaane	83,47	0,97	94,81	1,10	107,76	1,25
Ifarhathene	61,53	0,71	69,44	0,80	78,46	0,91
Imahmoudhene	54,60	0,63	62,30	0,72	71,08	0,82
Ait Amar Moh	56,41	0,65	63,85	0,74	72,34	0,84
Adhebagh	49,18	0,57	53,65	0,62	58,75	0,68
Total	1 967,80	22,78	2 225,56	25,76	2 519,71	29,16

III.4. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES

En dépit de la réalisation du réseau d'AEP suivant les règles de l'art et son bon entretien, ce dernier n'est jamais étanche et le volume des pertes peut dépasser les 25% [Services techniques APC d'Ain Zaouïa]

L'estimation des besoins moyens journaliers tenant compte des pertes (25%) est illustrée dans le tableau ci-après:

Tableau III.12: Récapitulatif des besoins de Boumahni en eau en tenant compte des pertes 25%

Villages	Horizon 2023		Horizon 2033		Horizon 2043	
	Cons moy j (m3/j)	Cons moy (l/s)	Cons. moy. j (m3/j)	Cons moy. (l/s)	Cons. moy. j (m3/j)	Cons. moy. (l/s)
Tizi Ameur	402,18	4,65	453,04	5,24	511,08	5,92
Azib N'cheikh	366,43	4,24	416,09	4,82	472,76	5,47
Izemouchene	323,76	3,75	367,61	4,25	417,64	4,83
Ait Mamaar	264,16	3,06	298,71	3,46	338,14	3,91
Bouakache	218,49	2,53	246,15	2,85	277,74	3,21
Boumadene	144,74	1,68	164,28	1,90	186,56	2,16
Tizi N'tedlest	124,74	1,44	140,98	1,63	159,51	1,85
Bouhoukal	112,76	1,31	128,49	1,49	146,44	1,69
Ighaviene	121,01	1,40	136,55	1,58	154,28	1,79
Ikouvaane	104,34	1,21	118,51	1,37	134,70	1,56
Ifarhathene	76,91	0,89	86,80	1,00	98,08	1,14
Imahmoudhene	68,25	0,79	77,88	0,90	88,85	1,03
Ait Amar Moh	70,51	0,82	79,81	0,92	90,43	1,05
Adhebagh	61,48	0,71	67,06	0,78	73,44	0,85
Total	2 459,75	28,47	2 781,95	32,20	3 149,64	36,45

III.5. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS

En raison de l'irrégularité de la consommation et les fuites dans le réseau, le débit exigé par ce dernier est soumis à plusieurs variations:

- **Variation horaire:** elle représente la variation la plus importante avec deux pointes au moment de la préparation des repas.
- **Variation journalière:** c'est la variation selon le jour de la semaine (jour de marché par exemple).
- **Variation mensuelle:** elle est variable selon les villes touristiques ou pour les grandes villes.
- **Variation annuelle :** Elle est fonction du développement de la population et de l'hygiène. Dans la période actuelle, ce facteur est très important et il importe de faire une étude démographique très attentive pour chaque cas particulier.

Il est nécessaire d'affecter au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation maximale et minimale afin de dimensionner le réseau d'adduction.

III.5.1. Variation de la consommation journalière

III.5.1.1. Consommation maximale journalière « Q max.j »

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

$$Q_{\max.j} = K_{\max.j} Q_{\text{moy.j}}$$

Avec :

$K_{\max.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximale tient compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles pertes dans le réseau, compris 1,1 et 1,3. Dans notre cas, nous optons pour $K_{\max.j} = 1,2$.

Tableau III.13 : Variation de la consommation maximal journalière :

Villages	Horizon 2043		$K_{\max.j}$	Horizon 2043	
	Cons. moy. j (m3/j)	Cons. moy. (l/s)		Cons moyj (m3/j)	Cons moy(l/s)
Tizi Aneur	511,08	5,92	1,2	613,296	7,104
Azib N'cheikh	472,76	5,47		567,312	6,564
Izemouchene	417,64	4,83		501,168	5,796
Ait Mamar	338,14	3,91		405,768	4,692
Bouakache	277,74	3,21		333,288	3,852
Boumadene	186,56	2,16		223,872	2,592
Tizi N'tedlest	159,51	1,85		191,412	2,22
Bouhoukal	146,44	1,69		175,728	2,028
Ighaviene	154,28	1,79		185,136	2,148
Ikouvaane	134,7	1,56		161,64	1,872
Ifarhathene	98,08	1,14		117,696	1,368
Imahmoudhene	88,85	1,03		106,62	1,236
Ait Amar Moh	90,43	1,05		108,516	1,26
Adhebagh	73,44	0,85		88,128	1,02
Total	3 149,64	36,45		3779,568	43,74

III.5.1.2. Consommation minimale journalière «Q min.j»

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année et peut être déterminée par la formule suivante:

$$Q_{\min.j} = K_{\min.h} Q_{\text{moy.j}}$$

Avec:

$Q_{\min.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9. (Dans notre cas, on opte pour: $k_{\min.j} = 0,8$)

Tableau III.14: Débit maximal et minimal journalier

Village	Horizons	Cons. moy. j		K _{max,j}	Cons. max. j		K _{min. j}	Cons. min. j	
		m ³ /j	l/s		m ³ / j	l/s		m ³ /j	l/s
Boumahni	2023	2459,75	28,47	1,2	2951,7	34,1632	0,8	1 967,80	22,776
	2033	2781,95	32,2	1,2	3338,34	38,6382	0,8	2 225,56	25,76
	2046	3149,64	36,45	1,2	3779,568	43,745	0,8	2 519,71	29,16

III.5.1.3. Variation de la consommation horaire

Elle est déterminée selon les coefficients horaires ($k_{max,h}$) et ($k_{min,h}$). Elle nous permet de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans la conduite.

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{max,j}/24$$

Où:

$K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Avec:

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1,2 et 1,4. Dans notre cas, on opte pour $\alpha_{max} = 1,3$

β_{max} : Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération:

Nombre d'habitants	100	1500	2500	400	6000	10 000	20 000	30 000	100 000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
α_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Dans notre cas, le nombre d'habitants de Boumahni est égal à 15844 habitants, compris entre 10 000 et 20 000. On procède alors à une interpolation :

Nous avons:

$$\begin{cases} 20\ 000 - 10\ 000 & \longrightarrow & 1,2 - 1,3 \\ 10476 - 10\ 000 & \longrightarrow & \beta_{max} - 1,3 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} 10\ 000 & \longrightarrow & - 0,1 \\ 476 & \longrightarrow & \beta_{max} - 1,3 \end{cases}$$

Ce qui donne : $\beta_{max} - 1,3 = \frac{-0,1 \cdot 476}{10\ 000}$ et finalement :

$$\beta_{max} = 1,29$$

Par la suite, le coefficient d'irrégularité horaire maximale :

$$\begin{aligned} K_{\max.h} &= \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\max.h}} \\ &= 1.29 \cdot 1,3 = 1,68 \\ \Rightarrow K_{\max.h} &= 1,68 \end{aligned}$$

Le débit maximal horaire sera donc :

$$\begin{aligned} Q_{\max.h} &= K_{\max.h} \cdot (Q_{\max.j} / 24) \\ &= 1,68 \cdot (2744.08 / 24) \end{aligned}$$

$$Q_{\max.h} = 192.08 \text{ m}^3/\text{h}$$

On utilise la même procédure pour les villages de Boumahni :

On obtient d'abord :

$$\beta_{\max} = 1,24$$

Par la suite :

$$K_{\max.h} = 1,61$$

Et finalement :

$$\begin{aligned} Q_{\max.h} &= K_{\max.h} \cdot (Q_{\max.j} / 24) \\ &= 1.61 \cdot (3779.57 / 24) \end{aligned}$$

$$Q_{\max.h} = 253.55 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.6. CONCLUSION

La mise en évidence des besoins en eau potable des communes de la zone d'étude à l'horizon 2043, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau et de dimensionner convenablement notre réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Le débit maximum journalier des villages de Boumahni obtenu est de **3779.57 m³/j**, soit **43.75 l/s, ce débit**. C'est le débit retenu pour le dimensionnement du réseau d'adduction.

CHAPITRE VI

CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

IV.1. INTRODUCTION

Le concept de potabilité varie à travers le monde. 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.

Il convient donc, nécessaire de traiter l'eau chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur aux normes, pour une sécurisation de la santé et de la vie humaine.

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

IV.2. DEFINITION D'UNE EAU POTABLE

Une eau est dite potable, quand elle satisfait un certain nombre de paramètres la rendant propre à la consommation humaine.

L'eau potable doit être :

- Exempte de bactéries (Virus, parasites, agents pathogènes...etc.) ;
- Raisonnablement colorée et limpide ;

Ainsi, l'eau ne doit pas :

- Nuire à la santé humaine ;
- Avoir des qualités altérées par le temps ou par les conditions de son transport.

IV.3. RESULTAT DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE (BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNE)

L'eau distribuée doit répondre aux normes requises, pour qu'elle soit potable ; de ce fait, deux échantillons ont été prélevés à partir du barrage Koudiet Acerdoun pour une analyse au laboratoire de l'ADE de Tizi-Ouzou

- Le 1^{er} échantillon est analysé le : **07- 01- 2013. (Prélèvement hivernal).**
- Le 2^{eme} échantillon est analysé le : **06-05-2012. (Prélèvement estivale).**

Les résultats d'analyse sont donnés dans les tableaux ci-après :

Tableau IV.1: Paramètres physico-chimiques

Paramètres physico-chimiques	1 ^{er} prélèvement (07/ 01/ 2013)	2 ^{ème} prélèvement (06/05/2012)	Normes admissibles par l'OMS	Unités
PH	7.55	8.17	9.5	/
Conductivité	1093	1126	1250	us/cm
Température	9.9	13.7	25	C°
Turbidité	0.57	0.80	/	NTU
Chlore libre	/	/	/	mg/l
CO2 libre	69.47	48.63	/	mg/l
ME à 105C°	0.40	0.4	/	mg/l
Résidu sec à 105C°	850	970	200	mg/l
Résidu sec à 180C°	810	930	/	mg/l

Source : ADE de Buira

Tableau IV.2: Paramètres de pollution

Paramètres	1 ^{er} prélèvement (07/ 01/ 2013)	2 ^{ème} prélèvement (06/05/2013)	Normes admissibles par L'OMS	Unités
Ammonium NH4	0	0.03	0.5	mg/l
Nitrite NO2-	0.005	0.04	0.1	mg/l
Nitrate NO3-	0.92	1.03	50	mg/l
Phosphate PO4-	0.15	0.049		mg/l
Mat. org. acide	0.88	0.90		mg/l
Mat. org. basique	/	/		/

Source : ADE de Buira

Tableau IV.3 : Minéralisation globale

Paramètres	1 ^{er} prélèvement (07/ 01/ 2013)	2 ^{ème} prélèvement (06/05/2013)	Normes admissibles par l'OMS	Unités
Sodium Na ⁺	/	/	100	mg/l
Potassium K ⁺	/	/	12	mg/l
Sulfate SO ₄ ⁻²	245	270	250	mg/l
Fer Fe ⁺²	/	0	200	mg/l
Manganèse Mn ⁺²	0.064	0.067		mg/l
Dureté total TH	424	452	500	mg/lcaco ₃
Dureté calcique THca	112	121.6		mg/lCa ⁺
Dureté Magnésium THMg	34.99	35.96		mg/lMg ⁺
Titre alcalin complet TAC	174.3	163.4	500	mg/lCaco ₃
Titre alcalin TA	0	0		mg/lCaco ₃
Dureté permanente	217.7	288.6		mg/lCaco ₃
Chlorures Cl ⁻	96.07	94.24	200	mg/l
Aluminium AL ⁺³	0.018	0.024	/	mg/l

Source : ADE de Buira

Tableau IV.4: Paramètres bactériologiques

Paramètres	1 ^{er} prélèvement (07/ 01/ 2013)	2 ^{ème} prélèvement (06/05/2013)	Normes admissibles L'OMS	Unité
Germes totaux à 22 C°	250	195	200 /ml	UFC/ml
Germes totaux à 37 C°	30	85	2 / ml	UFC/ml
Coliformes totaux	2	100	0 /100 ml	UFC/100ml
Coliformes fécaux	0	12	0 /100 ml	UFC/100ml
Streptocoques fécaux	0	0	0 /100 ml	UFC/100ml
A.S.R	0	0	/	UFC/1ml
	0	0	/	UFC/20ml

Source : ADE de Buira

IV.4. INTERPRETATION DES ANALYSES

IV.4.1. Paramètres organoleptiques

La couleur, l'odeur, et la saveur sont des paramètres importants dans la mesure et ils sont également l'identité de la qualité de l'eau pour un simple usager.

IV.4.1.1. Couleur

La coloration d'une eau est très souvent synonyme de la présence de composés dissous et corrélativement, la présence de solutés induit une coloration qui se ne limite pas au seul domaine du visible. Par exemple, seule l'eau distillée est parfaitement transparente dans l'ultraviolet, et ce phénomène est entre autre, exploité pour estimer la pollution organique globale.

IV.4.1.2. Odeurs et Saveur

Les principaux corps qui peuvent donner à l'eau une saveur désagréable sont : le fer, le manganèse, le chlore actif, le phénol et les chlorophénols. La saveur se développe avec l'augmentation de température.

Les odeurs sont dues, notamment : aux planctons, aux algues, le H₂S pour les eaux souterraines [3].

Exigences organoleptiques :

Paramètres organoleptiques	Limite maximale	Objectif
Couleur	15 (UCV).	< à 15 UCV.
Goût	/	Insipide.
Odeur	/	Inodore.

IV.4.2. Paramètres physico-chimiques

IV.4.2.1. Température

La température de l'eau est un paramètre de confort pour les usagers. Elle permet également de corriger les paramètres d'analyse dont les valeurs sont liées à la température (conductivité notamment). De plus, en mettant en évidence des contrastes de température de l'eau sur un milieu, il est possible d'obtenir des indications sur l'origine et l'écoulement de l'eau. Dans notre cas, le résultat des analyses des deux prélèvements estivale et hivernal ne dépasse pas la valeur admissible [4].

IV.4.2.2. Conductivité

La conductivité mesure la capacité de l'eau à conduire le courant entre deux électrodes. La plupart des matières dissoutes dans l'eau se trouvent sous forme d'ions chargés

électriquement. La mesure de la conductivité permet donc d'apprécier la quantité de sels dissous dans l'eau.

La conductivité est également fonction de la température de l'eau, elle est plus importante lorsque la température augmente. Les résultats de mesure doivent donc être présentés en termes de conductivité équivalente à 20 ou 25°C.

Le tableau suivant donne une relation proportionnelle entre la conductivité et la minéralisation des eaux naturelles :

Conductivité en $\mu\text{s.cm}^{-1}$	Minéralisation
< 100	Très faible
Entre 100 et 200	Faible
Entre 200 et 333	Moyenne
Entre 333 et 666	Moyenne accentuée
Entre 666 et 1000	Importante
> 1000.	Elevée.

D'après le tableau ci-dessus on déduit que l'augmentation de la conductivité, s'accompagne d'une augmentation de la minéralisation. Les deux valeurs de la conductivité de notre échantillon sont au-dessous de la valeur maximale admissible [3].

IV.4.2.3. Turbidité

La mesure de la turbidité permet de préciser les informations visuelles sur l'eau. La turbidité traduit la présence de particules en suspension dans l'eau (débris organiques, argiles, organismes microscopiques...). Les désagréments causés par une turbidité auprès des usagers sont relatifs car certaines populations sont habituées à consommer une eau plus ou moins trouble et n'apprécient pas les qualités d'une eau très claire. La turbidité d'une eau de boisson doit être maintenue inférieure à 5 unités NTU (Unité de Turbidité Néphélométrie). Les deux analyses effectuées en période estival et hivernal répondent aux normes requises [4].

IV.4.2.4. Potentiel hydrogène pH

Le potentiel Hydrogène est un coefficient qui caractérise l'acidité ou la basicité d'une eau. Une eau est acide si son pH est inférieur à 7, basique si son pH est supérieur à 7. Une eau est dite neutre à pH 7.

Le pH d'une eau naturelle dépend de son origine et de la nature des terrains traversés. Un pH inférieur à 7 peut provoquer une corrosion des tuyauteries métalliques. Supérieur à 8,

il entraîne une diminution de l'efficacité du processus de désinfection au chlore et peut conduire à des dépôts incrustants dans les circuits de distribution. Les eaux analysées sont conformes aux normes.

IV.4.3 Paramètres de pollution

IV.4.3.1. L'azote

Les composés azotés se trouvent sous différentes formes solubles dans les eaux résiduaires.

IV.4.3.2. Azote ammoniacal et organique

Il est représenté essentiellement par les protéines, les protides et les acides aminés. Il existe dans les eaux soit potables ou usées, avec des quantités limite.

IV.4.3.3. Nitrites

Ce sont les sels de l'acide nitreux et acide instable de formule HNO_2 , la formule de l'ion nitrite est NO_2^- . La présence de nitrites dans une eau, peut causer plusieurs maladies dans le sang, elles sont donc beaucoup plus toxiques que les nitrates.

Les résultats des deux prélèvements répondent aux normes requises [4].

IV.4.3.4. Nitrates

C'est substances chimiques naturelles qui entrent dans le cycle de l'azote. Ce sont des sels de l'acide nitrique. La formule de l'ion nitrate est NO_3^- .

La présence de nitrates dans l'eau est un indice de pollution d'origine : Agricole (engrais), urbaine (dysfonctionnement des réseaux d'assainissement) ou industrielle. Dans de nombreux pays, les eaux destinées à la consommation humaine doivent respecter des valeurs limites (par exemple 50mg/l en Algérie) pour être qualifiées de rejets. Les eaux analysées répondent aux normes requises.

IV.4.4. Minéralisation globale

IV.4.4.1. La dureté

La dureté de l'eau est essentiellement sa teneur en sels de métaux bivalents, principalement le calcium et le magnésium. Une teneur trop élevée nuit à la cuisson des légumes et la bonne utilisation des savons ordinaires. Les résultats obtenus sont conformes aux normes admissibles [4].

IV.4.4.2. Titre hydrotimétrique total (TH)

C'est la teneur globale en sels de Ca et de Mg, chaque degré hydrotimétrique correspond à une teneur de 10 mg/l de CO_3Ca . Les valeurs obtenues dans nos deux échantillons d'eau analysée ne répondent pas à la norme admissible (350 mg/l).

IV.4.4.3. Titre alcalimétrique complet (TAC)

Dureté carbonatée seulement ; chaque degré alcalimétrique correspond à 5,6 mg de CaO/l. Lorsque le pH n'excède pas 8,3, les carbonates sont présentes uniquement sous forme acide (bicarbonates). Les analyses montrent les teneurs de TAC, qui sont situés dans les normes.

IV.4.4.4. Titre alcalimétrique (TA)

Il mesure la totalité des ions hydroxydes (OH^-) et la moitié de la dose des carbonates (CO_3^-). Le titre d'alcalinité est nul pour les deux prélèvements.

IV.4.4.5. Dureté permanente

Où les carbonates, qui persistent après ébullition de l'eau et qui correspondent au sulfate de chlorure de Mg et Ca. Cette mesure est tout fois imprécise, car elle dépend des conditions de l'ébullition.

IV.4.4.6. Les chlorure Cl^-

Les chlorures existent dans toutes les eaux à des concentrations variables, ils ont pour origine : - La percolation à travers des terrains salés ;
- Les infiltrations marines ;
- Les rejets industriels et humains.

Une importante concentration en chlorures (>200 mg/l) affecte la qualité organoleptique de l'eau, surtout si les ions Cl^- sont accompagnés d'ions Na^+ .

Les chlorures sont très corrosifs ; ils sont répandus dans la nature sous forme de sels de sodium Na Cl, de potassium KCl et de calcium CaCl_2 . Les deux prélèvements sont conformes aux normes.

IV.4.4.7. Sulfates SO_4^{2-}

Ils peuvent résulter de la dissolution des sulfates de calcium (gypse), l'oxydation des sulfates (pyrite) ou de matières organiques d'origine animale. Notre prélèvement ne répond pas à la norme admissible (Norme : 250 mg/l).

IV.4.4.8. Calcium Ca^{2+}

Il est très abondant dans la croûte terrestre, mais on ne le trouve jamais à l'état libre dans la nature. Il résulte de la dissolution des roches calcaires des montagnes sous forme de carbonates (calcite organique et calcaire). Les teneurs en calcium dans nos échantillons analysés répondent aux normes requises (100 mg/l).

IV.4.5. Paramètres Bactériologiques

Les contaminations les plus fréquentes sont d'origines fécales (humaine ou animale). On doit vérifier lors des analyses l'absence des germes suivants :

- Bacille de coli ou E. Coli ;
- Entérocoque ;
- Clostridium sulfite-réducteur ;
- Bactériophages fécaux.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes et les coliformes totaux, Escherichia Coli, streptocoques fécaux et les anaérobies sulfite-réducteurs. [4]

La fiche d'analyse des deux échantillons indique des résultats qui dépassent les normes sauf pour les Streptocoques fécaux ; A.S.R et les germes totaux pour le prélèvement estival ; Coliformes fécaux pour le prélèvement hivernal).

IV.5. CONCLUSION

La qualité d'une eau ne peut pas être définie ou jugée pendant une période déterminée de l'année (deux fois par ans). Il serait préférable de faire une étude complète durant toute l'année en respectant tous les dosages systématiques de tous les éléments présents dans l'eau qu'elle soit celle des forages ou du barrage.

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

- D'une manière générale, l'eau du barrage Koudiet acerdoune est de bonne qualité physicochimique, car les paramètres analysés répondent aux normes requises pour les eaux brutes.
- Du point de vue bactériologique, l'eau du barrage est de mauvaise qualité, vue les concentrations très élevées. A cet effet, il est recommandé au service gestionnaire de procéder quotidiennement à la désinfection avant toute distribution.

A noter que, la désinfection est une opération qui permet de détruire ou d'inactiver les germes pathogènes susceptibles d'être présents dans l'eau. Elle s'effectue par l'emploi des agents chimiques comme l'ozone, l'iode, permanganate de potassium, et le chlore qui est le plus utilisé. Dans les réseaux de distribution, la dose du chlore résiduel à respecter doit être comprise entre 0,2 et 0,4 mg/l.

CHAPITRE V

POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

V.1. INTRODUCTION

La durée de vie d'un réseau et son bon fonctionnement suppose à la fois une étude rigoureuse et surtout une bonne mise en place des conduites et des accessoires auxiliaires, à savoir les vannes, clapets anti-retours...etc.

Le choix du type de pose nécessite une étude technico-économique qui doit tenir compte des facteurs suivants :

- Rapidité ;
- Qualité ;
- Economie.

Ainsi ce choix dépend d'une évaluation des contraintes suivantes :

- ✚ Les contraintes liées aux terrains et qui peuvent retarder les travaux. Ce sont essentiellement:
 - L'accessibilité de terrain d'implantation des conduites;
 - Caractéristiques topographiques et pédologiques.
- ✚ Les contraintes liées au climat :
 - Température ;
 - Pluviométrie (crues, ravinement, griffes).
- ✚ Les contraintes liées aux moyens matériels (Engins de bétonnages, de transport et d'autre).

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela, en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

V.2. DIFFERENTS TYPES DE POSE DES CONDUITES

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

V.2.1. Pose en terre

Dans la plus part des cas, les conduites sont posées en tranchée, de largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément.

Pour la même raison, on établit au droit des joints des élargissements de la tranchée appelés niches. Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant les tuyaux en fils bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points haut.

L'enfouissement des canalisations a pour objectif de les protéger contre les dégradations extérieures, conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée.

V.2.2. Pose en galerie

En général, la pose en galerie est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur tasseaux pour les grands diamètres dans le cas des galeries sèches spéciales [5].

V.2.3. Pose en mauvais terrain

Lorsque la conduite traverse des terrains marécageux, tourbeux, il faut prévoir sous les tuyaux une semelle continue en béton armé encirant la conduite pour diminuer l'effort que supportera les tuyaux et d'éviter les tassements qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints [5].

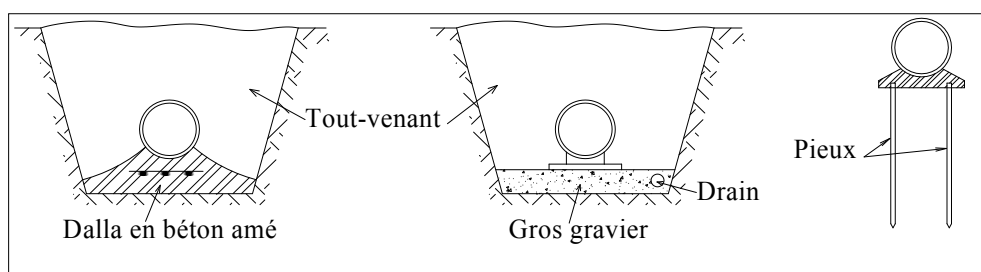


Figure V.1 : Pose de conduite en mauvais terrain

V.2.4. Pose des conduites traversées de routes

Pour protéger les conduites des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite 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
- **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 V.2 : Traversée des routes

V.2.5. Traversée des cours d'eau

Dans ce cas, les conduites peuvent emprunter le caniveau réservé sous le trottoir d'un pont-route ou peuvent être posées sur les ouvrages

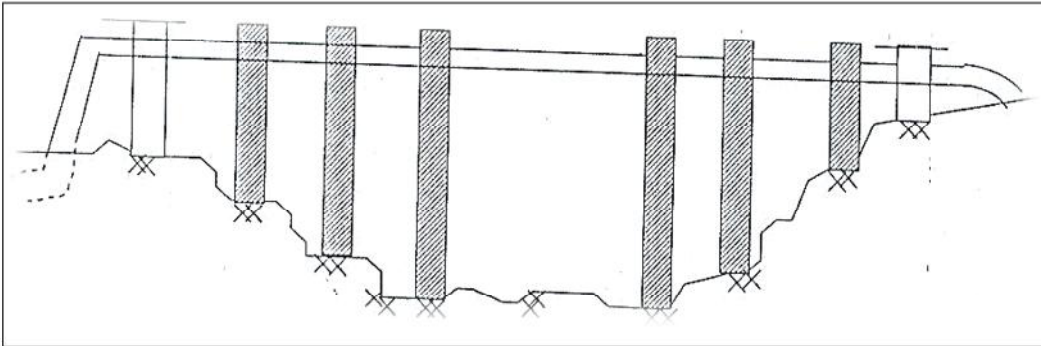


Figure V.3 : Traversée d'un cours d'eau

V.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Dans le cas où les conduites de distribution sont posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, il est en exige de poser les tuyaux d'eau potable au-dessus des tuyaux d'eau usée.

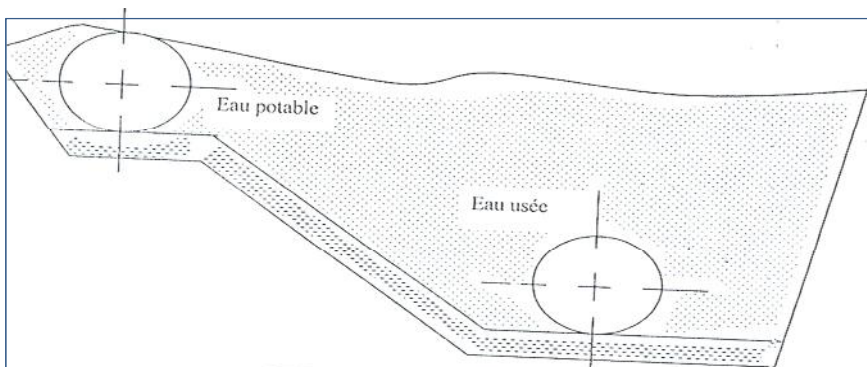


Figure V.4 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée

IV.2.7. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités où les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboitement des joints.

V.3. DIFFERENTES MISES EN PLACE DES CANALISATIONS

V.3.1. Réalisation des fouilles

V.3.1.1. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être 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 :

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

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

V.3.1.2. Profondeur de la tranchée

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges. On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D$$

Avec :

H: profondeur de la tranchée (m).

H₁: profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.

H₂: distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).

D: diamètre de la conduite (m)

V.3.1.3. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Ce lit est constitué :

- Du gravier, dans les terres ordinaires ;
- De la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- D'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

V.3.2. Préparation et pose de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

V.3.3. Epreuve des joints et canalisation principale

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.

V.3.4. Essai général du réseau

C'est une opération qui va nous renseigner sur le degré d'efficacité d'un réseau, il est procédé à une mise en pression par l'intermédiaire, des robinets, des vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Après 48 h de mise en pression, la perte de charge par rapport à la capacité de réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2% [6].

V.3.5. Remblaiement de la tranchée

La tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées, le dessus et les flancs avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec 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.

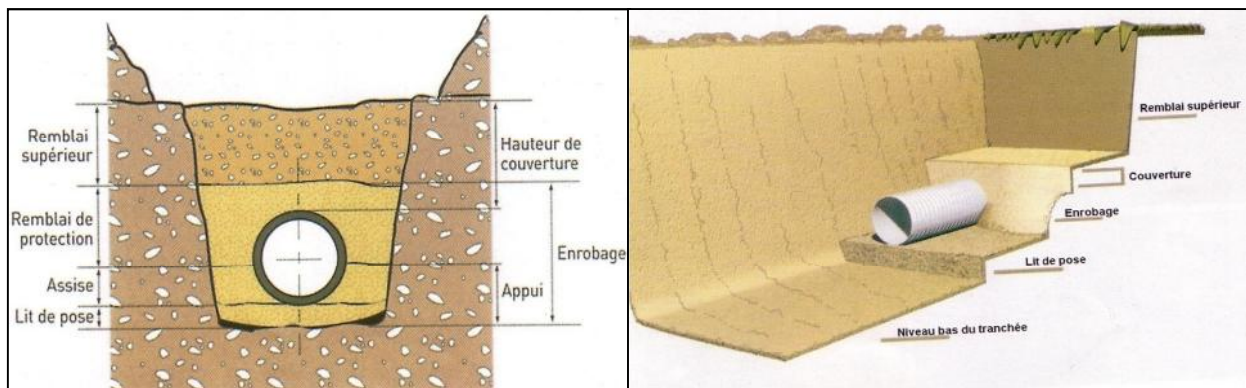


Figure V.5: Remblayage des tranchées

V.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, un rinçage à l'eau clair est effectué.

V.4. ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX

L'eau transite à travers des canalisations, des réservoirs et des pompes avant d'arriver au consommateur, son contact avec les matériaux et les équipements, peut être la cause d'entartrage et de corrosion. L'action de l'eau sur les matériaux est très variable, elle dépend de :

- La forme du matériel;
- La qualité et la composition de l'eau;
- Le régime d'écoulement de l'eau (stagnation, laminaire, turbulent) ;
- La variation de la pression et de la température;
- La nature du matériau de fabrication des conduites, de façonnage ou d'assemblage [6].

V.4.1. Entartrage

Les éléments contenus dans les eaux naturelles sont en règle général à l'état d'équilibre et stable, aux conditions de température et de pression naturelles. Si une modification des conditions naturelles a lieu, par chauffage ou variation de pression, où la concentration en matières dissoutes est augmentée par suite d'évaporation d'eau, certains éléments contenus dans l'eau peuvent atteindre leur limite de solubilité.

Elles apparaissent dans le liquide des fines particules sous forme solide, qui peuvent grossir, se rassembler et se décanter ou se fixer aux parois, ces dépôts peuvent durcir et se cristalliser pour former des tartres [6].

V.4.2. Corrosion

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant, elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforations en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, ordinairement, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal [7].



Figure V.6: Corrosion des conduites

V.5. Moyens de lutte contre la corrosion

V.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 [8].

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 [8].

b. Revêtement

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

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

c. Protection cathodique

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé[8].

V.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.

V.6. CONCLUSION

Nous avons montré la démarche à suivre pour une bonne mise en place des conduites, qui reste un facteur très important pour une adduction et une distribution adéquate. En effet, pour assurer une longue vie et un bon fonctionnement du réseau, il est indispensable d'exécuter toutes les opérations soigneusement.

Pour le choix du matériau des conduites nous préconisons le polyéthylène car il présente une meilleure résistance à la corrosion.

CHAPITRE VI

ETUDE D'ADDUCTION

VI.1. INTRODUCTION

L'adduction de l'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis le lieu du prélèvement à travers un réseau de conduite ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation.

Ces ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

VI.2. TYPE D'ADDUCTION

On distingue généralement trois types d'adduction :

- **Adduction gravitaire (sans pression) :** où l'écoulement à des pressions importantes est causé par la différence de niveau hydraulique. Dans ce cas, l'altitude de la source est supérieure à l'altitude de point de consommation et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom (c'est le principe du château d'eau).
- **Adduction par refoulement :** dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.
- **Adduction mixte :** 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.

VI.3. CHOIX DU TRACE

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

- Dans un but économique, le tracé doit être le plus court possible ayant un profil en long aussi régulier que possible ;
- Dans un but technique, et pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel, lors de la réalisation, on doit suivre les chemins existants (routes et pistes) ;
- Eviter les contre pentes susceptibles de créer des cantonnements qui sont plus ou moins difficiles à évacuer.

- Eviter les zones rocheuses, une tranchée devra être creusée.
- Les coudes doivent être largement ouvertes afin d'éviter les butées implantées et afin de minimiser les pertes de charge.

VI.4. LE CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, de ce fait le choix du matériau doit répondre à plusieurs exigences hydrotechniques et économiques :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- ✓ Du prix de la fourniture et du transport ;
- ✓ De leur disponibilité sur le marché local.

VI.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%. Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides à haute température, acides) [5]. Ces tuyaux sont réalisés par des diamètres normalisés (en mm) : 60, 80, 100, 125, 150, etc.

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont :

- ✓ 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) ;
- ✓ 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.

VI.4.1.1. Avantages 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 rigide et solide ;
- Bonne résistance aux forces intérieures.
- longue durée de vie.

VI.4.1.2. Inconvénients

- très robustes et fragiles ;
- Non disponibilité sur le marché ;
- Lourde et très chère ainsi qu'une grande sensibilité à la corrosion.

VI.4.2. Tuyaux en acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, il est utilisé dans la fabrication des tubes et raccords. C'est l'acier doux soudable.

Les longueurs courantes varient de 6 à 16 m suivants les diamètres. La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre [5]:

- 60 bars : jusqu'à 150 mm de diamètre ;
- 50 bars : jusqu'à 275 mm de diamètre ;
- 40 bars : jusqu'à 400 mm de diamètre.

VI.4.2.1. Avantages

- Les tuyaux en acier permettent une pose beaucoup plus souple : ils sont découpables, soudables et cintrables à la demande ce que permet d'approvisionner très peu de pièces spéciales.
- Le joint entre tuyauteries s'effectue par simple soudage des extrémités bout à bout.
- Peuvent supporter des pressions très importantes.
- Disponibles sur le marché.
- Assurent une bonne étanchéité.
- Plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport.
- Par leurs élasticité et plasticité (jusqu'à 50%), s'adaptent aux reliefs plus aux moins accidentés.

VI.4.2.2. Inconvénients

- Grande sensibilité à la corrosion d'où la nécessité d'assurer une protection extérieure et intérieure.
- La réalisation des branchements sur béton armé ou l'acier est difficile et coûteuse.
- Une dure de vie estimée à 20 ans.

VI.4.3. Les tuyaux en plastiques

VI.4.3.1. Les tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle)

Le PVC (ayant une longueur allant de 4 m à 6 m) présente les propriétés hydrauliques suivantes :

- Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels.
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charge 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 ;
- Pose de canalisation facile

VI.4.3.2. Les tuyaux en polyéthylène (PE) :

Sont obtenus à partir du gaz éthylène par polymérisation, suivant ce procédé on obtient PE à basse densité (BD) ou à haute densité (HD). Les points de fusion pour les deux se situent respectivement à 150°C et 130°C. Les tubes en PE ont des longueurs allant de 6 à 12 m, pour les diamètres allant de 160 à 400 mm [9].

A/. Avantages

- Elasticité et flexibilité qui leurs permettent d'absorber les affaissements des terrains éventuels, d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;
- Montage facile et rapide ;
- Légèreté (ils sont 4 fois plus légers que les tubes traditionnels) ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- Fiable au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Une faible consommation d'énergie électrique dans la station de pompage ;
- Un faible coût ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.)

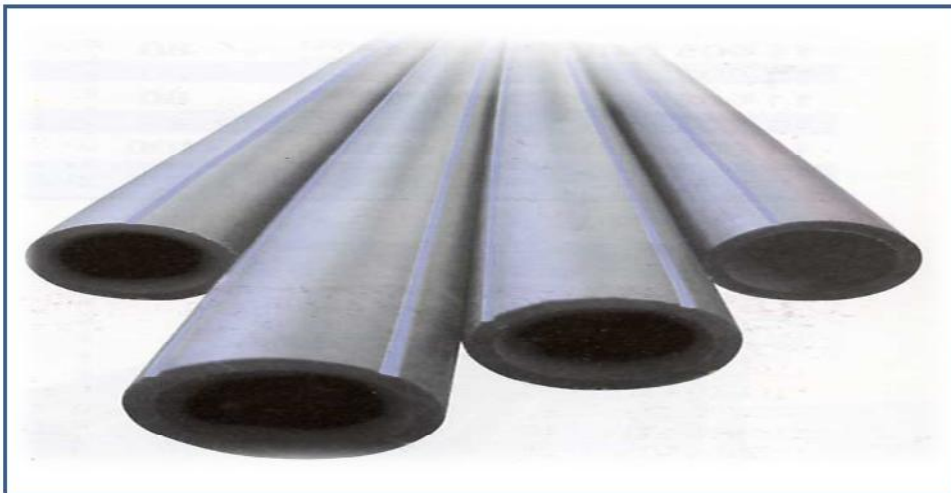


Figure VI.1 : Les tuyaux en PEHD

VI.5. COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTS TYPES DE TUYAUX

Nous avons signalés la grande diffusion des tuyaux en fonte, matériau qui fut longtemps utilisé, tant que ne furent pas mis au point les procédés permettant de lutter contre la corrosion des tuyaux d'acier. A l'heure actuelle, grâce à un enrobage soigné et à la protection cathodique bien faite, on a souvent recours au tuyau acier surtout si des mouvements du sol sont à craindre.

Avec le développement technologique dans le domaine de fabrication des tuyaux en plastiques, de nombreuses avantages commencent dans les petits diamètres, le polyéthylène surtout le PEHD, prend la place de certains tuyaux le plus utilisés (acier et fonte) dans l'adduction même la distribution car il répondre à tous les exigences technico-économiques.

VI.6. EQUIPEMENTS DES CONDUITES D'ADDUCTION

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau d'adduction nécessitent, en service normal comme en cas d'incidents, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires, dont nous résumons ci-après les principales fonctions.

VI.6.1. Vanne de sectionnement

Elle permet la vidange d'un tronçon à part.

VI.6.2. Les ventouses

Pour évacuer l'air entraîné par l'eau qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau sans pertes inutiles d'eau, on dispose des ventouses. Il est souhaitable de prévoir des ventouses aussi aux changements des pentes ainsi au cours de tracé des longues parties des conduites ascendantes ou descendantes [9].

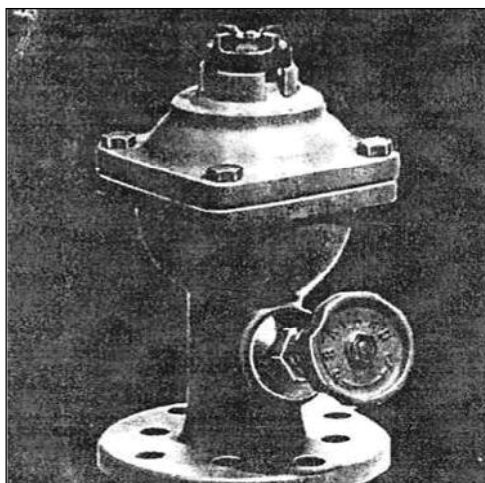


Figure VI.2 : Ventouses

VI.6.3. Robinets de décharges

Ce sont des robinets disposés aux points bas de tracé, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à des égouts voisins ; où le point bas se trouve hors de la ville dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toute pièces de ce genre sera posé à l'intérieure de regard à la maçonnerie. Cet appareil doit être facilement accessible.

VI.6.4. Clapet

Il est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé. La canalisation de refoulement à la sortie de pompes dans une station de pompage doit être munie d'un clapet.

Il est préférable l'utilisation de clapets dites soupapes d'une retenues de tuyères où la fermeture est accéléré par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet à battants. Il résulte une fermeture rapide et sans choc ; ce qui est précieux pour les protections des matériaux.

VI.7. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION

Il existe une relation à caractère économique entre les conduites de refoulement et les stations de pompage. Le but d'une étude technico-économique est d'arriver à un diamètre économique. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, l'énergie dépensée alors sera plus importante.

Il est donc recommandé, de déterminer ce diamètre économique pour la conduite de refoulement qui est la résultante de plusieurs tendances :

- Les frais d'amortissements qui sont croissants avec le diamètre et la longueur ;
- Les frais d'exploitations qui sont décroissants avec le diamètre qui augmente.

VI.7.1. Choix de la gamme de diamètre

La gamme de diamètre est déterminée par les trois formules suivantes :

- Formule générale : $D = K \cdot \sqrt{Q}$
- Formule de BONIN : Si $K = 1$ $D = 1 \cdot \sqrt{Q}$
- Formule de BRESSE : Si $K = 1,5$ $D = 1,5 \cdot \sqrt{Q}$

Avec :

D : diamètre en mètre (m) ;

Q : débit véhiculé en m^3/s .

En fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché, on choisit la valeur de diamètres qui entoure la valeur calculée, à partir des formules précédentes.

VI.7.2. Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par les frais de revient de conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, multiplié par le coefficient d'Annuité d'Amortissement « A »

$$F_{am} = P_{uc} * L * A \quad (DA)$$

Où :

P_{uc} : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements.

L : longueur de la conduite.

A : coefficient d'annuité d'amortissement donné par :

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

Avec :

i : Indice d'anuitée en Algérie ($i = 8\%$ en Algérie) ;

n : Nombre d'années d'amortissement.

Dans notre cas supposons que les prix seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui correspond à une annuité A égale à 9 % en Algérie.

VI.7.3. Evaluation des frais d'exploitations

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du kilowattheure d'électricité. Ils sont donnés par la formule suivante :

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

Avec :

F_{ex} : frais d'exploitation en dinars ;

e : tarif de l'énergie égale à 4 DA/kwh (d'après les services de SONELGAZ)

E : énergie totale consommée par la pompe

L'énergie totale dépensée par la pompe peut être évaluée en fonction de certains paramètres susceptibles de varier,

VI.7.3.1. Hauteur géométrique : Dans le cas d'une adduction par refoulement la hauteur géométrique est définie comme suit :

$$H_{\text{geo}} = (C_a + 0.5) - (C_d + 0.2)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

C_d : Côte départ (m NGA) ;

0.5 : Position de la conduite d'arrivée par rapport au trop plein du réservoir en(m) ;

0.2 : Position de la conduite de départ par rapport au radier du réservoir en (m).

C_a : Côte arrivée en (m) ;

VI.7.3.2. Calcul des pertes de charge

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites :

- Pertes de charge linéaires ou régulière (J) ;
- Pertes de charge singulières ou locales (J') ;
- Pertes de charge unitaire (j) ;

A/. Pertes de charge unitaires : ce sont des pertes de charge unitaire, dues aux frottements contre les parois des conduites .Elles sont déterminées à partir de la formule de Hazen -Williams suivante :

$$j = 1.218 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} D^{4.871}}$$

Avec :

j : Pertes de charge unitaire (m) ;

Q : débit de l'eau à véhiculer (l/s) ;

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

C_{hw} : coefficient de Hazan – Williams, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite .pour une conduite neuve $C_{hw}=136$, et pour une conduite vétuste $C_{hw}=95$.

B/. Pertes de charge linéaires

Dans ce cas la perte de charge linéaire J (m) est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire comme suit :

$$J = j * L$$

L : étant la longueur du tronçon de la conduite (m).

C/. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par la singularité (coudes, vannes, clapets et branchements).
Elles représentent 15% des pertes de charge linéaires soit :

$$J = 0.15 \times J$$

On estime la longueur équivalente due aux singularités à 10% à 15 % de la longueur géométrique de la conduite.

D/. Pertes de charges totales (H)

Les pertes de charge totales H le long de la conduite est la somme des pertes de charges linières, singulières est unitaires :

$$H = J + J$$

VI.7.3. 3. Calcul de la hauteur manométrique totale

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_{geo} + H$$

Avec :

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m)

H : Pertes de charge totales en (m) ;

H_{geo} : hauteur géométrique en (m).

VI.7.3.4. Calcul la célérité de l'onde de choc

Elle est donnée par :

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

Où :

: Masse volumique de l'eau ;

k : compressibilité volumique de l'eau ;

D : diamètre de la conduite ;

E : module d'Young de la paroi ;

e : épaisseur de la conduite (m) ;

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a (en m/s) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + K \frac{D}{e}}}$$

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

- $K = 0.50$ pour une conduite en acier ;
- $= 1.00$ pour une conduite en fonte ;
- $= 4.40$ pour une conduite en amiante ciment ;
- $= 33.0$ pour une conduite en PVC ;
- $= 555.0$ pour une conduite en PEHD ;

VI.7.3.5. Calcul la valeur du coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier se calcul par :

$$B = a * \frac{V}{g}$$

Avec :

B : valeur maximale du coup de bélier (m) ;

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

VI.7.3.6. Calcul de la puissance

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

$$P = \frac{g Q H_{mt}}{\eta} \quad (\text{Watt})$$

Avec :

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

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

H_{mt} : hauteur manométrique totale ;

η : Rendement de la pompe ($0.7 \leq \eta \leq 0.8$) dans notre cas le rendement est de 75%.

VI.7.3.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{KW/an})$$

Avec :

P : puissance de la pompe en (KW) ;

t : Nombre d'heures de pompage par jour (dans notre cas, t = 19h pour le pompage depuis la SR projetée jusqu'au réservoir de tête);

E : Energie total dépensée par la pompe en (KW/an).

VI.7.3.8. Calcul la surpression et la dépression maximale

Nous avons :

$$P_{max} = H_{geo} + B$$

$$P_{max} = H_{geo} - B$$

VI.8. ETUDE DE L'ADDITION GRAVITAIRE

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

- Le débit d'écoulement Q en m³/s ;
- La vitesse moyenne de la conduite en (m/s) ;
- Le diamètre de la conduite en mètre (m) ;
- Les pertes de charges J en (m).

VI.8.1. Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique est calculée par :

$$H_{geo} = (C_d + 0.2) - (C_a + 0.5)$$

Avec :

C_d : côte de départ (côte radier du réservoir ou de la station de pompage de départ) en (mètre) ;

C_a : côte trop plein du réservoir d'arrivée en (m) ;

0,2 : La hauteur des dépôts dans le réservoir en (m) ;

0,5 : La lame d'air en (m) ;

VI.8.2. Calcul la pression au sol

Pour que l'eau puisse rentrer dans le réservoir d'arrivée, la conduite doit assurer une pression minimale d'au moins **10m**. Cette pression au sol est donnée par l'expression suivante :

$$P_{sol} = H_{géo} - H$$

H_{géo} : hauteur géométrique ;

VI.9. 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 [5].

VI.9.1. Cas d'une conduite de refoulement

$$H_{mt} = Z_2 - Z_1 + \sum J_{1-2}$$

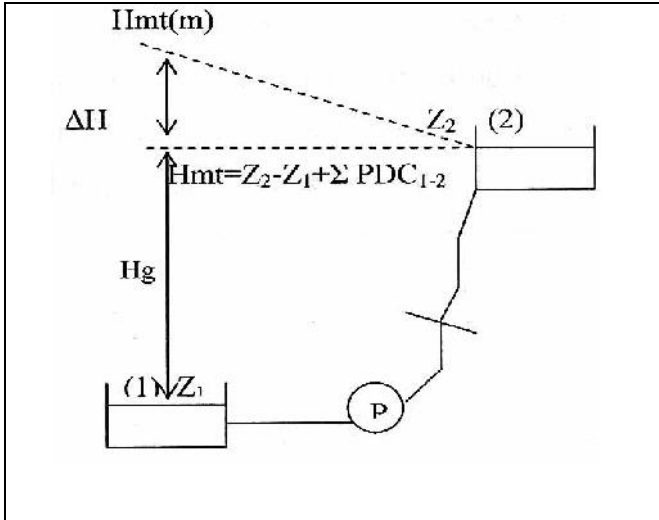


Figure VI.3 : Refoulement avec une seule conduite

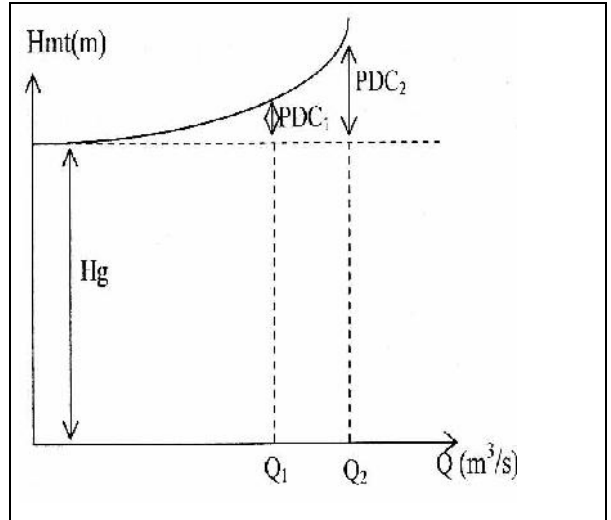


Figure VI.4 : Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

VI.9.2. Cas d'une conduite gravitaire

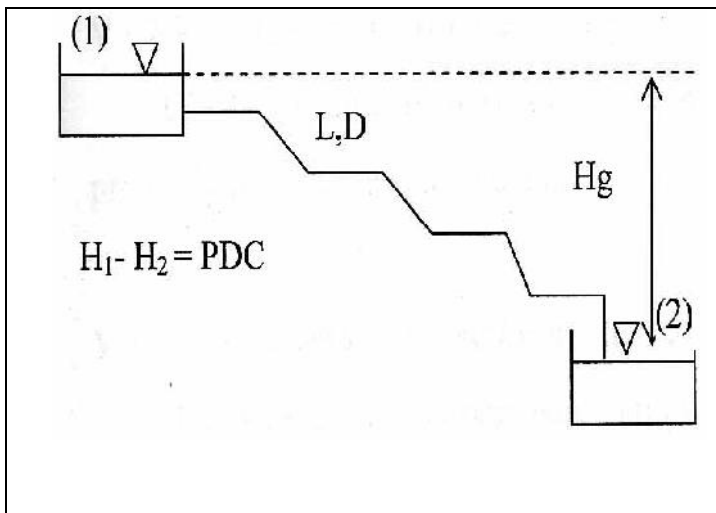


Figure VI.5. Adduction gravitaire avec une seule conduite

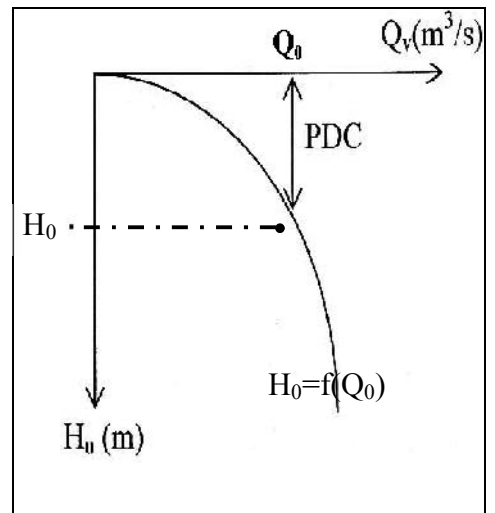


Figure VI.6. Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire

VI.10. ETUDE DU PROJET

Notre projet consiste d'une part à satisfaire tous les besoins en eau des villages de Boumahni à l'horizon 2043 en déconnectant ces villages de l'ancienne chaîne de DEM et de les alimenter à partir d'un piquage sur la conduite principale de transfert des eaux vers le flanc sud de Tizi-Ouzou à partir du barrage Koudiat Acerdoune de Bouira. D'autre part à installer un nouveau réseau d'adduction en PEHD en gardant le même tracé que les anciennes conduites.

Tableau VI.1 : Récapitulatif de la répartition de débit

Réservoirs	Villages de service	Débit destiné pour les villages		
		Cons. max. J (m ³ /j)	Cons. max. J (m ³ /s)	Cons. max. j (l/s)
Réservoir de tête Boumahni	Tous les villages	3779,6	0,044	44
R. Bouhoukal	Izimouchene Ifarhathene Ath Mammarr Igarviene Bouhoukel	1395,5	0,016	16
R. Taourirt	Ikouvaene Boumadene Tizi Ameur Bouakache	1332,09	0,015	15,42

VI.10.1. CALCUL DES CONDUITES DE REFOULEMENT

VI.10.1.1. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point de piquage (PK) situé à la côte 388 m NGA au réservoir de transit de la (SR) projetée à la côte 470 m NGA

Dans ce tronçon l'alimentation est assurée par la pression régnante dans la conduite principale de transfert des eaux du barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc sud de Tizi-Ouzou, autrement dit la côte piézométrique au niveau du point de piquage (479 m) est supérieur à la côte du réservoir d'arrivé (474 m).

Tableau VI.2 : calcul d'adduction par refoulement du pk vers le réservoir transit

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	388				m
2	Cote d'arrivée Ca	474				m
3	Hauteur géométrique H _{géo}	86,5				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	44,00				l/s
5	calcul du diamètre économique Déco.	210				mm
		315				mm
6	Choix des diamètres	200	250	315	400	mm
7	Epaisseur des conduites	18,2	22,7	28,6	36,3	mm
8	Diamètres int	163,6	204,6	257,8	327,4	mm
9	Vitesse d'écoulement de l'eau V	2,09	1,34	0,84	0,52	m/sec
TEST DE LA VITESSE		La vitesse n'est pas correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
10	coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
11	Longueur de la conduite L	3423,15				m
12	Perte de charge unitaire j		0,008	0,003	0,001	m/ml
13	Perte de charge linéaires J		28,58	9,20	2,89	m
14	Perte de charge singulières J'		4,29	1,38	0,43	m
15	Perte de charge totales h		32,86	10,58	3,33	m
16	Hauteur manométrique totale Hmt		119,36	97,08	89,83	m
17	Introduire le coefficient K	0,66				
18	Célérité de l'onde de choc a		1 336,76	1 336,75	1 336,71	m/sec
19	Valeur du coup de bélier B		182,36	114,86	71,22	m
20	n	0,75				
21	Suppression maximale Pmax		268,86	201,36	157,72	m
22	Dépression maximale Pmin		- 95,86	- 28,36	15,28	m
23	Choix de la pression nominale PN		200,00	200	200	m
24	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw	2805,48	4 340,56	6881,37	11116,05	
25	Puissance absorbée par la pompe		68,70	55,87	51,70	kw
26	Introduire l'annuité A	0,09	0,09	0,09	0,09	
27	Frais d'amortissement annuels Fam		1 337 254,92	2 120 036,55	3 424 671,59	DA

D'après le tableau ci-dessus, Le diamètre économique de la conduite reliant le point de piquage situé à la côte 388 m NGA au réservoir de la SR projetée à la côte 470 m NGA est DN 250 mm dont le matériau utilisé est le PEHD, PN16.

VI.10.1.2. Détermination du diamètre économique reliant le réservoir de la SR projetée à la côte 470 m NGA au réservoir existant 500 m³ de Boumahni situé à la côte 599 m NGA.

Les résultats de calcul d'adduction par refoulement du réservoir de transit vers le réservoir de tête de Boumahni sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.3 : Calcul d'adduction par refoulement du réservoir transit vers le réservoir de tête de Boumahni

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	470				m
2	Cote d'arrivée Ca	595				m
3	Hauteur géométrique Hgeo	125,3				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	55				l/s
5	calcul du diamètre économique Deco	234,52				mm
		351,78				mm
6	Choix des diamètres	200	250	315	400	mm
7	Epaisseur des conduites	18,2	22,7	28,6	36,3	mm
8	Diamètres intérieur	163,6	204,6	257,8	327,4	mm
9	Vitesse d'écoulement de l'eau V	2,62	1,67	1,05	0,65	m/sec
TEST DE LA VITESSE		La vitesse n'est pas correcte	La vitesse n'est pas correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
10	coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
11	Longueur de la conduite L	1373,54				m
12	Perte de charge unitaire j			0,004	0,0013	m/ml
13	Perte de charge linéaires J			5,623	1,76	m
14	Perte de charge singulières J'			0,843	0,26	m
15	Perte de charge totales h			6,466	2,019	m
16	Hauteur manométrique totale Hmt			131,766	127,319	m
17	Introduire le coefficient K	0,66				
18	Célérité de l'onde de choc a			1 336,75	1 336,71	m/sec
19	Valeur du coup de bélier B			143,58	89,02	m
20	n	0,75				
21	Suppression maximale Pmax			268,88	214,32	m
22	Dépression maximale Pmin			- 18,28	36,28	m
23	Choix de la pression nominale PN			200	200	m
24	Puissance absorbée par la pompe p			94,79	91,59	kw
25	Temps de pompage	19	19	19	19	heures
26	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw	2805,48	4340,56	6881,37	11116,05	
27	Introduire l'annuité A	0,09	0,09	0,09	0,09	
28	Pris du watt-heur	4				DA
29	Energie consommée par la pompe E			657 387,89	635198,05	
30	Frais d'exploitation annuels Fex			2 629 551,56	2540792,22	DA
31	Frais d'amortissement annuels Fam			850 665,33	1 374 150,54	DA
32	Dépenses totales annuelles			3 480 216,89	3 914 942,76	DA

A partir du tableau, on peut déduire que le diamètre économique reliant le réservoir de la SR projetée à la côte 470 m NGA et le réservoir 500 m³ existant à la côte 595 m NGA est le DN 315 mm dont le matériau utilisé est le PEHD : PN 16.

VI.10.2. CALCUL DES CONDUITES GRAVITAIRES

VI.10.2.1. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tête de Boumahni situé à la côte 595 m NGA au réservoir de transit projeté situé à la côte 459 m NGA :

Tableau VI.4 : Calcul d'adduction gravitaire du réservoir de tête de Boumahni vers le réservoir transit projeté

N°	Désignation de la variable	valeurs				Unités
1	Cote de départ Cd	595				m
2	Cote d'arrivée Ca	459				m
3	Hauteur géométrique Hgeo	135,7				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	31				l/s
5	calcul du diamètre économique Deco	176,07				mm
		264,10				mm
6	Choix des diamètres	160	200	250	315	mm
7	Epaisseur des conduites	14,6	18,2	22,7	28,6	mm
8	Diamètres intérieur	130,8	163,6	204,6	257,8	mm
9	Vitesse d'écoulement de l'eau V	2,31	1,47	0,94	0,59	m/sec
TEST DE LA VITESSE		La vitesse n'est pas correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
10	coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
11	Longueur de la conduite L	1200				m
12	Perte de charge unitaire j		0,01	0,004	0,0014	m/ml
13	Perte de charge linéaires J		15,57	5,24	1,70	m
14	Perte de charge singulières J'		2,33	0,79	0,25	m
15	Perte de charge totales h		17,90	6,02	1,95	m
16	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol		117,80	129,68	133,75	m
17	Introduire le coefficient K	0,66	0,66	0,66	0,66	
18	Célérité de l'onde de choc a		1 336,95	1 336,76	1 336,75	m/sec
19	Valeur du coup de bélier B		200,98	128,48	80,93	m
20	Suppression maximale Pmax		336,68	264,18	216,63	m
21	Dépression maximale Pmin		- 65,28	7,22	54,77	m
22	Choix de la pression nominale PN		200	200	200	m
23	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw	1786,51	2805,48	4340,56	6881,37	
24	Introduire l'annuité A	0,09	0,09	0,09	0,09	
25	frais d'amortissement		302991,84	468780,48	743187,96	DA

Le diamètre économique reliant le réservoir de tête de Boumahni situé à la côte 595 m NGA au réservoir de transit projeté situé à la côte 459 m NGA est le DN 200 mm dont le matériau utilisé est le PEHD : PN 16

VI.10.2.2. Calcul de diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de transit projeté situé à la côte 455 m NGA au réservoir de stockage Bouhoukel situé à la côte 329 m NGA :

Le calcul d'adduction gravitaire reliant le réservoir de transit projeté au réservoir de stockage Bouhoukel est présenté dans le tableau ci-après :

Tableau VI.5 : Calcul d'adduction gravitaire reliant le réservoir de transit projeté au réservoir de stockage Bouhoukel

N°	Désignation De La Variable	Valeurs				Unité
1	Cote de départ Cd	455				m
2	Cote d'arrivée Ca	325				m
3	Hauteur géométrique Hgeo	129,7				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	16				l/s
5	Calcul du diamètre économique Deco	126,49				mm
		189,74				mm
6	Choix des diamètres	110	125	160	200	mm
7	Epaisseur des conduites	10	11,4	14,6	18,2	mm
8	Diamètres intérieur	90	102,2	130,8	163,6	mm
9	Vitesse d'écoulement de l'eau V	2,52	1,95	1,19	0,76	m/sec
TEST DE LA VITESSE		La vitesse n'est pas correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
10	coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
11	Longueur de la conduite L	300				m
12	Perte de charge unitaire j			0,011	0,0038	m/ml
13	Perte de charge linéaires J			3,40	1,14	m
14	Perte de charge singulières J'			0,51	0,17	m
15	Perte de charge totales h			3,91	1,31	m
16	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol			125,79	128,39	m
17	Introduire le coefficient K			0,66	0,66	
18	Célérité de l'onde de choc a			1 337,19	1 336,95	m/sec
19	Valeur du coup de bélier B			162,31	103,73	m
20	Suppression maximale Pmax			292,01	233,43	m
21	Dépression maximale Pmin			- 32,61	25,97	m
22	Choix de la pression nominale PN			200	200	m
23	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw			1786,51	2805,48	
24	Introduire l'annuité A			0,09	0,09	
25	frais d'amortissement			48235,77	75747,96	DA

Le diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de transit projeté situé à la côte 455 m NGA au réservoir de stockage Bouhoukel situé à la côte **329 m NGA** est le **DN 160mm** dont le matériau utilisé est le **PEHD : PN 16**

VI.10.2.3. Calcul du diamètre économique reliant le réservoir de transit projeté situé à la côte 455 m NGA au réservoir de stockage Taourirt situé à la côte 417.46m NGA :

Tableau VI.6 : Calcul d'adduction gravitaire reliant le réservoir de transit projeté au réservoir de stockage Taourirt

N°	Désignation de la variable	Valeurs				Unités
1	Cote de départ Cd	455				m
2	Cote d'arrivée Ca	421,46				m
3	Hauteur géométrique Hgeo	33,24				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	14				l/s
5	calcul du diamètre économique Deco	118,32				mm
		177,48				mm
6	Choix des diamètres	110	125	160	200	mm
7	Epaisseur des conduites	10	11,4	14,6	18,2	mm
8	Diamètres intérieur	90	102,2	130,8	163,6	mm
9	Vitesse d'écoulement de l'eau V	2,20	1,71	1,04	0,67	m/sec
TEST DE LA VITESSE		La vitesse n'est pas correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
10	coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	136	
11	Longueur de la conduite L	600				m
12	Perte de charge unitaire j			0,009	0,0030	m/ml
13	Perte de charge linéaires J			5,31	1,79	m
14	Perte de charge singulières J'			0,80	0,27	m
15	Perte de charge totales h			6,11	2,05	m
16	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol			27,13	31,19	m
17	Introduire le coefficient K	0,66		0,66	0,66	
18	Célérité de l'onde de choc a			1 337,19	1 336,95	m/sec
19	Valeur du coup de bélier B			142,02	90,76	m
20	Suppression maximale Pmax			175,26	124,00	m
21	Dépression maximale Pmin			- 108,78	- 57,52	m
22	Choix de la pression nominale PN			200	200	m
23	Prix du mètre linéaire de la conduite Pw	844,3	1093,08	1786,51	2805,48	
24	Introduire l'annuité A	0,09		0,09	0,09	
25	frais d'amortissement			96471,54	151495,92	DA

Le diamètre économique retenu pour la conduite reliant le réservoir de transit projeté situé à la côte 455 m NGA au réservoir de stockage Taourirt situé à la côte 417.46m NGA est le **DN 160mm** dont le matériau utilisé est le **PEHD : PN 16**

VI.10.3. RECAPITULATIF DE L'ADDITION

Tableau VI.7 : Récapitulatif de l'adduction par refoulement

Tronçon	Mode de transfert	Matériau	Diamètre calculé (mm) D _{ext}	PN (bars)	Frais totaux (DA)
Point de piquage → SR projetée .R. Boumahni	Refoulement	PEHD	250	16	1 337254,92
SR Projetée →R.Boumahni	Refoulement	PEHD	315	16	3480216.89

Tableau VI.8 : Récapitulatif de l'adduction gravitaire

Tronçon	Mode de transfert	Matériau	Longueur de la conduite (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	PN (bars)
R .Boumahni → R .Transit projeté	Gravitaire	PEHD	1200	31,42	200	16
R .Transit projeté→R .Bouhoukel	Gravitaire	PEHD	300	16	160	16
R .Transit projeté→R .Taourirt	Gravitaire	PEHD	600	15.42	160	16

VI.11. CONCLUSION

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Les frais de réalisation s'élèvent à **5565118.49D.A.** Pour le matériau utilisé, vu l'agressivité des sols de la région, notre choix s'est porté sur le PEHD pour les avantages qu'ils présentent : la résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue...etc.

CHAPITRE VII

ETUDE DES RESERVOIRS

VII.1. INTRODUCTION

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques qui jouent un rôle très important dans le stockage et la distribution de l'eau.

VII.2. FONCTIONS DES RESERVOIRS

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation ; Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure.

Ils permettent également, une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants : - Panne électrique ;

- Remplacement d'une pompe ;
- Accident sur la conduite de refoulement quand elle se trouve à la tête du réseau ;

Les réservoirs permettent une régularité de fonctionnement des groupes de pompage et de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique ; Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint ;

Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante ; c'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison avec le réservoir principal à une cote de niveau légèrement inférieur. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. Pendant la journée, la charge diminue dans le réseau à partir du réservoir principal par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui se maintient à une pression régulière ;

Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ; aussi un rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

VII.3. EMBLACEMENT 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 :

- Pour des raisons économiques, il est préférable de placer le réservoir à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ce qu'on appelle remplissage par gravité. L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.
- En terrains accidentés l'emplacement sera sur un site dont la côte excède celle des maisons les plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.

Mais le meilleur emplacement ne peut être déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétiques, des couts, des conduites et des réservoirs et éventuellement des stations de pompage.

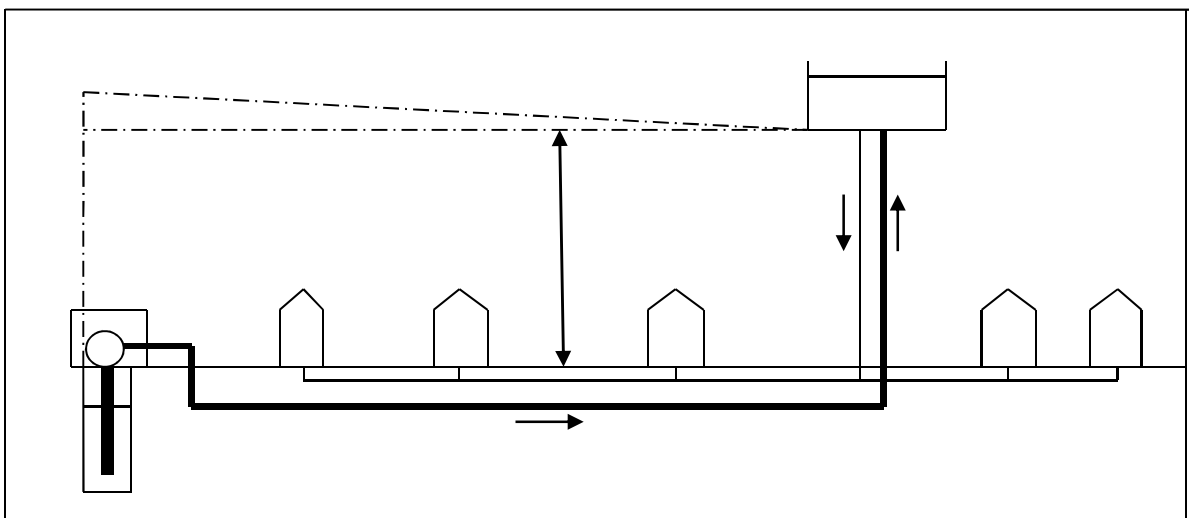


Figure VII.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

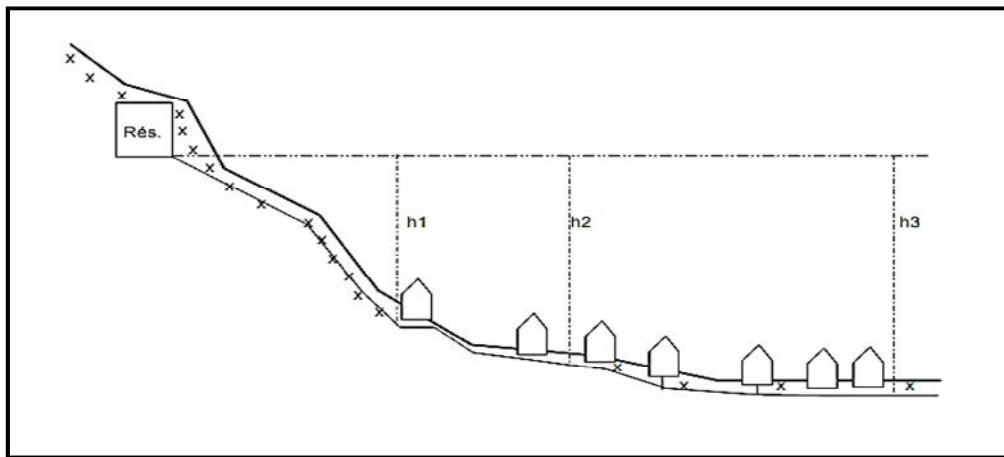


Figure.VII.2 : Emplacement du réservoir en altitude

VII.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères :

VII.4.1. Classification selon les matériaux de construction [5].

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé ou autre forme solide.

VII.4.2. Classification selon la situation des lieux [8].

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol soit :

- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi enterrés ;
- Réservoirs surélevés.

VII.4.3. Classification selon l'usage [10]

Selon leurs utilisations, les réservoirs sont classés en :

- Réservoirs d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoirs de traitement.

VII.4.4. Classification selon la forme géométrique [5].

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles des réservoirs :

- Réservoir cylindrique : lorsque la capacité est inférieure à $10\,000\text{ m}^3$;
- Réservoir rectangulaire : lorsque la capacité dépasse les $10\,000\text{ m}^3$.

Il existe aussi des réservoirs de forme sphérique ou conique.

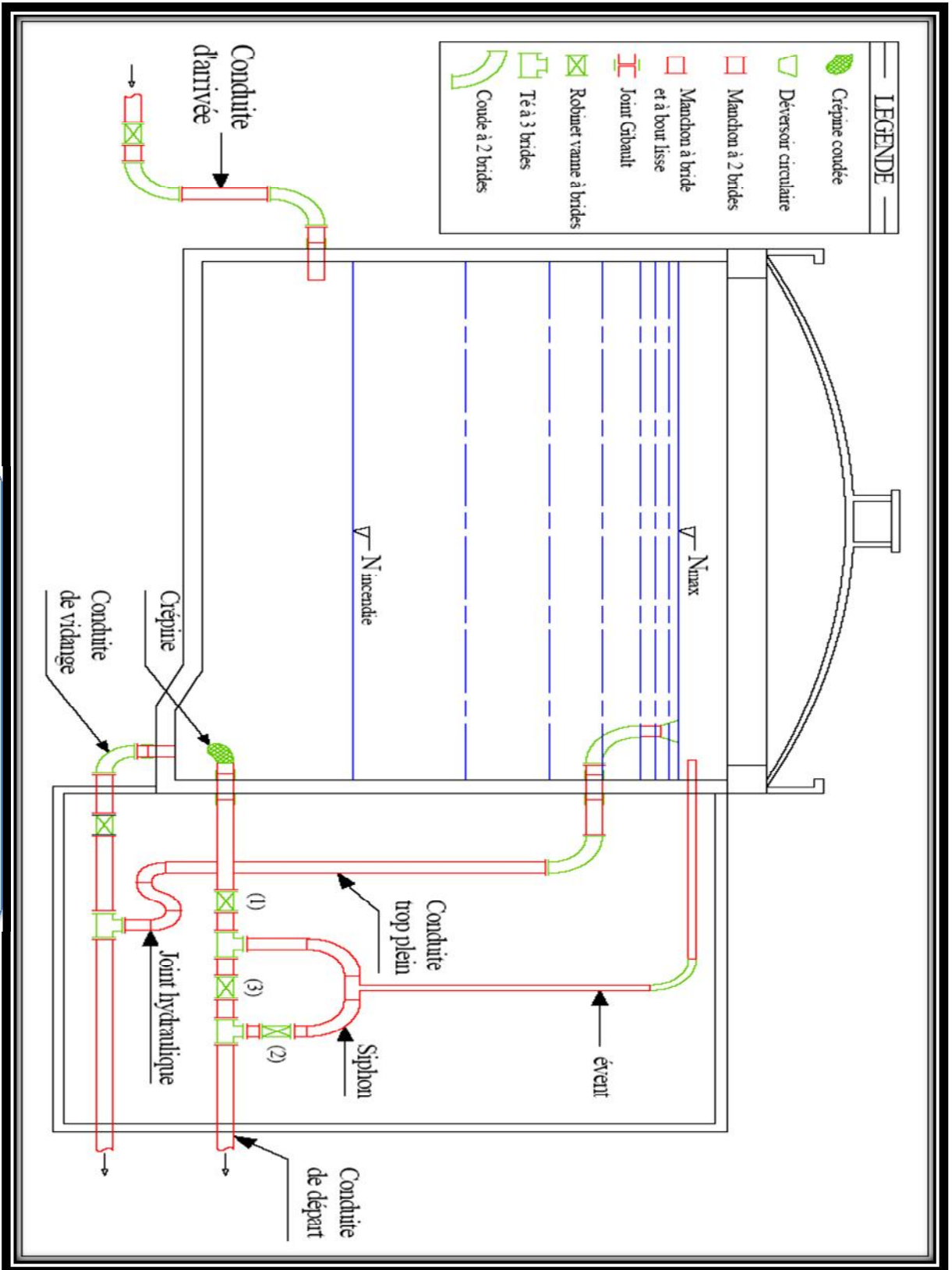


Figure VII.3 Réservoir semi-enterré

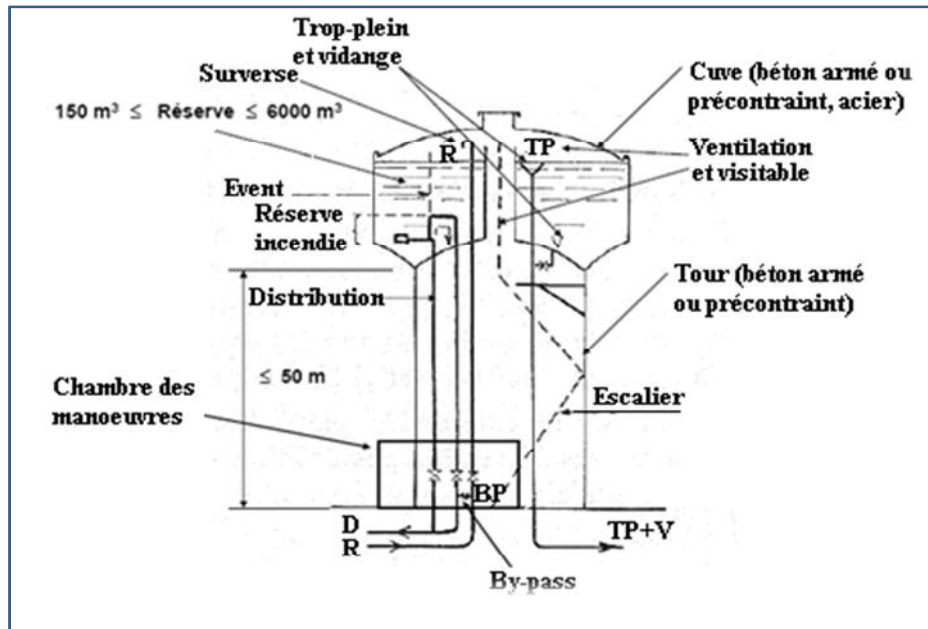


Figure VII.4 : Réservoir surélevé

VII.5. CHOIX DU TYPE DU RESERVOIR

Le choix du type de réservoir dépend surtout du facteur économique. Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présenteront par rapport au réservoir sur tour, les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Construction à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

VII.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS

VII.6.1. Généralités

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur, de plus visitables.

VII.6.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs

VII.6.2.1. Forme

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires, circulaires ou polygonaux. Ces formes permettent une construction statique sans imprévus et adaptables, une exécution solide avec des possibilités d'agrandissements ultérieurs sans difficultés majeurs.

Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des réservoirs circulaires et rectangulaires. En dépit de leurs avantages qui sont la bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, les réservoirs rectangulaires ne réalisent pas d'économie substantielle [5].

VII.6.2.2. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m, l'optimum, pour les agglomérations d'importance petite et moyenne. Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) elle peut atteindre 7 à 10 m.

Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes, peuvent être prises en considération:

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

Dans la plus part des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

VII.7. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIRS

VII.7.1 Conduite d'adduction

La conduite d'adduction (conduite d'arrivée) à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve d'arrivée son niveau maximal. L'obturation est assurée par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

VII .7.2. Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être située autant que possible à l'opposé de l'arrivée, il sera placé à 0,15 à 0,20m du fond, pour éviter d'entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir.

VII.7.3. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, elle comporte un robinet vanne. Son diamètre dépend du temps de vidange de réservoir.

VII.7.4. trop-plein

Tout réservoir doit avoir un trop-plein qui devra évacuer la totalité du débit entraînant le dépassement du niveau maximum. Elle ne comporte pas de robinet sur son parcours.

- La canalisation de trop-plein doit déboucher à un exutoire.
- Aucun trop-plein ne doit être raccordé à une conduite d'égout domestique.
- Le tuyau de trop-plein doit avoir un diamètre suffisant pour permet l'évacuation du surplus d'eau correspondant au taux maximal d'entrée d'eau dans le réservoir.

VII.7.5. By-pass entre adduction et distribution

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation des réservoirs, il est bon de prévoir une communication entre la conduite d'aménée (adduction) et la conduite de départ (distribution).

VII.7.6. Fonction réserve d'incendie

La réserve d'incendie dans un réservoir est destinée à alimenter le réseau de distribution d'un débit de 60m³/h durant 2 heures (17l/s), soit une réserve de 120 m³ [5].

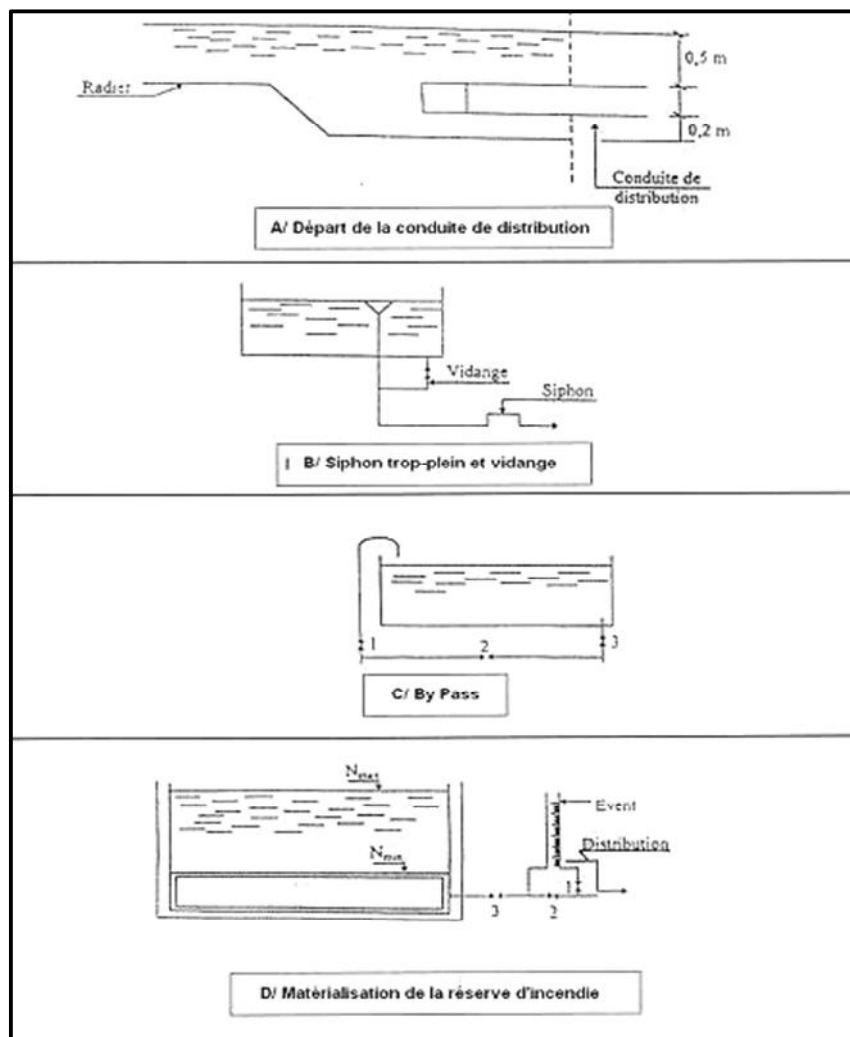


Figure VII.5 : Equipement hydraulique d'un réservoir

VII.8. EXIGENCES TECHNIQUES

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs et des exigences suivantes :

- **Étanchéité** : Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne reçoivent aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elles conditionnent. Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.
- **Durabilité** : Les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec liquide.
- **Résistance** : Les réservoirs doivent équilibrer, sur toutes leurs parties, les effets auxquels seront soumis : poids propre, effets climatique (neige, vents...etc.), effets dynamique (séisme), effet de retrait, effet de fluage, variation de température (surcharge d'exploitation).

VII.9. ENTRETIEN DU RESERVOIR

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : La corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation. Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations 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 la température et l'introduction des corps étrangers ;
- Etre à l'abri des contaminations ;
- Etre aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épais plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- Etre parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- Etre muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.

Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation

VII.11. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS

Le volume du réservoir peut se calculer du par trois méthodes : - Méthode simplifiée
 - Méthode graphique
 - Méthode analytique

VII.11.1. Méthode simplifiée

Le calcul de la capacité du réservoir doit tenir compte des facteurs suivants :

- La capacité de stockage du réservoir :
 - En admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures de réserve,
 - Le volume de stockage est de **12 heures** de réserve.
- La consommation maximale horaire en m^3/h
- La réserve d'incendie est de $120 m^3$

VII.11.1.1. Réservoir de stockage

$$CRS = Q_{maxj} \cdot 50\%$$

Ou bien

$$CRS = Q_{maxh} \cdot 12h$$

Avec :

CRS : capacité du réservoir de stockage,

$Q_{max.h}$: débit horaire maximal,

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

VII.11.1.2. Réservoir de transit

$$CRT = Q_{maxj} \cdot 8,33\%$$

Ou bien:

$$CRT = Q_{maxh} \cdot 2h$$

Avec :

CRT : capacité du réservoir de transit.

VII.11.1.3. Réservoir de transit et de stockage

$$CRTS = (Q_{maxht} \cdot 2h) + (Q_{maxhs} \cdot 12h)$$

VII.11.2. Méthode graphique

Elle représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera obtenu en valeur absolue, comme étant la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à : $|\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| = \text{Volume de réservoir}$ auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume d'incendie [11].

VII.11.3. 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 [11]

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 :

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

Et :

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

Avec :

Volume apport = Volume max journalier

Volume consommée = Volume d'apport \times ah \times 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 60 m³/h pendant une durée de deux heures, dans notre cas cette réserve sera emmagasinée au niveau du réservoir de stockage et transit de Boumahni.

VII.11.3.1. Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR projeté situé à la côte 470 m NGA

Tableau VII.1 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR projetée

Tranche horaire	Arrivée (m3/h)	Départ (m3/h)	Différence	Approximation	Cumul
0-1	157,48	198,93	-41,44	0	41,41
1-2	157,48	198,93	-41,44	-41,44	0
2-3	157,48	0	157,48	116,04	157,48
3-4	157,48	0	157,48	273,52	314,96
4-5	157,48	0	157,48	431	472,45
5-6	157,48	0	157,48	588,48	629,93
6-7	157,48	0	157,48	745,97	787,41
7-8	157,48	198,93	-41,44	704,52	745,97
8-9	157,48	198,93	-41,44	663,08	704,52
9-10	157,48	198,93	-41,44	621,63	663,08
10-11	157,48	198,93	-41,44	580,19	621,63
11-12	157,48	198,93	-41,44	538,75	580,19
12-13	157,48	198,93	-41,44	497,3	538,75
13-14	157,48	198,93	-41,44	455,86	497,3
14-15	157,48	198,93	-41,44	414,41	455,86
15-16	157,48	198,93	-41,44	372,97	414,41
16-17	157,48	198,93	-41,44	331,52	372,97
17-18	157,48	198,93	-41,44	290,08	331,52
18-19	157,48	198,93	-41,44	248,64	290,08
19-20	157,48	198,93	-41,44	207,19	248,64
20-21	157,48	198,93	-41,44	165,75	207,19
21-22	157,48	198,93	-41,44	124,3	165,75
22-23	157,48	198,93	-41,44	82,86	124,3
23-24	157,48	198,93	-41,44	41,41	82,86
Total	3779,57	3779,6	0	41,41	/

A partir du tableau précédent on déduit la capacité du réservoir de transit de la SR projetée comme suit :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Réservoir de transit de la SR		
Capacité calculé	m ³	787,41
Capacité du réservoir à projeter	m ³	800

On peut également déterminer la capacité par la méthode graphique :

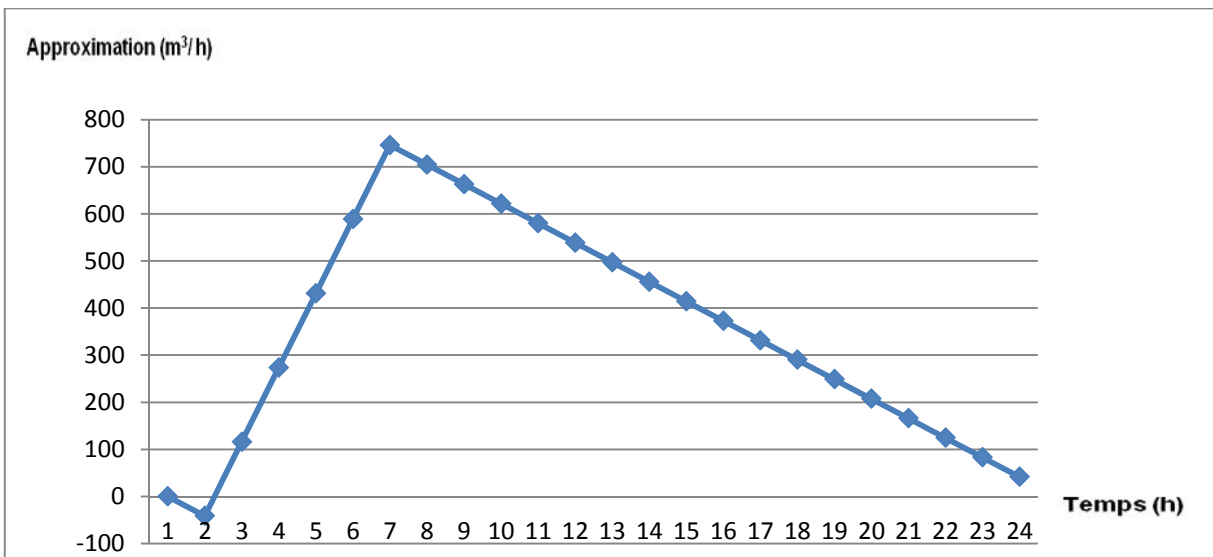


Figure VII.6 : Calcul de la capacité de réservoir de transit de la SR projeté

VII.11.3.2. Calcul de la capacité du réservoir de tête Boumahni situé à la côte 595 m NGA

Tableau VII.2: Calcul de la capacité du réservoir de tête Boumahni

Tranche horaire	Arrivée (m3/h)	Coefficient horaire	Départ (m3/h)	Différence	Approximation	Cumul
0-1	198,93	0,13	19,69	179,24	0	1466,05
1-2	198,93	0,13	19,69	179,24	179,24	1645,29
2-3	0	0,13	19,69	-19,69	159,56	1625,6
3-4	0	0,13	19,69	-19,69	139,87	1605,92
4-5	0	0,13	19,69	-19,69	120,18	1586,23
5-6	0	0,13	19,69	-19,69	100,5	1566,54
6-7	0	1	157,48	-157,48	-56,98	1409,06
7-8	198,93	3,5	551,19	-352,27	-409,25	1056,8
8-9	198,93	3,5	551,19	-352,27	-761,51	704,53
9-10	198,93	3,5	551,19	-352,27	-1113,78	352,27
10-11	198,93	3,5	551,19	-352,27	-1466,05	0
11-12	198,93	0,4	62,99	135,93	-1330,11	135,93
12-13	198,93	0,4	62,99	135,93	-1194,18	271,87
13-14	198,93	0,4	62,99	135,93	-1058,25	407,8
14-15	198,93	0,4	62,99	135,93	-922,31	543,73
15-16	198,93	0,4	62,99	135,93	-786,38	679,66
16-17	198,93	2	314,97	-116,04	-902,42	563,62
17-18	198,93	2	314,97	-116,04	-1018,46	447,58
18-19	198,93	0,5	78,74	120,18	-898,28	567,77
19-20	198,93	0,5	78,74	120,18	-778,09	687,95
20-21	198,93	0,5	78,74	120,18	-657,91	808,14
21-22	198,93	0,5	78,74	120,18	-537,72	928,32
22-23	198,93	0,13	19,69	179,24	-358,48	1107,56
23-24	198,93	0,13	19,69	179,24	-179,24	1286,8
Total	3779,6	24	3779,6	0	/	/

La capacité du réservoir de tête de Boumahni est déterminée dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Réservoir de tête de Boumahni		
Capacité calculé	m ³	1645,29
Capacité du réservoir existant	m ³	500
Déficit	m ³	1145.29
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité du réservoir à projeter	m ³	1270

 Par la méthode graphique

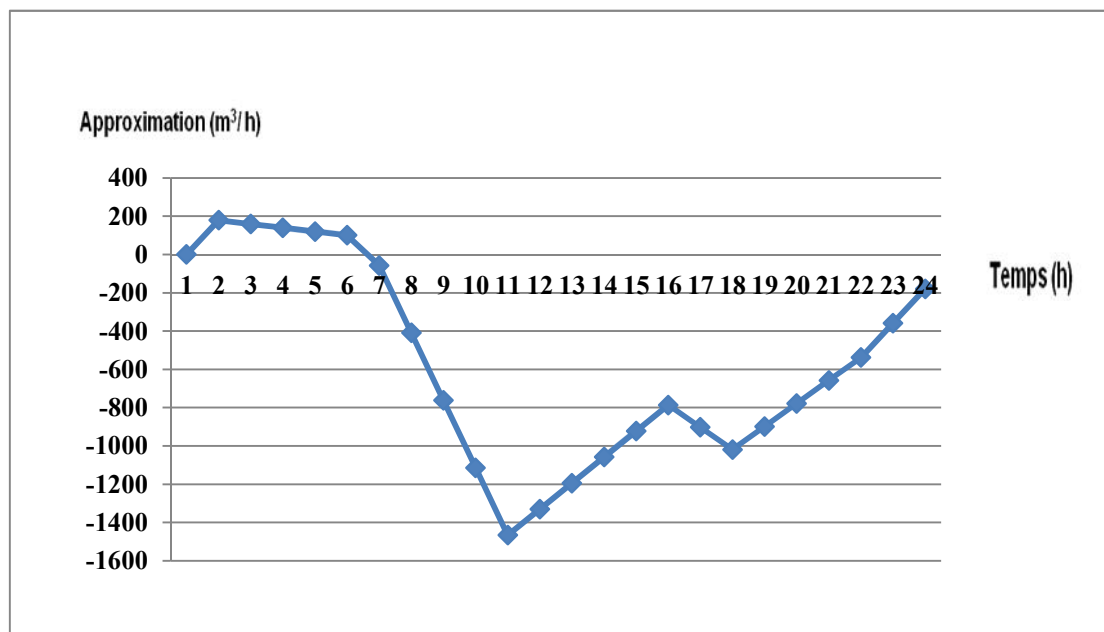


Figure VII.7 : Calcul de la capacité de réservoir de transit et stockge de Boumahni

VII.11.3.3. Calcul de la capacité du réservoir de transit projeté situé à la côte 455 m NGA

Tableau VII.3 : Calcul de la capacité du réservoir de transit projeté

Tranche horaire $\Delta h = 1h$	Arrivé m3/h	Coefficient horaire ah	Départ 1 m3/h	Départ 2 m3/h	Différence	Approximation	Cumul
0-1	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	0	636,22
1-2	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	98,97	735,19
2-3	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	197,94	834,16
3-4	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	296,91	933,14
4-5	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	395,88	1 032,11
5-6	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	494,85	1 131,08
6-7	113,11	1	57,6	55,51	0	494,85	1 131,08
7-8	113,11	3,5	201,6	194,29	-282,78	212,07	848,29
8-9	113,11	3,5	201,6	194,29	-282,78	-70,72	565,51
9-10	113,11	3,5	201,6	194,29	-282,78	-353,5	282,72
10-11	113,11	3,5	201,6	194,29	-282,78	-636,28	0
11-12	113,11	0,4	23,04	22,21	67,87	-568,42	67,87
12-13	113,11	0,4	23,04	22,21	67,87	-500,55	135,73
13-14	113,11	0,4	23,04	22,21	67,87	-432,69	203,6
14-15	113,11	0,4	23,04	22,21	67,87	-364,82	271,46
15-16	113,11	0,4	23,04	22,21	67,87	-296,96	339,33
16-17	113,11	2	115,2	111,03	-113,12	-410,07	226,21
17-18	113,11	2	115,2	111,03	-113,12	-523,19	113,1
18-19	113,11	0,5	28,8	27,76	56,55	-466,63	169,65
19-20	113,11	0,5	28,8	27,76	56,55	-410,08	226,2
20-21	113,11	0,5	28,8	27,76	56,55	-353,53	282,76
21-22	113,11	0,5	28,8	27,76	56,55	-296,97	339,31
22-23	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	-198	438,28
23-24	113,11	0,13	7,2	6,94	98,97	-99,03	537,25
Total	2714,6	24	1382,4	1 332,30	0	/	/

La capacité du réservoir de transit projeté est donnée dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Réservoir de transit		
Capacité calculé	m ³	1131.08
Capacité du réservoir à projeter	m ³	1200

 Méthode graphique

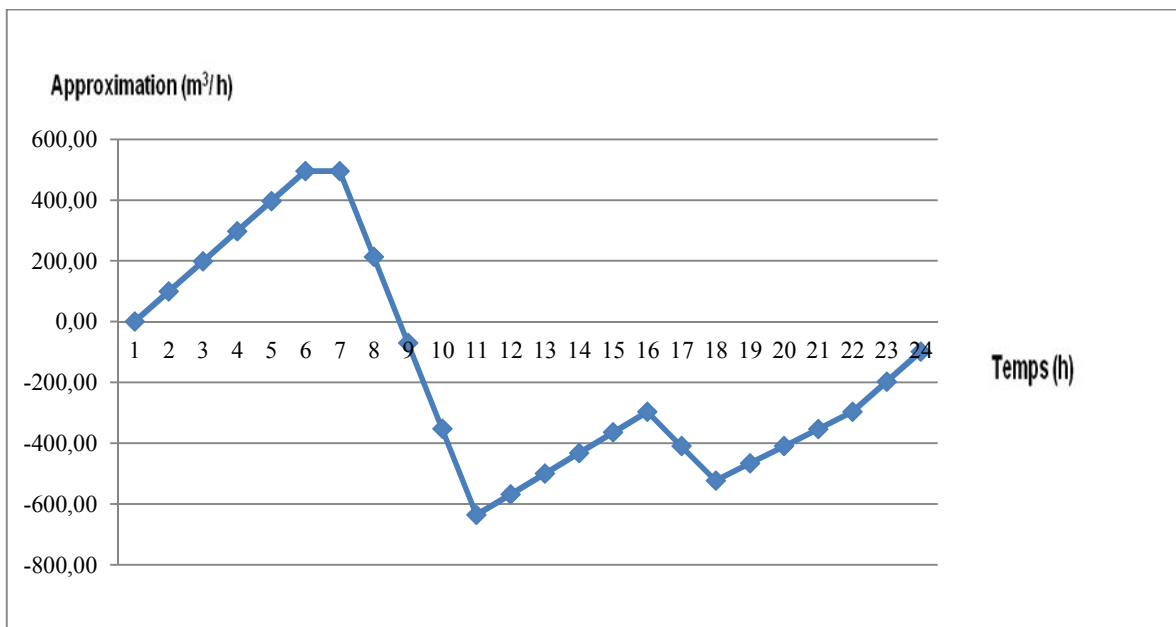


Figure VII.8: Calcul de la capacité de réservoir de transit projeté a la cote 455 mNGA

VII.11.3.4. Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Taourirt situé à la côte 440 m NGA

Tableau VII.4. Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Taourirt

Tranche horaire	Arrivée m3/h	Coefficient horaire ah	Départ m3/h	Différence	Approximation	Cumul
0-1	55,51	0,13	6,94	48,57	0	312,26
1-2	55,51	0,13	6,94	48,57	48,57	360,83
2-3	55,51	0,13	6,94	48,57	97,15	409,4
3-4	55,51	0,13	6,94	48,57	145,72	457,98
4-5	55,51	0,13	6,94	48,57	194,29	506,55
5-6	55,51	0,13	6,94	48,57	242,87	555,13
6-7	55,51	1	55,51	-	242,87	555,13
7-8	55,51	3,5	194,29	-138,78	104,09	416,34
8-9	55,51	3,5	194,29	-138,78	-34,7	277,56
9-10	55,51	3,5	194,29	-138,78	-173,48	138,78
10-11	55,51	3,5	194,29	-138,78	-312,26	0
11-12	55,51	0,4	22,21	33,31	-278,95	33,31
12-13	55,51	0,4	22,21	33,31	-245,64	66,62
13-14	55,51	0,4	22,21	33,31	-212,34	99,92
14-15	55,51	0,4	22,21	33,31	-179,03	133,23
15-16	55,51	0,4	22,21	33,31	-145,72	166,54
16-17	55,51	2	111,03	-55,51	-201,23	111,03
17-18	55,51	2	111,03	-55,51	-256,75	55,51
18-19	55,51	0,5	27,76	27,76	-228,99	83,27
19-20	55,51	0,5	27,76	27,76	-201,23	111,03
20-21	55,51	0,5	27,76	27,76	-173,48	138,78
21-22	55,51	0,5	27,76	27,76	-145,72	166,54
22-23	55,51	0,13	6,94	48,57	-97,15	215,11
23-24	55,51	0,13	6,94	48,57	-48,57	263,68
Total	1 332,30	24	1 332,30	0 /		/

La capacité du réservoir de stockage Taourirt est déterminée dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Réservoir de stockage de Taourirt		
Capacité calculée	m ³	555.13
Capacité du réservoir existant	m ³	500
Déficit	m ³	55.13
Capacité du réservoir à projeter	m ³	100

 Méthode graphique

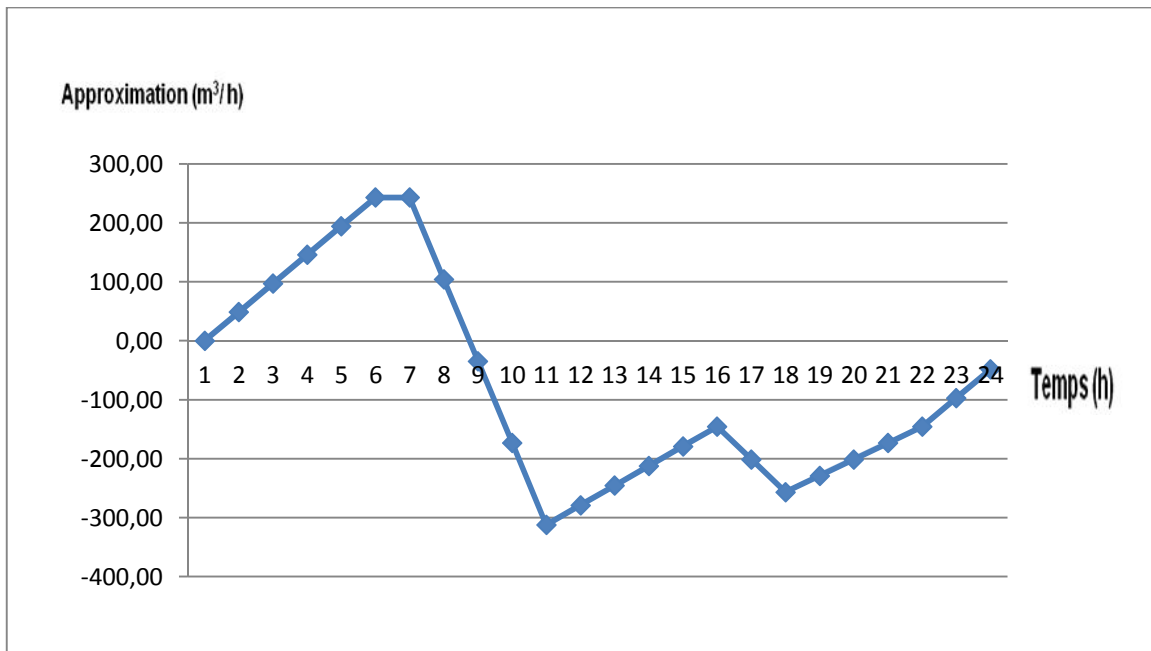


Figure VII.9 : Calcul de la capacité de réservoir de stockage Taourirt

VII.11.3.5. Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Bouhoukel situé à la côte 325 m NGA

Tableau VII.5 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Bouhoukel

Tranche horaire	Arrivée m3/h	Coefficient horaire ah	Départ m3/h	Différence	Approximation	Cumul
0-1	57,6	0,13	7,2	50,4	0	324
1-2	57,6	0,13	7,2	50,4	50,4	374,4
2-3	57,6	0,13	7,2	50,4	100,8	424,8
3-4	57,6	0,13	7,2	50,4	151,2	475,2
4-5	57,6	0,13	7,2	50,4	201,6	525,6
5-6	57,6	0,13	7,2	50,4	252	576
6-7	57,6	1	57,6	0	252	576
7-8	57,6	3,5	201,6	-144	108	432
8-9	57,6	3,5	201,6	-144	-36	288
9-10	57,6	3,5	201,6	-144	-180	144
10-11	57,6	3,5	201,6	-144	-324	0
11-12	57,6	0,4	23,04	34,56	-289,44	34,56
12-13	57,6	0,4	23,04	34,56	-254,88	69,12
13-14	57,6	0,4	23,04	34,56	-220,32	103,68
14-15	57,6	0,4	23,04	34,56	-185,76	138,24
15-16	57,6	0,4	23,04	34,56	-151,2	172,8
16-17	57,6	2	115,2	-57,6	-208,8	115,2
17-18	57,6	2	115,2	-57,6	-266,4	57,6
18-19	57,6	0,5	28,8	28,8	-237,6	86,4
19-20	57,6	0,5	28,8	28,8	-208,8	115,2
20-21	57,6	0,5	28,8	28,8	-180	144
21-22	57,6	0,5	28,8	28,8	-151,2	172,8
22-23	57,6	0,13	7,2	50,4	-100,8	223,2
23-24	57,6	0,13	7,2	50,4	-50,4	273,6
Total	1382,4	24	1382,4	0	/	/

La capacité de réservoir de stockage de Bouhoukel est déterminée dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Réservoir de stockage de Bouhoukel		
Capacité calculée	m ³	576
Capacité du réservoir existant	m ³	500
Déficit	m ³	76
Capacité du réservoir à projeter	m ³	100

 **Méthode graphique**

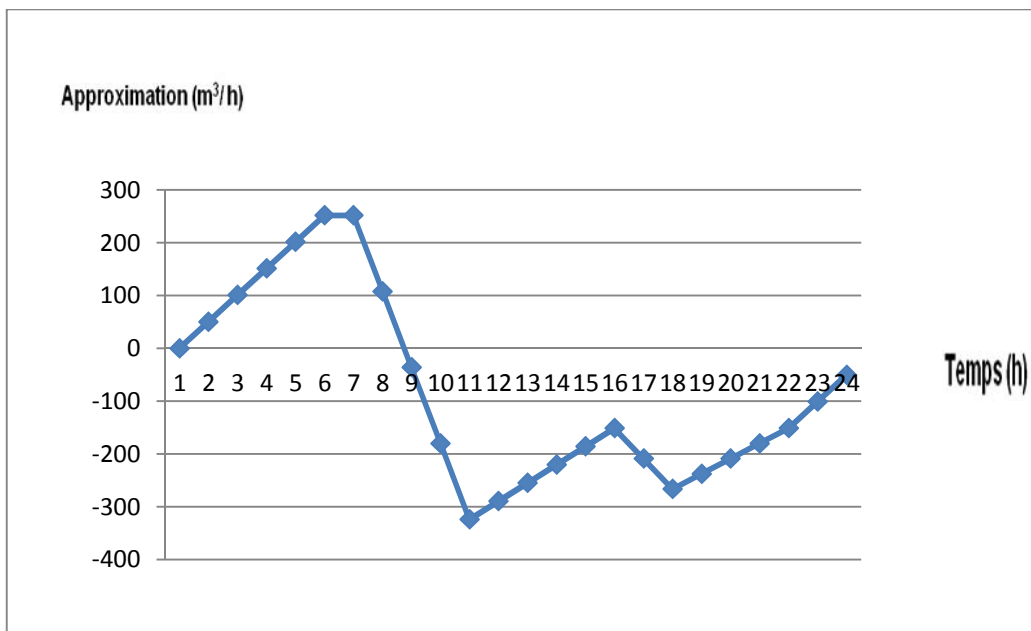


Figure VII.10 : Calcul de la capacité de réservoir de stockage

VII.12. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Après avoir déterminé les capacités des réservoirs, on calcule alors leurs dimensions à l'aide des formules suivantes :

VII.12.1. Section des réservoirs projetés

Elles sont déterminées comme suit :

$$V_R = S \cdot H$$

Ce qui donne :

$$S = V_R / H$$

Avec:

V_R : volume du réservoir projeté [m³] ;

S : section [m²] ;

H : hauteur de la lame d'eau [m].

VII.12.2. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi H}} \quad (m)$$

Avec :

D : diamètre du réservoir [m],

V_R : volume du réservoir projeté [m³],

H : hauteur de la colonne d'eau prise entre **3** et **6 m**.

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

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

Avec :

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir [m] ;

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à **120 m³**.

Les dimensions des réservoirs sont rapportées sur le tableau suivant :

Tableau VII. 6 : Caractéristiques des réservoirs projetés

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	D (m)	S (m ²)	H _{inc} (m)
Réservoir de transit de la SR projetée	800	4	15.96	200	
Réservoir de tête Boumahni	1300	4	20.34	325	0.369
Réservoir de transit projeté	1200	4	19.55	300	
Réservoir de stockage de Taourirt	100	4	5.64	25	4.8
Réservoir de stockage de Bouhoukel	100	4	5.64	25	4.8

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

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m ³)	Frais de construction des réservoirs (DA)
réservoir de transit de la SR projetée	800	20000000 DA
réservoir de tête Boumahni	1300	32500000 DA
réservoir de transit projeté	1200	30000000 DA
réservoir de stockage de Taourirt	100	2500000 DA
réservoir de stockage de Bouhoukel	100	2500000 DA
Total		87500000 DA

N.B : Les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau de la D.H.W de Tizi-Ouzou, où : 1 m³ de capacité —————> 25000,00 DA.

VII.13. CONCLUSION

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré à l'intermédiaire des réservoirs projetés, dont les caractéristiques sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Nom du réservoir	Type de réservoir	Capacité (m ³)	Localité m NGA	Frais (DA)	Frais totaux (DA)
Réservoir de transit de la SR projetée	transit	800	470	20000000	87500000
Réservoir de tête Boumahni	stockage	1300	595	32500000	
Réservoir de transit projeté	transit	1200	455	30000000	
Réservoir de stockage de Taourirt	stockage	100	440	2500000	
Réservoir de stockage de Bouhoukel	stockage	100	325	500000	

CHAPITRE VIII

ETUDE ET CHOIX DES POMPES

VIII.1. INTRODUCTION

Les pompes ou les machines à fluides sont, d'une manière générale, des appareils permettant un échange d'énergie entre le fluide et un dispositif mécanique convenable. L'énergie échangée est toujours une énergie mécanique. Suivant le mode de déplacement du liquide entre les régions d'aspiration et de refoulement son rôle consiste à relever un débit d'une zone à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression

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

VIII.2. LES DIFFERENTS TYPES DE POMPES

Selon **Bonnin** (1977), les pompes se classent en deux catégories :

- Les pompes dynamiques (turbopompes);
- Les pompes volumétriques.

VIII.2.1. Les pompes dynamiques (turbopompes)

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

- ♣ Les pompes centrifuges (à basse et haute pression), sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).
- ♣ Les pompes hélices, élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles (quelques mètres).
- ♣ Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales) [12].

VIII.2.2. Les pompes volumétriques

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

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

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

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage [12].

VIII.2.3. 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 :

- Assurer un débit Q et la hauteur H_{mt} ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Un poids faible, une anti-corrosion, non encombrement ;
- Assurer une capacité d'aspiration forte ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en séries ;
- Exploitation simple ;

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe[12].

VIII.4. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Le principe de fonctionnement se base sur une interaction de forces entre les aubes de la roue et le courant d'eau qu'il contourne. Pour:

- Une pompe centrifuge radiale, il est défini par un refoulement perpendiculaire à l'axe de la pompe, ce dernier est parallèle avec le sens de l'aspiration.
- Une pompe hélico centrifuge avec une roue semi-axiale, le refoulement se fait

parallèlement à l'axe de la pompe et à l'aspiration.

- Une pompe à hélice comportant une roue axiale, le refoulement se fait parallèlement à l'axe de la pompe et à l'aspiration.

Une pompe centrifuge est constituée par :

- Une roue à aube tournant autour de son axe ;
- Un distributeur dans l'axe de la roue ;
- Un collecteur de section croissante, en forme de spirale, appelé volute.

Le liquide arrive dans l'axe de la pompe 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 dans le collecteur où la section est croissante. L'utilisation d'un diffuseur (roue à aube fixe) à la périphérie de la roue mobile permet une diminution de la perte d'énergie.

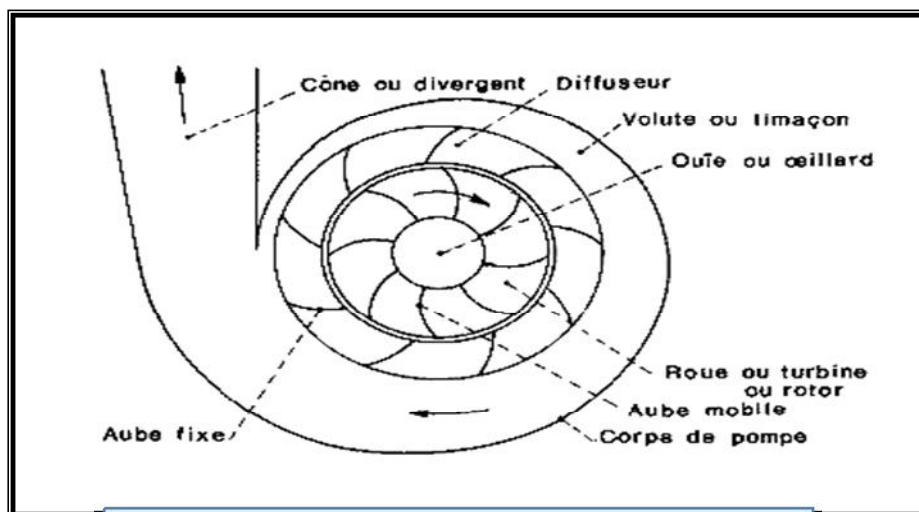


Figure VIII.1 : Constitution d'une pompe

VIII.5. Courbes caractéristiques des pompes

Le fonctionnement d'une pompe centrifuge aux différents régimes est caractérisée par une équation à trois dimensions H , Q et N difficile à interpréter. Deux auteurs, **Rateau** et **Bergeron**, ont imaginé un système à deux dimensions plus simples à manier.

Dans ce mode de représentation, on considère qu'une des trois variables H , Q et N est constante ; ce qui permet d'obtenir une équation à deux variables.

En général, c'est la variable N qui est supposée constante. Pour une pompe centrifuge on étudie les caractéristiques suivantes :

- Caractéristique $H=f(Q)$ à vitesse constante ;
- Caractéristique $P=f(Q)$ à vitesse constante ;
- Caractéristique $\eta =f(Q)$ à vitesse constante.

∞ **Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$**

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q .

∞ **La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$**

Elle présente pour chaque type de pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques. Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

∞ **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.

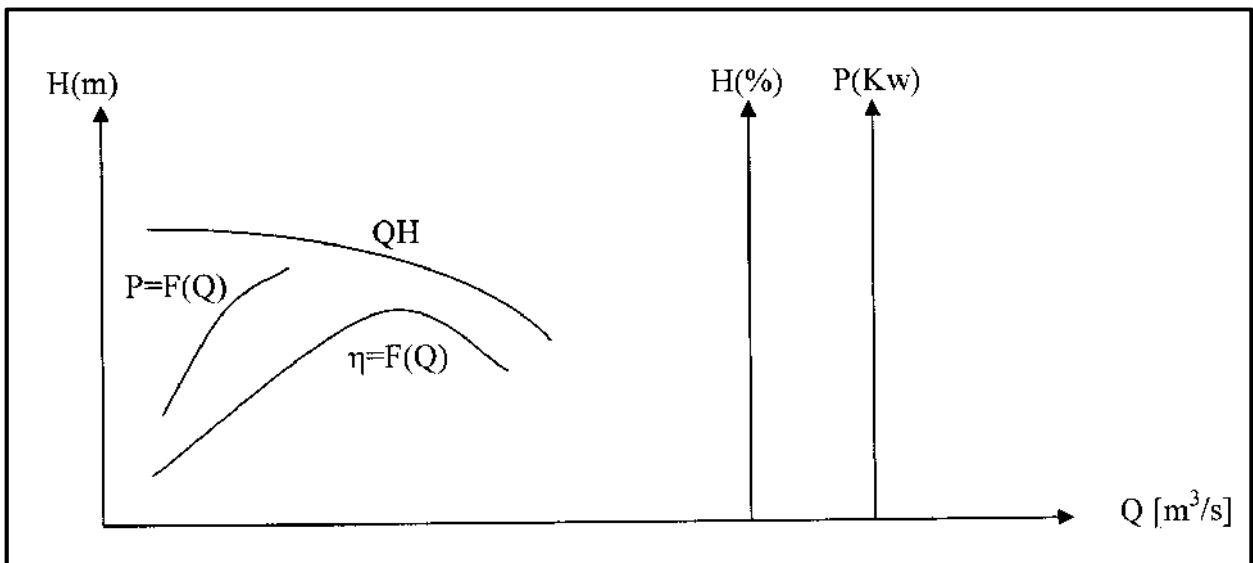


Figure VIII.2 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

VIII.6. ELEMENTS OU CRITERES DE BASE POUR LE CALCUL

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 P_u ;
- Le rendement η .

VIII.6.1. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La 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}). [12]

$$Hmt = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

VIII.6.2. La vitesse de rotation

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

Le déplacement angulaire (w) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire. [12]

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

VIII.6.3. 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 (m^3/h). [10]

- 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 :

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

VIII.6.4. Les puissances (utiles et absorbées)

On définit la puissance interne (puissance utile du moteur d'entraînement), celle disponible au niveau de l'arbre de la roue. On définit la puissance utile (puissance hydraulique), celle reçue effectivement par le fluide en sortant de la pompe. [9]

Elle s'exprime par

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

Avec :

P : la puissance utile on WATT

ρ : La densité en (kg/m^3)

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

Q : est le débit volume en m^3/s

H : la hauteur manométrique (m.c.e)

VIII.6.5. 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 :

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

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

VIII.7. 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.7.1. 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.

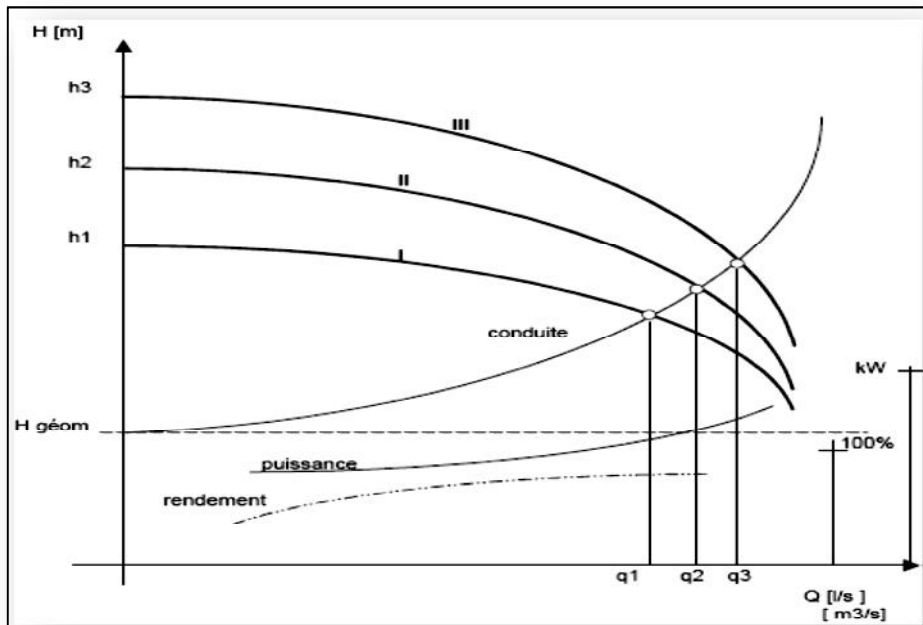


Figure VIII.3 : Couplage en série

VIII.7.2. Couplage en parallèle

- * 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.

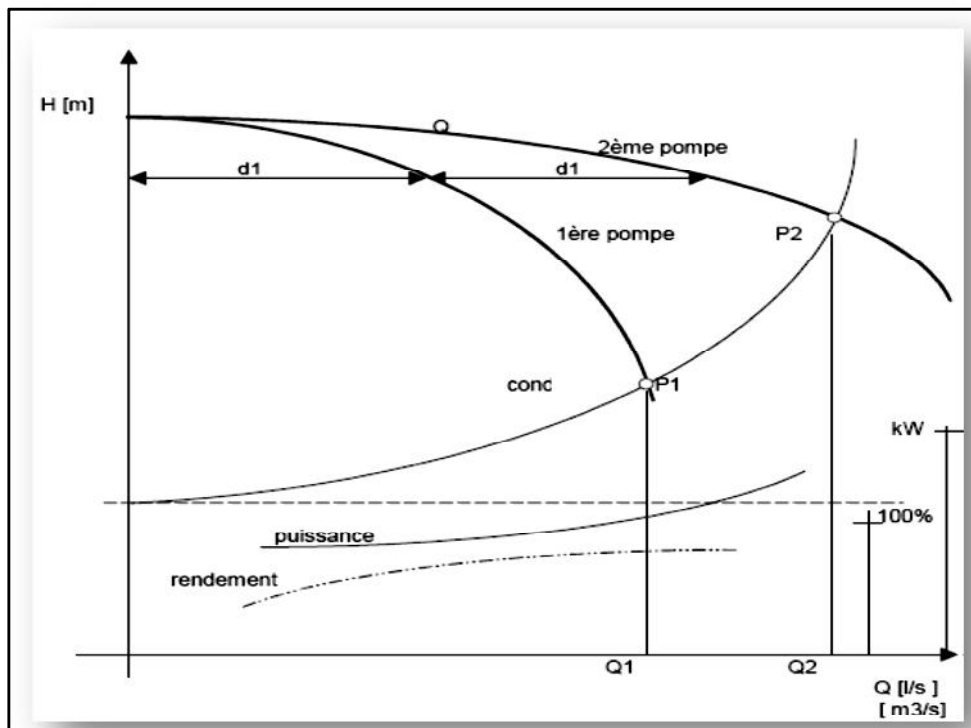


Figure VIII.4 : Couplage en parallèle

VIII.8. POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE

Le point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite est défini par un débit « Q » et une hauteur « H », il 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.

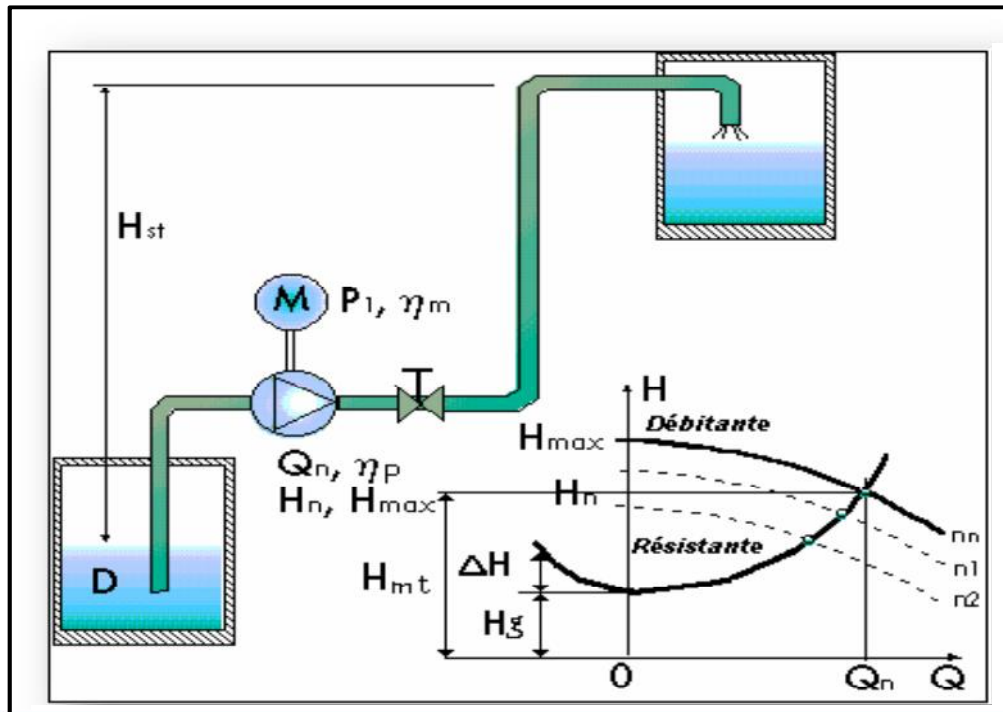


Figure VIII.5 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

VIII.8.1. 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.8.1.1. 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.8.1.2. 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.8.1.3. Réduction du temps de pompage

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

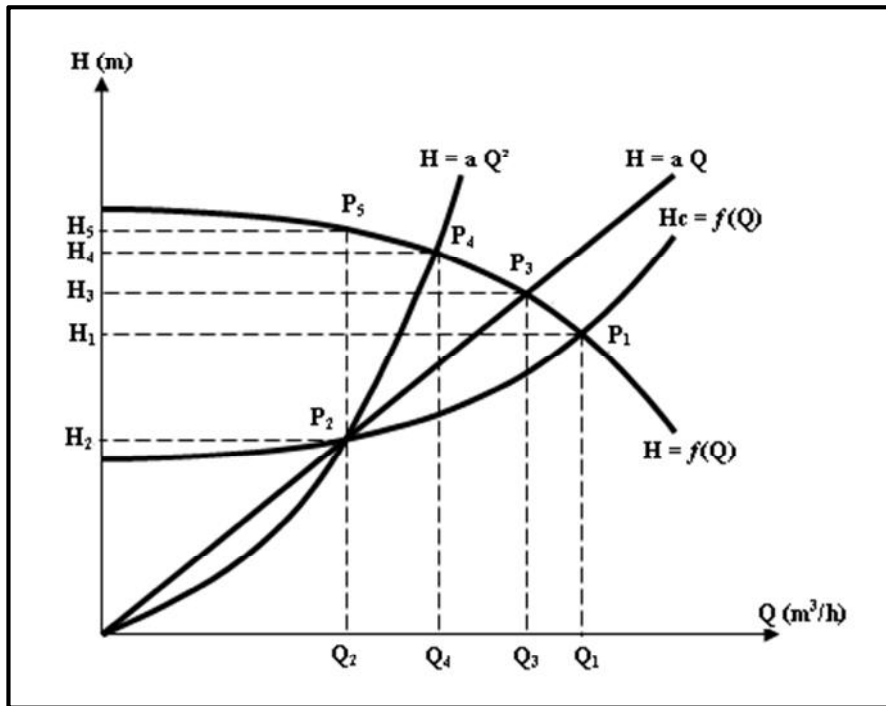


Figure VIII.6 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe

VIII.9. COURBES CARACTERISTIQUES D'UNE CONDUITE

Connaissant les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre, rugosité des parois) et des accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour différents débits possible qui la traversent, les pertes de charges totales :

$$\Delta H = 1,15 \lambda \frac{L}{D} \frac{V_m^2}{2g}$$

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

$$Q = V_m S \Rightarrow V_m = \frac{Q}{S}$$

$$\text{Avec: } S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow V_m = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur : $H = 1,15 \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 D^5 g} = K Q^2$

Donc :

$$H = K Q^2$$

Avec :

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

Avec : L : longueur de la canalisation en (m) ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

Vm: vitesse moyenne de l'écoulement en (m/s) ;

λ : Coefficient de perte de charge (sans dimension) ;

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

VIII.10. PHENOMENE DE CAVITATION

Si en un point de l'écoulement la pression absolue tombe au-dessous de la pression de saturation (tension maximale de vapeur P_s) du liquide à la température correspondante, il se forme des bulles de vapeur (ébullition sous basse pression). C'est le phénomène de cavitation

La formation, dans la région de basse pression à l'entrée des aubes, la croissance et l'écrasement (ou implosion), dans la région de de forte pression à la sortie des aubes, des bulles de cavitation sont accompagnées de phénomènes dérivés : mécaniques, acoustiques et thermodynamiques. La condition de l'existence de ce phénomène peut s'exprimer par :

$$P_{\min} < P_s \text{ (pression absolue minimale} < \text{pression de saturation. [2]}$$



Figure VIII.7: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

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

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

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

Le $NPSH_d$ sera 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 :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\varpi} = \left(Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} \right) + J_a$$

$$\frac{P_1}{\varpi} = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - J_a$$

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 :

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\varpi} - h_v = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v$$

Le terme $(Z_0 - Z_1)$ 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 , $(Z_0 - Z_1)$ est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v) - \frac{V_m^2}{2g}$$

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);

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

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\varpi} - h_v$$

Où :

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

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

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho} + Ha - Ja - h_v + \frac{V_m^2}{2g}$$

Pour les réservoirs ouverts, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10m), et en négligeant le terme : $\frac{V_m^2}{2g}$ (faible vitesse) l'expression devient :

$$NPSH_d = 10 + Ha - Ja \quad [m]$$

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

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

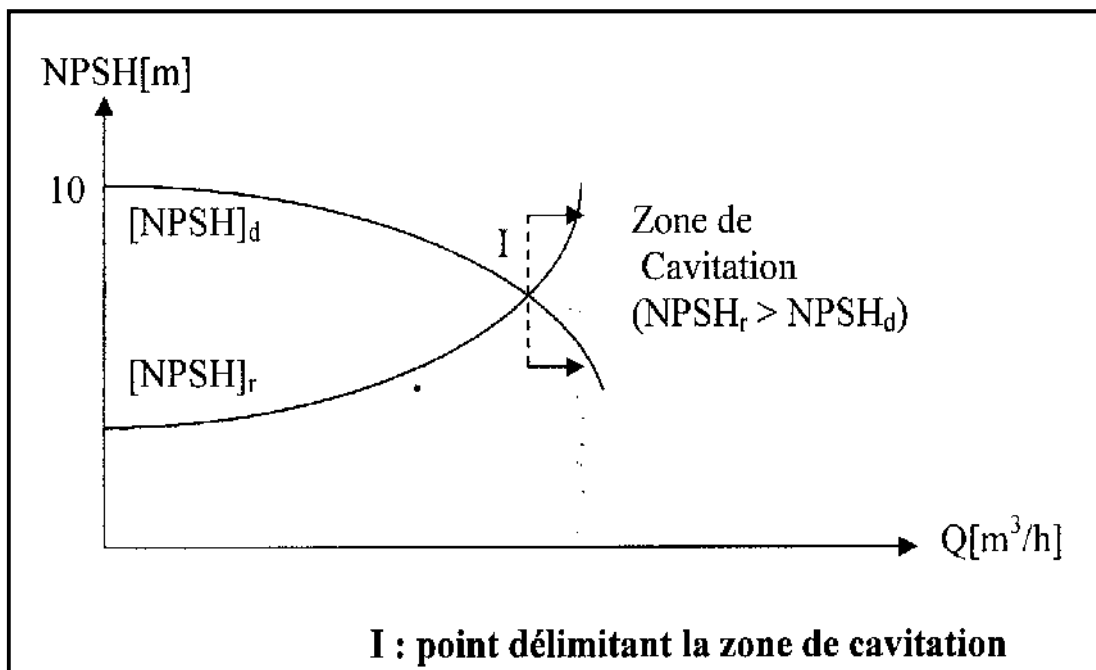


Figure VIII.8: Courbes NPSH

VIII.11. AMORÇAGE DES POMPES CENTRIFUGES

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

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

On distinguera trois types d'amorceur :

VIII.11.1. Amorceur à gaz d'échappement

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

VIII.11.2. 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.11.3. 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.11.4. 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.12. CAS DES POMPES VERTICALES

Lorsque des pompes sont destinées à fonctionner noyées, il suffit de descendre l'engin (pompe ou groupe motopompe immergée) à une profondeur suffisante dans le puits ou forage, de façon qu'à l'arrêt le niveau statique dans l'ouvrage de captage soit situé au-dessus de la pompe. Ainsi la pompe est pleine d'eau est toujours amorcée, elle peut donc démarrer sans aucun artifice.

VIII.13. ETUDE ET CHOIX DES POMPES

VIII.13.1. Elévation de la station de reprise SR projetée à la côte 470 m NGA vers le réservoir de stockage et de transit de Boumahni

- Débit à relever : **198 m³ / h**
- Hauteur manométrique totale d'élévation : **Hmt = 131.77 m**
- Hauteur géométrique : **125.3 m**
- Longueur de la conduite : $L = 1373,54 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D = 257.8 \text{ mm}$ ($D_{\text{ext}} = 315 \text{ mm}$) ;
- $\lambda = 0,0155$

VIII.13.1.1. Choix de la pompe

En tenant compte du débit Q , de la hauteur manométrique, nous avons choisi du catalogue des pompes **Jeumont Schneider** donné par la **DHW (Annexes G, H)**, une pompe multicellulaire de type **100 NM** à 3 étages plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : **$N = 2950 \text{ tr /mn}$**
- Diamètre de la roue : **$D = 219 \text{ m}$**
- Rendement maximal : **$\eta = 71 \%$**

VIII.13.1.2. Caractéristiques de la pompe

Q (m³/h)	0	50	100	150	200
Hmt (m)	205	201	192	170	130

VIII.13.1.3. Caractéristiques de la conduite

Equation de la conduite de refoulement :

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} Q^2$$

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + KQ^2$$

Avec :

$$H_g = 125.3 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 257.8 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,0155$$

$$L = 1373,54 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,0155 \cdot 1373,54}{9,81 \cdot \pi^2 \cdot (0,2578)^5}$$

$$K = 1778.35 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

$$\text{Alors : } H_{mt} = H_g + KQ^2$$

$$H_{mt} = 125.3 + 1778.35 Q^2$$

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200
Hmt (m)	125.30	125.64	126.67	128.39	130.79

Soit P_1 le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 198 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_1 = 131.77 \text{ m} \\ \eta_1 = 71 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

P_2 est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$\left. \begin{array}{l} Q_2 \approx 203.33 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 130 \text{ m} \\ \eta_2 = 65.5 \% \end{array} \right\}$$

Le point de fonctionnement P_2 se trouve décalé du point désiré P_1 . Pour amener cette pompe à la donnée de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

1^{ère} possibilité

Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- **Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :**

$$V = Q_1 \cdot t = 198 \cdot 19$$

$$V = 3762 \text{ m}^3$$

- **Le temps de pompage de débit Q_2 est :**

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{3762}{203.33} = 18.50 \text{ h}$$

$$t = 18,50 \text{ h}$$

- **La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :**

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \cdot 203.33 \cdot 130}{3600 \cdot 0.655}$$

$$P_1 = 109,97 \text{ KW}$$

- **Majoration de 10% :**

$$P_1 = 109.97 \cdot 1,10$$

$$P_1 = 120.97 \text{ KW}$$

- **Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90 %) :**

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{120.97}{0,9} = 134,41 \text{ KW}$$

- **Dépense journalière en énergie électrique (DA) :**

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 134,41 \times 18.50 \times 4,2$$

2^{ème} possibilité

$$\text{Frais} = 10443,74 \text{ DA}$$

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer des pertes de charges

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 137.33 - 131.77 = 3.56$$

$$J = 3.56 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égal à 19 h et le débit $Q_1 = 198 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \times 198 \times 137,33}{3600 \times 0,71} = 104,36$$

$$P_2 = 104,36 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 104,36 \times 1,10 = 114,79$$

$$P_2 = 114,79 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est 90%) :

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{114,79}{0,9} = 127,54 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 127,54 \times 19 \times 4,2$$

$$\text{Frais} = 10177,69 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désiré (P_1), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine (0,0) et le point P_1 désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_F = 201,33 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 133,33 \text{ m} \\ \eta_F = 70 \% \end{array} \right.$$

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

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée

m : coefficient de rognage

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{131,77}{133,33}} = 0,99$$

$$m = 0,99$$

- **Le pourcentage de rognage**

$$(1 - m) \times 100 = (1 - 0,99) \times 100$$

$$\% = 1\%$$

$R < 10\% \Rightarrow$ Le rognage est acceptable

- **Le temps de pompage : 19 h**
- **La puissance absorbée par la pompe :**

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_F \cdot H_F}{3600 \cdot \eta_F} = \frac{9,81 \cdot 201,33 \cdot 133,33}{3600 \cdot 0,70}$$

$$P_3 = 104,5 \text{ KW}$$

- **Majoration de 10% :**

$$P_3 = 104,5 \times 1,10 = 114,95$$

$$P_3 = 114,95 \text{ KW}$$

- **Puissance absorbée par le moteur (le rendement du moteur est de 90%) :**

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{114,95}{0,9} = 127,72 \text{ KW}$$

- **Dépense journalière en énergie électrique (DA) :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \text{ moteur. t. Prix} = 127,72 \times 19 \times 4,2$$

$$\text{Frais} = 10192,05 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Possibilité	Dépense journalière d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	10443,74 DA
Vannage	10192,05 DA
Rognage	10123,42 DA

Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (Rognage de la pompe) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

CHAPITRE IX

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

IX.1. INTRODUCTION

Le réseau d'alimentation en eau potable peut connaître plusieurs détériorations dont certaines sont dues au coup de bélier.

Ce phénomène à plusieurs manifestations destructives doit impérativement être atténué pour assurer une longue durée de vie du réseau, cela fera l'objet de ce chapitre.

IX.2. DEFINITION

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par toutes modifications rapides dans le régime d'écoulement d'une conduite en charge, qui engendre une série d'ondes qui se propagent le long de cette conduite. Ces ondes se traduisent par des alternations de surpressions et de dépressions (qui se traduisent par des cavitations) par rapport à la pression de service. Ces ondes seront amorties peu à peu par les frottements (pertes de charge).

Les causes principales de ce phénomène sont :

- Fermeture ou ouverture instantanées d'une vanne ;
- Démarrage d'une pompe ;
- Arrêt brusque du groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir.

Lorsque le coup de bélier atteint des valeurs de pression très élevées il provoque :

- Un écrasement de la conduite dans le cas de dépression ;
- Un déboîtement des conduites suite à la rupture et à la détérioration des joints ;
- Un éclatement de la conduite par surpressions ;
- Des détériorations des accessoires (GEP, vannes...).

IX. 3. ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE

Dans le cas d'une conduite de refoulement en fonctionnement permanent, dont le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction, en admettant une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau et en supposant que la colonne liquide est constituée de tranches infiniment rapprochées.

Au moment où survient l'arrêt brusque, quatre phases peuvent être alors envisagées [5] :

a. Première phase

L'eau continue 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 des diminutions élastiques de son diamètre, l'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse "a", et si la distance entre la pompe et le réservoir est "L", le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est : $\frac{L}{a}$.

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression, et l'eau est immobile.

b. Deuxième phase

Grace à son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. A partir du réservoir les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre et au bout de temps $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $2 \frac{L}{a}$ depuis l'origine). Toute l'eau est redescendue et se trouve arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui c'est bien sûr s'est fermé.

c. 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 de temps $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $3 \frac{L}{a}$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

d. 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 $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $4 \frac{L}{a}$ depuis l'origine) nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de disjonction de moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

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. 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 de coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

Avec :

K : Coefficient dépendant du matériau de la conduite (K = 0,66 pour le PEHD) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en mm ;

e : Epaisseur de la conduite en mm

IX.5. CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BELIER

IX.5.1. Cas de fermeture brusque $t < \frac{2L}{a}$

La valeur de coup de bélier est égal à :

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad \text{Formule de JUKOWSKI.}$$

Avec :

b : Valeur de coup de bélier exprimée en m de hauteur d'eau ;

V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur égale 9,81 m/s² ;

a : Célérité de propagation des ondes (m/s).

IX.5.2. Cas de fermeture lente $t > \frac{2L}{a}$

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad \text{Formule de MICHAUD.}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en m ;

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à la longueur « L » et la vitesse de l'eau dans la conduite.

✚ Valeur numérique de la pression maximale et minimale

- **Cas de surpression** : La valeur maximale est égale :

$$P = H_0 + \frac{a V_0}{g}$$

- **Cas de dépression** : La valeur minimale de la pression est égale :

$$P = H_0 - \frac{a V_0}{g}$$

Où :

H_0 : Est la pression de service (avant l'apparition de 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 [5].

IX.6.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est une masse tournante lié à l'arbre de la pompe, il a pour but de prolonger la période d'arrêt en augmentant l'inertie des pompes grâce à l'énergie cinétique accumulée.

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 [2].

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.

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.

IX.6.4.1. Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix portera sur ce dispositif [5].

IX.6.4.2. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

On distingue trois méthodes de calcul:

- **Méthode de Vibert** : c'est une méthode qui donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.

- ♦ **Méthode de Puech et Meunier** : elle permet de déterminer le volume des ballons de protection.
- ♦ **Méthode de Bergeron** : La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

IX.6.4.3 Méthode de calcul

Pour protéger les conduites contre la dépression nous calculerons à l'aide de la méthode de **Puech** et **Meunier** le volume d'air U_0 en régime normal afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

Pour le dimensionnement d' U_0 , nous tracerons l'épure de **Bergeron** au niveau de la pompe qui détermine à la fois la dépression et la surpression.

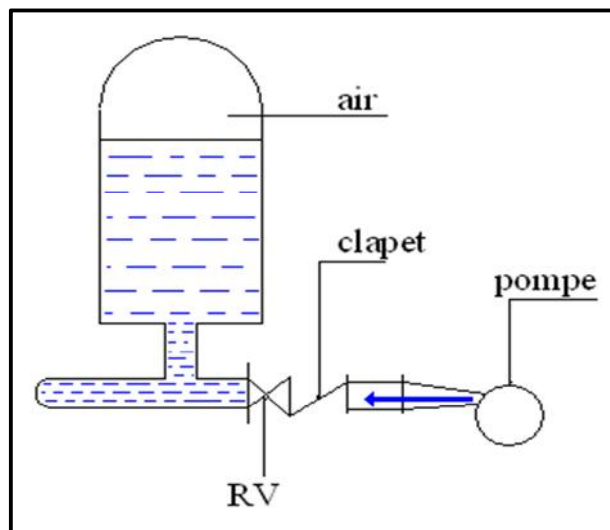


Figure IX.1: Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

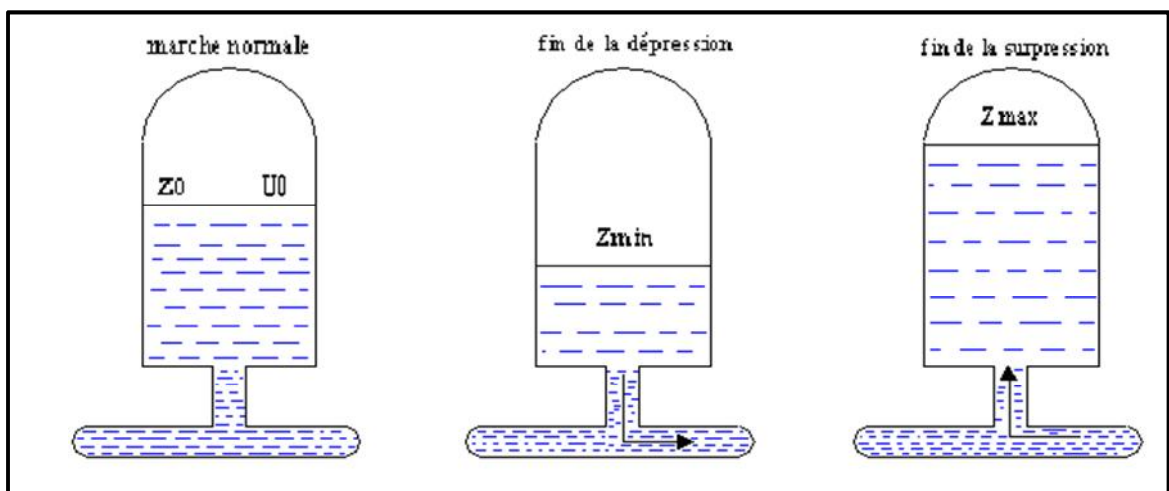


Figure IX.2: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir



**forme cylindrique
verticale**



forme sphérique



**forme cylindrique
horizontale**

Figure IX.3 : Les différentes formes de l'anti-bélier

IX.7. PROTECTION DE LA CONDUITE RELIANT LA SR AU RESERVOIR DE TETE BOUMAHNI

IX.7.1. Caractéristiques de la conduite

- Longueur de la conduite : $L = 1373,54$ m ;
- Diamètre de la conduite : $D = 257.8$ mm ($D_{\text{ext}} = 315$ mm)
- Epaisseur de la paroi : $e = 28.6$ mm ;
- Section de la conduite : $S = 0,05\text{m}^2$;
- Débit : $Q = 0,055$ m³/s ;
- Vitesse : $V = 1,05$ m/s ;
- Hauteur géométrique $H_g = 125,30$ m ;
- Hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 131.76$ m ;
- Somme des pertes de charge : $\Delta H = 6.46$ m.

IX.7.2. Profil en long de la conduite

X (m)	0	367,35	513,89	592,45	627,3	542,77	824,05	919,33	1239,33	1274,33	1373,54
Côte Z (m)	470	537,16	554,67	558,42	563,27	572,39	576,59	574,54	579,1	590,91	595,49

Avec :

X : Longueur partielle de la conduite (m) ;

Z : Côte de terrain naturel de chaque longueur partielle (m NGA).

IX.7.3. Dimensionnement des protections

IX.7.3.1. Dépression

Pour l'étude de la dépression et le calcul de U_0 , Puech et Meunier utilisent trois nombres adimensionnels :

K : Caractérise les pertes de charges ;

A : Caractérise la conduite de refoulement ;

B : Caractérise le volume d'air du réservoir d'air anti bélier.

La conduite étant en PEHD, on calcule la célérité de l'onde (a).

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

Avec : K = 0,66 pour le PEHD

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + 0,66 \frac{257,8}{28,6}}}$$

$$a = 470,38 \text{ m/s}$$

A/. Caractéristiques de la conduite (A)

Selon M. Morel, la caractéristique de la conduite est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{a V_0}{g H_0}$$

On calcule d'abord la hauteur d'élévation à la marche normale :

$$H_0 = H_g + 10 = 125,3 + 10.$$

$$H_0 = 135,30 \text{ m}$$

Alors:

$$A = \frac{470,38 \cdot 1,05}{9,81 \cdot 135,3}$$

$$A = 0,37$$

B/. Caractéristiques de la perte de charge (K)

Selon M. Morel, la caractéristique des pertes des charges est donnée par la formule suivante :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

Avec :

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue (m) ;

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 \text{ (m)}.$$

$$H_{abs} = H_g + J_t + 10.$$

$$H_{abs} = 125,3 + 6,46 + 10 \implies H_{abs} = 141,76 \text{ m}$$

$$H_{abs} = 141,76 \text{ m}$$

Donc :

$$K = \frac{141,76 - 135,30}{135,30} = 0,047$$

K = 0,047

C/. Caractéristiques du réservoir d'air (B)

Nous devons considérer la famille de courbe (B) pour $A = 0,37$ et $K = 0.047$ mais nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long absolue aux familles des courbes : $K = 0,1$ et $A = 0,5$.

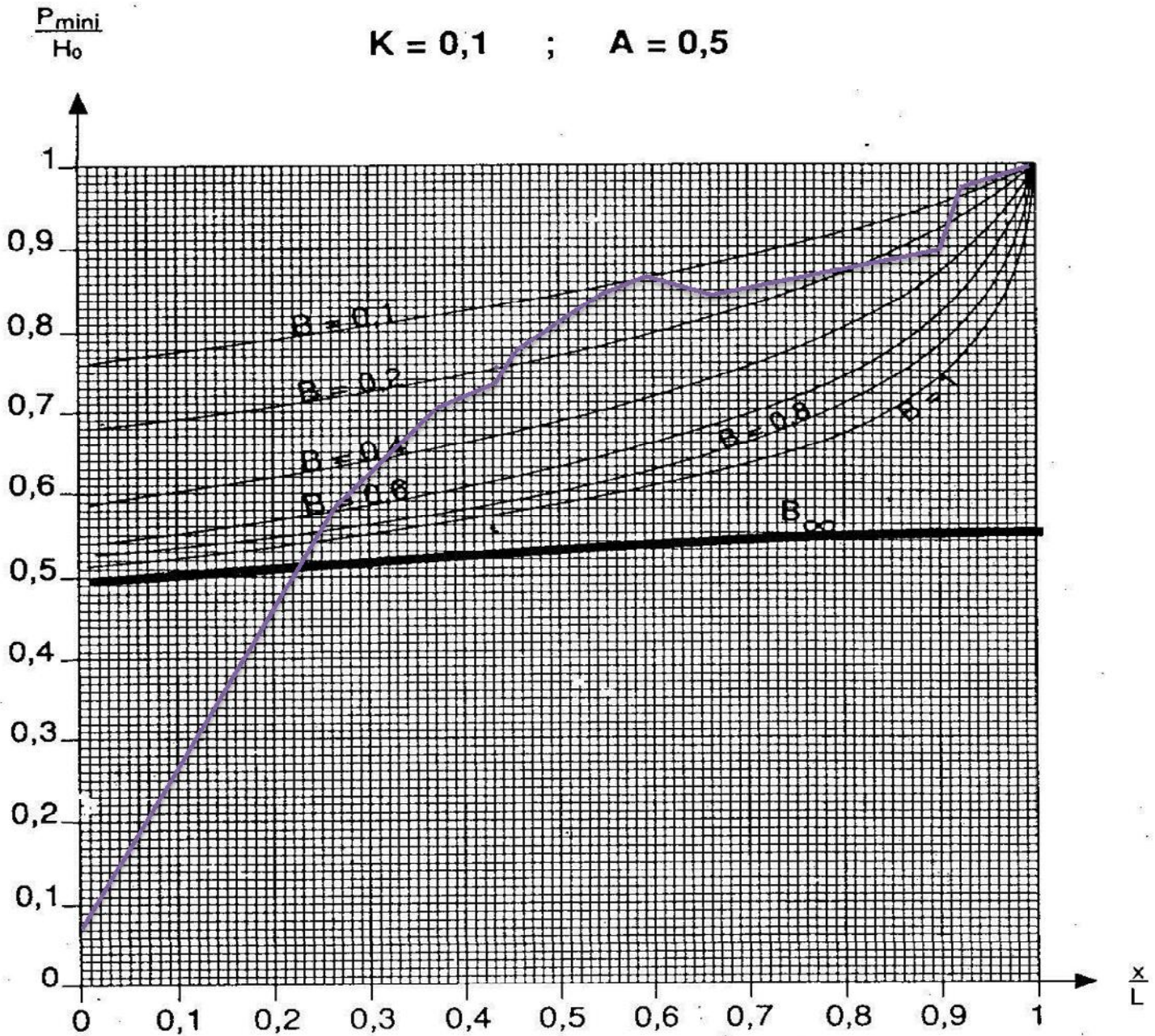
Tableau IX.1 : Profil en long de la conduite

X(m)	0	367,35	513,89	592,45	627,3	742,77	824,05	919,33	1239	1274,3	1374.54
Z (m)	479	537	554	558	563	572	576	574	579	590	595
$\frac{z + 10}{Hg + 10}$	0,07	0,58	0,70	0,73	0,77	0,84	0,86	0,85	0,89	0,97	1
$\frac{X}{L}$	0	0,27	0,37	0,43	0,46	0,54	0,60	0,67	0,90	0,93	1

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes (B) sélectionnées. Le graphe de Meunier et Puech nous montre les zones à risques et nous pouvons considérer un point.

En effet, un petit carré dans le sens vertical représente une protection de $P = 0,01$ $H_0 = 1,353$ m. Il suffit 2,22 carreaux pour avoir la sécurité préconisée par A. Dupont. Néanmoins pour protéger la partie terminale nous prendrons $B=0,2$ et $A=0,5$.

La conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (579m), une pression absolue de 4,06 m d'eau (nous avons trois carreaux donc une pression absolue de $1,353 \times 3 = 4,06$ m).



**Figure IX.4 : Graphe de Meunier et Peuch
Conduite reliant la SR projetée au réservoir 500 m³ Boumahni**

La valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{\text{abs}}} \cdot \frac{L \cdot S}{B} = \frac{(1,05)^2}{9,81 \times 141,76} \cdot \frac{1373,54 \times 0,05}{0,2}$$

$U_0 = 0.27 \text{ m}^3$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression, nous lisons sur le graphe :

$$K = \frac{P_{min}}{H_0} = 0,89 \implies P_{min} = 0,89 \times 135,3 \implies P_{min} = 120,42 \text{ m.c.e}$$

L'évolution du volume d'air est donnée par la relation suivante :

$$P_{min} \cdot (U_{max})^{1,2} = H_{abs} (U_0)^{1,2}$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 0,27 \left(\frac{141,76}{120,42} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 0,31 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume est $0,31 \text{ m}^3$, si nous admettons qu'il reste encor 20 % d'eau lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$U_{max} = U_{max} \times 1,2 = 0,31 \times 1,2 = 0,37.$$

$$U_{max} = 0,37 \text{ m}^3$$

IX.7.3.2. Surpression

De l'abaque de Dubin et Geneau (**Annexe I**). Pour A = 0,5 et B = 0,2 nous lisons:

$$\begin{cases} \bullet \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,8 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right]^2 \\ \bullet \frac{P_{max}}{H_0} = 1,125 \end{cases}$$

$$\bullet \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,8 \quad \alpha = 0,8 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,8 \frac{135,3}{(1,05)^2} = 98,17$$

$$\bullet \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right]^2. \text{ A partir de cette formule, on peut tirer le diamètre } d :$$

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

$$d^2 = \frac{(257,8)^2}{0,6 (2 \times 9,81 \times 98,17 + 1)}$$

$$d = 49,67 \text{ mm}$$

$d = 49,67 \text{ mm}$ représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue $H_0 = 135,3$ m est :

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,125 \quad P_{max} = 1,125 \times 135,3$$

$$P_{max} = 152.21 \text{ m}$$

La surpression / $H_0 = 152.21 - 135,3 = 16.91$ m.

IX.7.3.3. Tracé de l'épure de Bergeron

C'est à partir de l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximale dans la conduite, après leur fixation au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air et de son dispositif d'étranglement. Dans cette méthode, nous devons agir par tâtonnement qui sera très limité, mais d'une bonne précision [13].

A/. Calcul préliminaire

- Valeur de la célérité (a) : $a = 470.38$ m/s.
- Valeur de coup de bélier (b) :

$$b = \frac{a V_0}{g} \quad b = \frac{470.38 \cdot 1,05}{9,81} = 50.34 \text{ m}$$

$$b = 50.34 \text{ m}$$

- Valeur maximal de la pression dans la conduite :

$$H_{max} = H_g + b.$$

$$H_{max} = 125,3 + 50.34 = 175.64 \text{ m}$$

$$H_{max} = 175.64 \text{ m}$$

- Valeur minimale de la pression dans la conduite :

$$H_{min} = H_g - b.$$

$$H_{min} = 125,3 - 50.34 = 74.96 \text{ m}$$

$$H_{min} = 74.96 \text{ m}$$

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

$U_0 = 0,55 \text{ m}^3$, que l'on dispose du diaphragme de diamètre $d = 49.67$ mm

a. Variation du volume d'air dans le réservoir

Les temps se suivent selon les valeurs :

$$\theta = \frac{2 \cdot L}{a} \qquad \theta = \frac{2 \cdot 1373,54}{470,38} = 5,84 \text{ s}$$

$$\theta = 5,84 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle, on aura :

$$V_{moy} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$$

Pour les autres intervalles :

$$V_{moy} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

Où :

$(V_F)_{i-1}$: Vitesse finale de l'intervalle précédant ;

$(V_F)_i$: La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \theta \times s \times V_{moy} \qquad \Delta U = 5,84 \times 0,05 V_{moy} .$$

$$\Delta U = 0.29 * V_{moy}$$

ΔU : Variation du volume d'air pour chaque intervalle (- ΔU quand l'eau redescend)

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

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

b. La nouvelle pression dans le réservoir (Z)

Elle est exprimée en admettant que la détente de fluide s'effectue conformément à la loi suivante :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = Z \cdot U^{1,2}$$

Où :

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue (Hmt +10).

$$Z = \frac{H_{abs} \cdot U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{141.76 (0,27)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{29.46}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{29.46}{U^{1,2}}$$

c. Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite

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

d. Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite

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

$$\Delta H_2 = \left[\left(\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$\Delta H_2 = \left[\left(\frac{(257.8)^2}{0,6(49.67)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$\Delta H_2 = 98.22 \cdot V_F^2$$

e. Calcul de la perte de charge au refoulement

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15 \cdot L \cdot \lambda \cdot V_F^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

$$\delta_r = \frac{1,15 \cdot 1373,54 \cdot 0,0155 \cdot V_F^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,2578}$$

$$\delta_r = 4.84 V_F^2$$

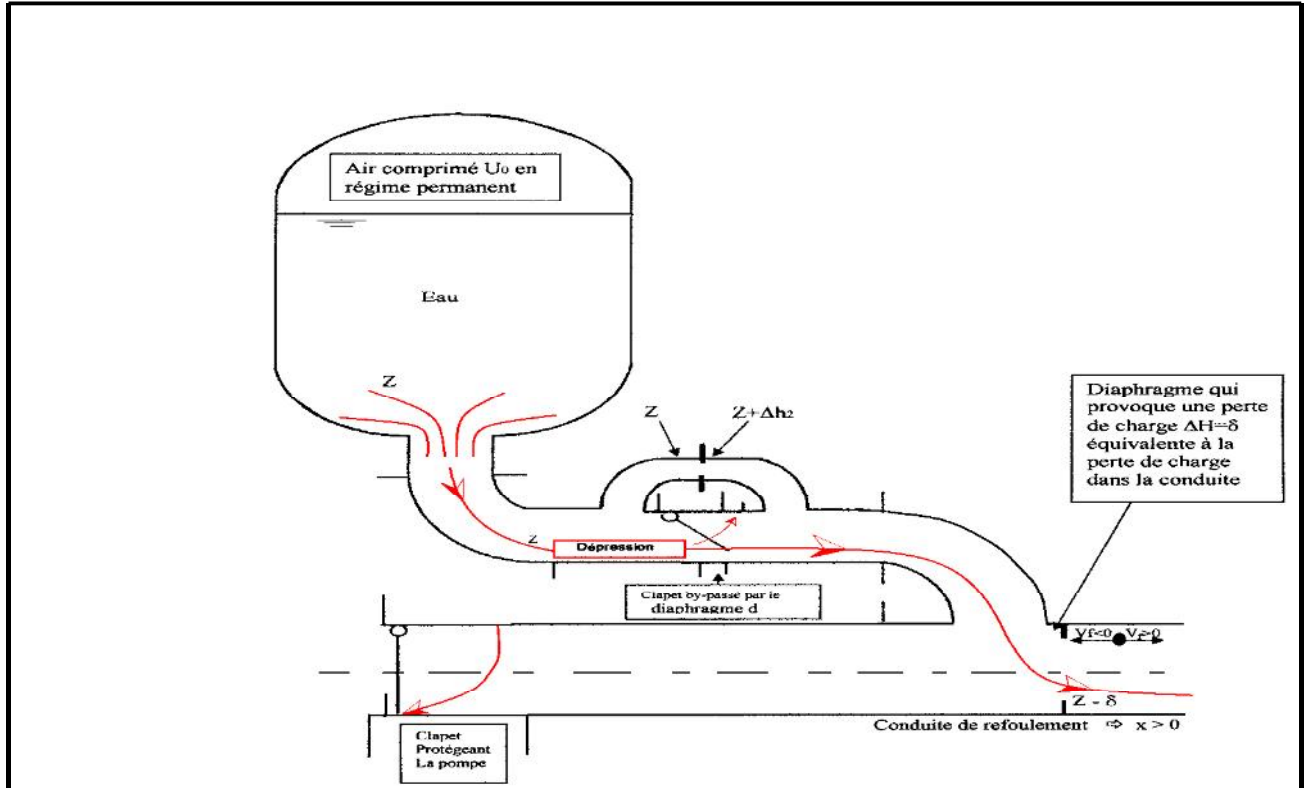


Figure. XI.5 : Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite

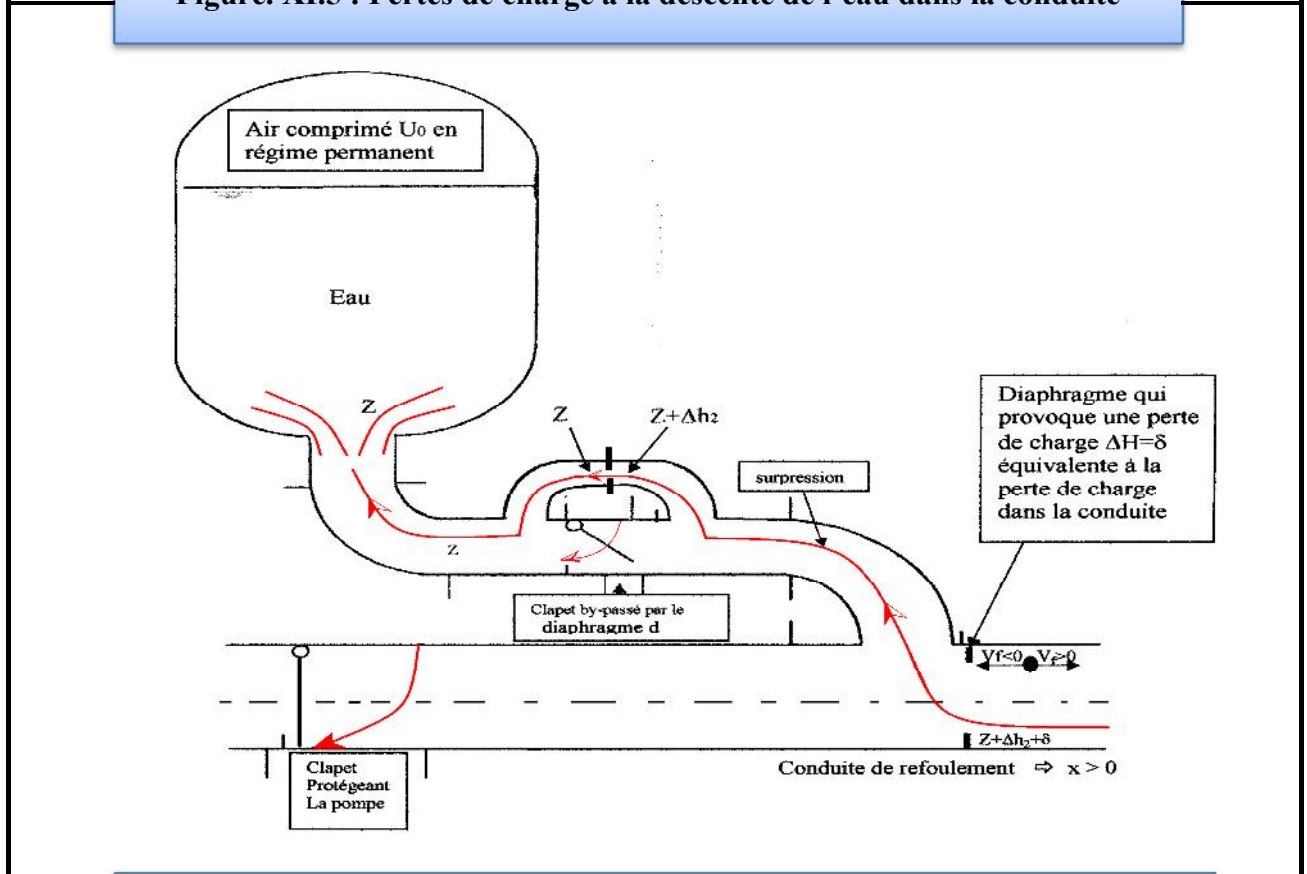


Figure IX.6: Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite

f. Epure de Bergeron

- *Détermination de la pente de la droite*

$$\frac{a}{g s} = \frac{470,38}{9,81 \times 0,05} = 958.98 \text{ s/m}^2$$

- *Echelle des pressions :*

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ m} \\ B \rightarrow 958.98 \end{array} \right\}$$

$$B = 48 \text{ cm}$$

- *Echelle des débits :*

Pour $V = 1,05 \text{ m/s}$, le $Q = 0,055 \text{ m}^3/\text{s}$, on a alors :

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0,055 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 11 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow A \end{array} \right\}$$

$$A = 200 \text{ cm}$$

Donc la pente de la droite sera :

$$\text{tg } \alpha = \frac{B}{A} \quad \text{tg } \alpha = \frac{47.95}{200} = 0,24$$

Et finalement : $\alpha = 15^\circ$ (angle d'inclinaison).

$$\alpha = 15^\circ$$

g. Explication du tableau

- 1- On choisit la vitesse finale (V_f) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la ligne (9).
- 2- On calcul la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{F_i}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10).
- 3- On calcul la variation du volume d'air (ΔU) qu'est fonction de V_0 ligne (2).
- 4- Au volume initial, choisi auparavant en marche normale U_0 du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou on retranche à chaque fois la valeur de ΔU correspondante, ainsi on a le volume d'air (U) de cette étape ligne (3).
- 5- A partir de la ligne (3), nous remplaçons tous simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8); pour la ligne (7), il suffit de remplacer V_f par sa valeur.

- 6- La valeur de la pression obtenue dans la ligne (8) est rapportée sur l'axe des coordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a}{gS}$ qui doit être projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).
- 7- Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (V_f), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse V_f choisie est égale à la vitesse V_f lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (9) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_f toujours, légèrement inférieur à la vitesse précédente en répétant les mêmes calculs.
- 8- Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (V_f).

De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

Tableau IX.2 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR projeté – Réservoir de tête Boumahni [13] :

1	Intervalle de temps (s)	0	$\theta = 5,83$ s	$2\theta = 11,66$ s	$3\theta = 17,49$ s
2	Variation du volume d'air (m ³) $\Delta U = 0,29 \cdot V_{moy}$	/	0,214	-0,031	-0,165
3	Volume d'air (m ³) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0,27	0,484	0,453	0,288
4	Pression d'air (m) $Z = \frac{29,46}{U^{1,2}}$	141,77	70,37	76,19	131,20
5	Perte de charge (m) Aller: $\Delta H_1 = 0$. Retour : $\Delta H_2 = 98,22 V_F^2$	/	/	40,73	24,16
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - \Delta H_1$ Retour = $Z + \Delta H_2$	141,77	70,37	116,92	155,36
7	Perte de charge δ (m) $\delta = 4,84 V_F^2$.	5,33	0,886	2,007	1,19
8	Pression dans la conduite sans δ (m) Aller = $Z - \Delta H_1 - \delta$. Retour = $Z + \Delta H_2 + \delta$.	136,44	69,5	118,92	156,55
9	Vitesse finale choisie (m/s)	1,05	0,428	-0,644	-0,496
10	Vitesse moyenne V_{moy} (m/s)	/	0,739	-0,108	-0,57
11	Vitesse lue sur le graphe (m/s).	1,05	0,4	-0,61	-0,522
12	Désignation des points	1 R	2P	4P	6P

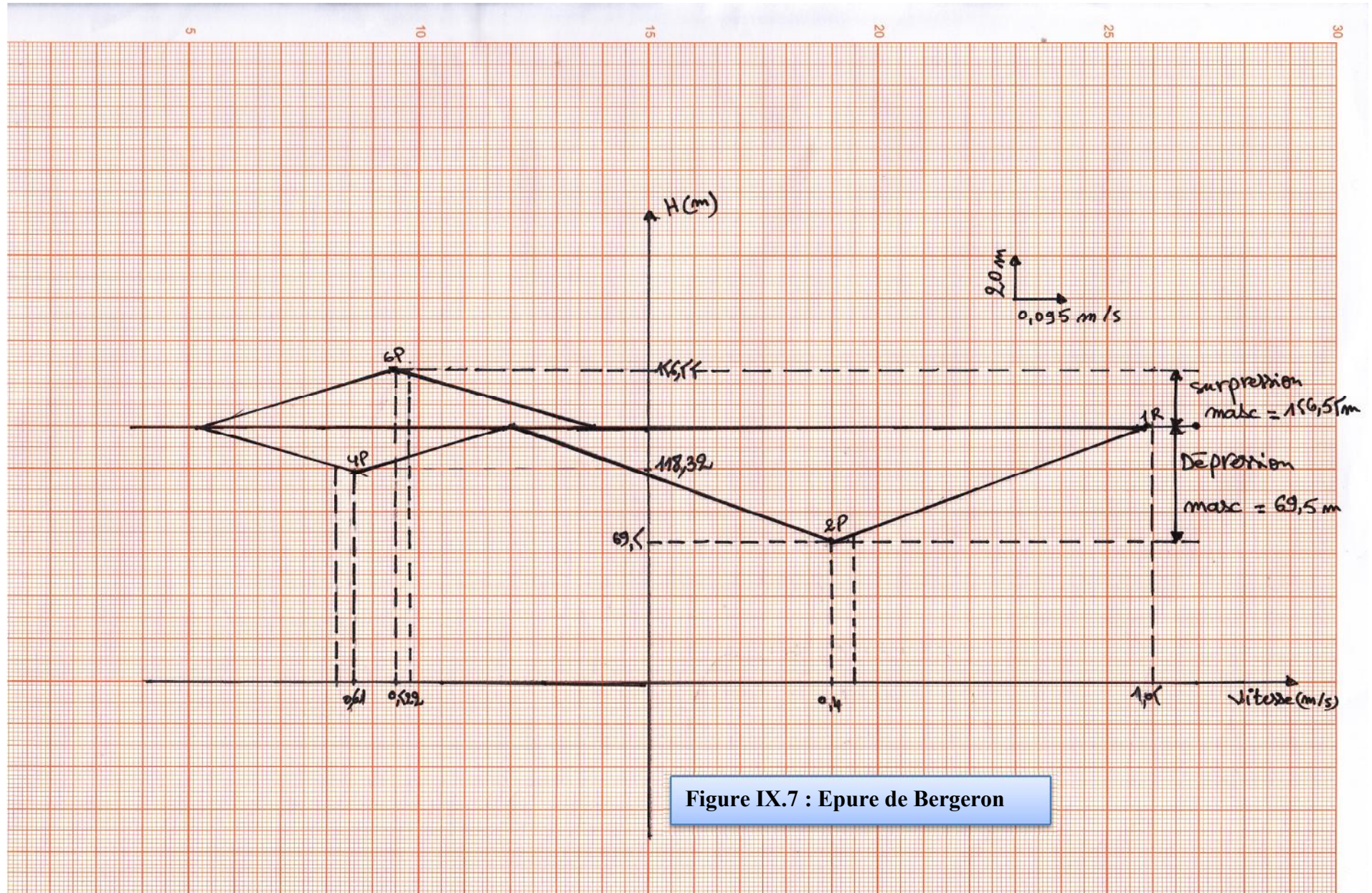


Figure IX.7 : Epure de Bergeron

h. Caractéristiques finales du réservoir d'air

L'examen de la troisième colonne du tableau IX.2 montre que l'air peut occuper un volume maximal de $0,484 \text{ m}^3$, comme il est nécessaire qu'il reste toujours de l'eau dans le réservoir, nous avons pris un volume total de la cloche égal à $0,532 \text{ m}^3$, dans laquelle l'air n'occupera que $0,5 \text{ m}^3$ en marche normale.

Il sera adjoint à la cloche un compresseur d'air, afin d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée.

Selon l'épure de Bergeron (fig. IX.7) on a les faits suivants :

- En phase de dépression, la pression dans la conduite est de 70 m, soit 0,7 bars ;
- En phase de surpression, la pression dans la conduite est de 156,55 m, soit 15,65bars.

i- Précautions à prendre pour l'anti-bélier

Par suite du contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, l'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau).

Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

➤ Interprétation des résultats

Les résultats obtenus avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau IX.3.

Tableau IX.3 : Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections

	Meunier et Puech	Dubin et Gueneau	Bergeron
Pression minimal (m)	120,42		69,5
Surpression/ H_0 (m)		16,91	21,05
U_{\max} (m^3)	0,31		0,532

IX.8. CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant le réservoir de la SR projetée au réservoir **500 m³** de Boumahni contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à proximité de la SR avec un volume total de **532 l**.

CONCLUSION

Au terme de cette étude, nous avons essayé d'apporter une modeste contribution à l'alimentation en eau potable des quatorze villages de Boumahni commune d'Ain Zaouïa. Ce travail nous a permis d'aborder tous les aspects technico-économiques d'une chaîne d'adduction et de dégager les résultats suivants :

L'évaluation des besoins maximums en eau potable des quatorze villages de Boumahni indique un débit de 43.75 l/s à l'horizon 2043. Ce débit sera comblé par un renforcement à partir d'un piquage sur la conduite de transfert des eaux du barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc sud de la wilaya de Tizi Ouzou.

Les eaux du barrage, sont de bonne qualité minéralogique et de mauvaise qualité bactériologique, ce qui nécessite une désinfection au niveau de la station de traitement du barrage.

Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le PEHD, qui présente beaucoup d'avantages (non corrosif, de bonnes caractéristiques hydrauliques, flexible, disponible sur le marché...) par rapport aux matériaux traditionnels.

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire) a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population avec les diamètres les plus économiques et à des vitesses adéquates.

Vu l'insuffisance de stockage des réservoirs existants, il s'avérait impératif de projeter :

- Un réservoir de 800 m³ sera associé à la station de pompage projetée ;
- Un réservoir de transit de 1200 m³ ;
- Trois réservoirs de capacités différentes (1300m³, 100 m³, 100 m³), situés à la même côte que ceux existants.

Une station de reprise SR projetée à la côte 470 m NGA, sera équipée de deux pompes multicellulaires (l'une de service et l'autre de secours) de marque Jeumont Schneider type 100 NM à trois étages pour relever un débit de 198 m³/h à une Hmt de 131,77 m.

La protection de la conduite reliant la SR projetée au réservoir 500 m³ de Boumahni, se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume 450 l.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail apportera un plus pour la réalisation du projet sur terrain et sera mis à la disposition de tous ceux qui auraient à traiter des sujets similaires.

- [1] **Anonyme** : Plan d'aménagement et d'urbanisme de la commune d'Ain Zaouia (APC)
- [2] **Bonin J (1986)** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, édition Eyrolles paris.
- [3] **Yahiaoui L, Bougrida O (2008)**: Contribution au renforcement de la chaine d'AEP de la partie haute de la commune d'Ouacif, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO.
- [4] **SEGGAR D, DOUDAH F (2007)** : Diagnostic de la station de neutralisation au niveau de centre de recherche et développement université de Boumerdès.
- [5] **Dupont A (1979)** : Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome 2, édition Eyrolles, Paris.
- [6] **Yahiaoui L, Bougrida O (2008)**: Contribution au renforcement de la chaine d'AEP de la partie haute de la commune de Ouacif, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO
- [7] : **IHADDADEN. F ; LAFGOUN. S,** (2008/2009) : contribution à l'étude du renforcement de 16 villages des communes : Irdjen, Lâarba Nath-Irathen et Tizi-Rached à partir du barrage de Taksebt. UMMTO.
- [8] : **KHALDI N (2012)** Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune d'El Asnam(Boira) à partir du barrage Tidlest
- [9] **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) subdivision hydraulique DEM.
- [10] **Kachi S, Chetouane S (2008)** : Contribution à l'alimentation en eau potable du Flanc Sud de Tizi-Ouzou à partir du barrage Koudiet Acerdoune à Bouira. Exemple de la commune de Bounouh , mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO.
- [11] **Amrouche S, Mokhtari O (2006)** : Calcul d'un réseau d'AEP pour trois villages de la commune de Tirmatine (WTO) à partir de l'Oued Bougdoura, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO

- [12] **Bouzari B (2005)** : Adaptation de la station de pompage de Boukadir (W de Cheliff), mémoire d'ingénieur en hydraulique, ENSH.
- [13] **Michel A. Morel** : Tome 2 turbomachines-constructions graphiques phénomènes transitoires

Annexe : A

Paramètres physicochimiques (OMS 1986)

Paramètres	Unités	Niveau de guide	Concentration Maximale admissible
Température	0°C	12	25
PH	Unité PH	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us/cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F	35	/
	mg/l Ca Co ₃	350	/

Paramètres bactériologiques (OMS 1986)

Paramètres	Eau non traitée	Eau a la distribution
Germes totaux à 37°C	5 mg/l	2
Germes totaux à 22° C	100	200
Coliformes	3	0/100
Echérichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridium sulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrios chlérique	0	0

Annexe : B

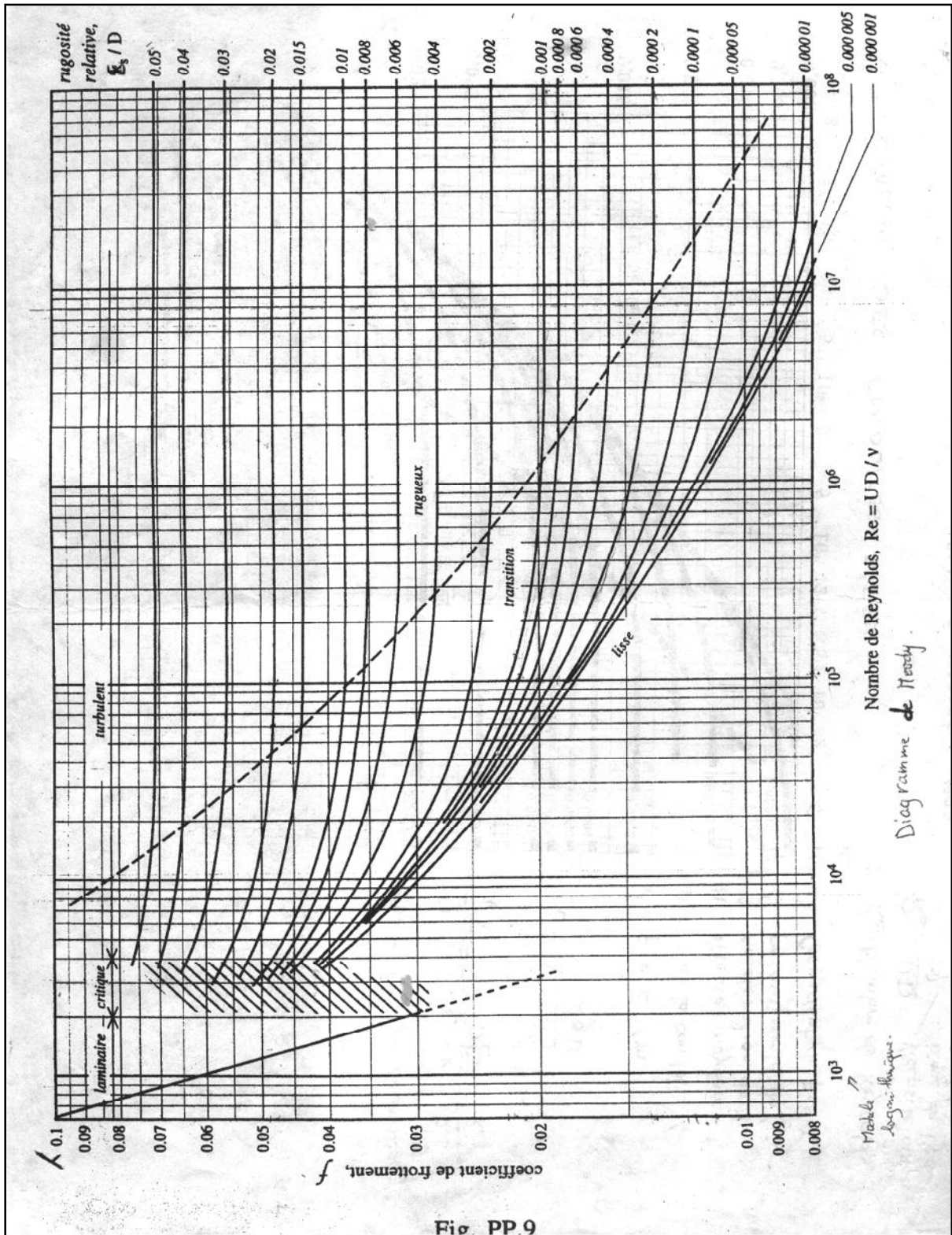
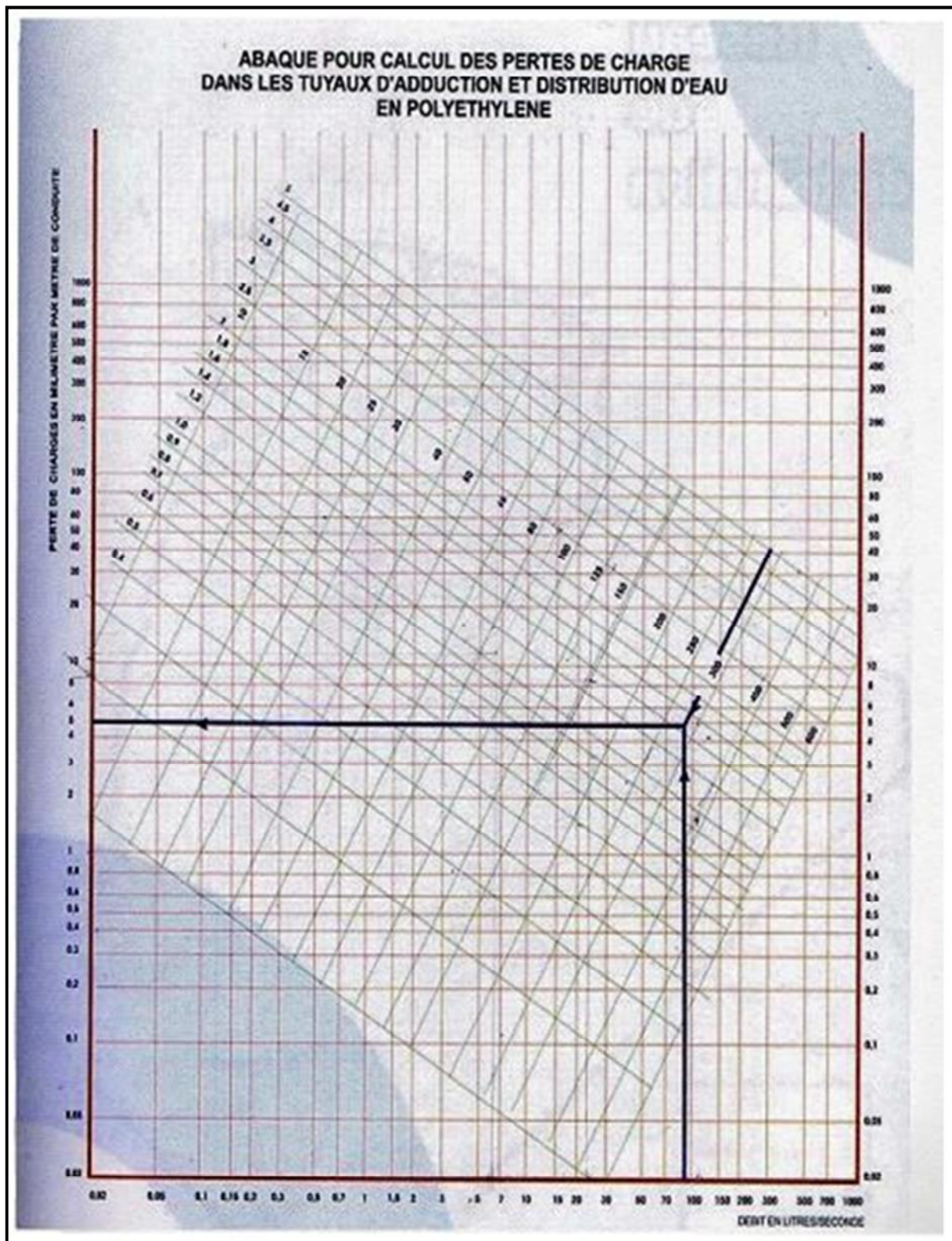
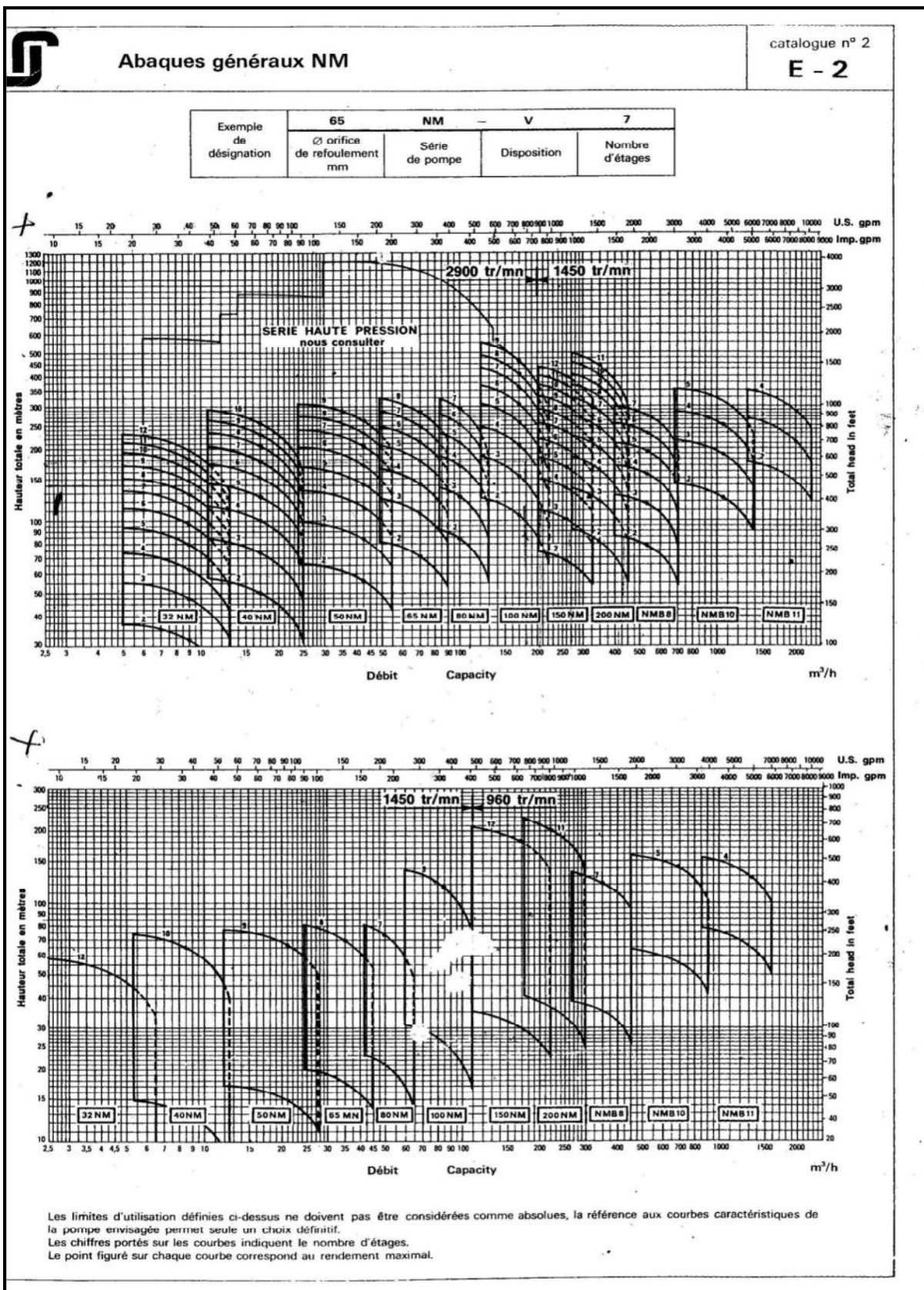


Fig PP 9

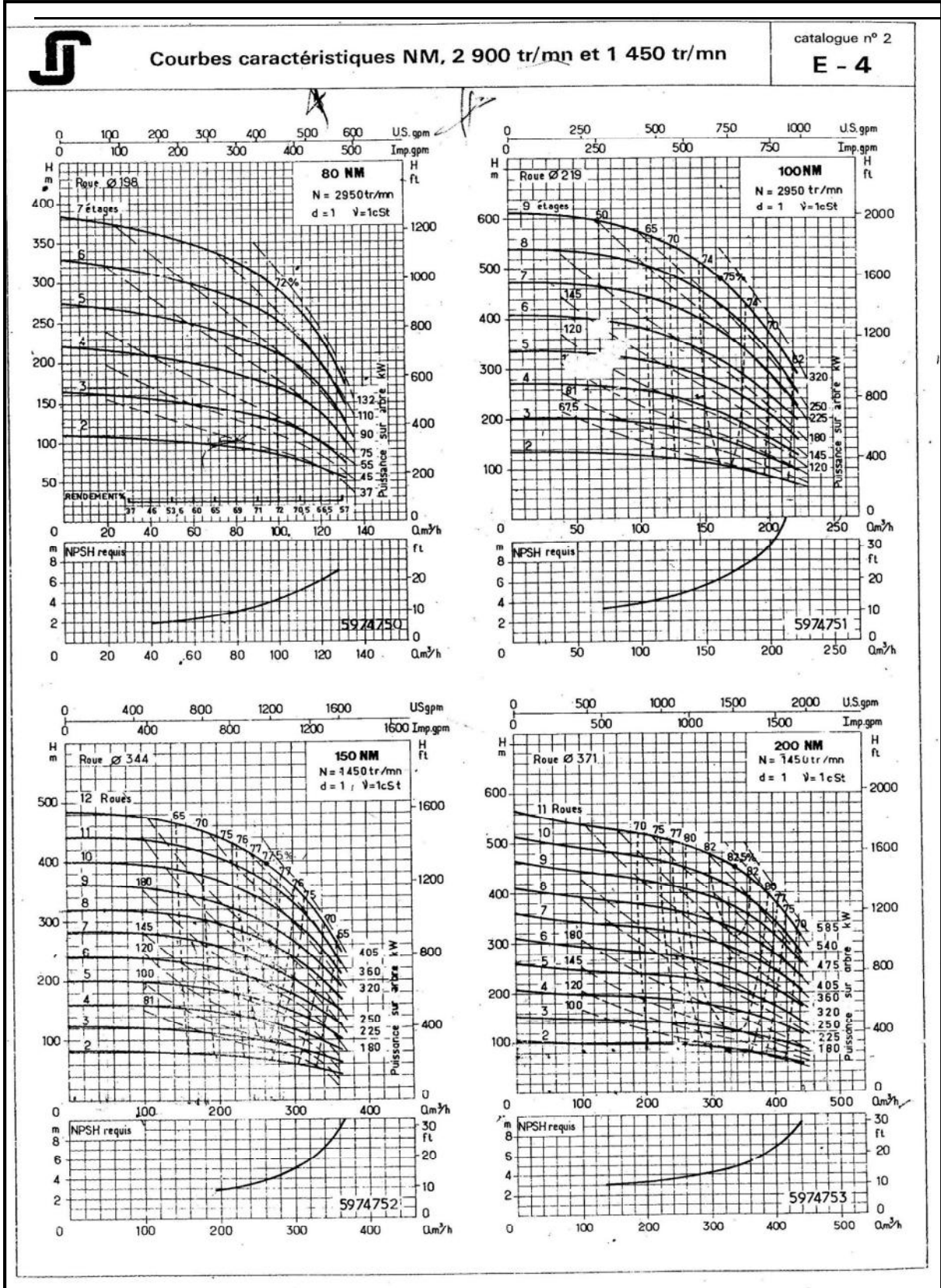
Annexe : C



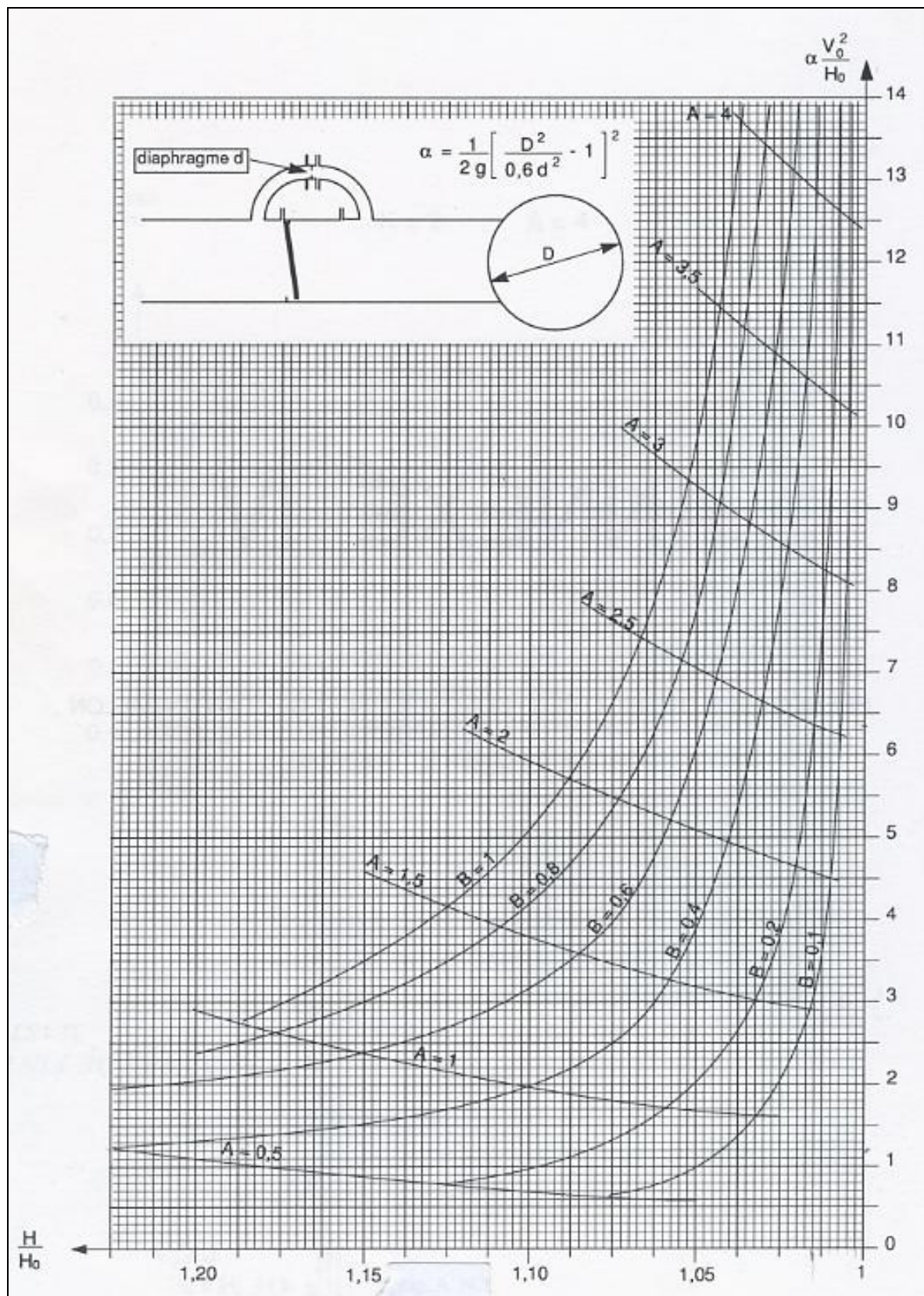
Annexe : D



Annexe : E



Annexe: F



Annexe : G

