

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila

**Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Technologie**



N° Ref :

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER**

Spécialité : Hydraulique Urbain

Etude de renforcement de système d'AEP

Des communes : SIDI MEROUENE, GRAREM GOUGA, HAMALA

À partir du barrage de BENI HAROUNE

Réalisé par :

- BOUALI Kenza.
- BELATTAR Safa.
- SAOULI Zineb.

Soutenu devant le jury :

Mme **BELALITE Halima**
M. **MOUSSOUNI Abderazzak**
M. **BRAHAIL Sabri**
M. **BOUMEZBZUR Hamza**

Présidente
Examineur
Encadreur
Co-encadreur

Année universitaire : 2022/2023

REMERCIEMENTS

Je remercie **ALLAH** le tout puissant qui m'a donné la force et la patience durant de longues années d'études.

Un remerciement tout particulier à mes chers parents pour leurs sacrifices, leurs contributions, leurs soutiens et leurs patiences.

Je tiens à remercier sincèrement à notre promoteur **BOUMEZBEUR**, c'est toujours montré ,à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire ,ainsi pour l'inspiration.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes enseignants du département d'hydraulique, en particulier : **Mme BOUMSSENEG** et **Mr BERHAIL**.

Dédicace :

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

mes parents, tout ce que je suis aujourd'hui n'est que leur empreinte dessus.

***Merci, Papa,** qui coupait de son âme pour que je puisse réaliser mon rêve. Il a continué mes études avec moi jusqu'à ce qu'il soit heureux de me voir quand j'étais sur le siège de la remise des diplômes, et je n'oublie pas celui qui est resté debout à côté de moi et m'a soutenu dans tous les détails de ma journée et de mes études, qui était mon frère, professeur, ami et force.*

***Merci, Maman,** qui avait l'habitude de prier pour qu'elle me construise, tu as été mon soutien et mon courage, et toutes les expressions d'amour ne décriront pas mon amour et ma joie de te voir heureuse, comblée de joie le jour de ton diplôme, tu es ma vie.*

***Grand-père,** C'est toi qui as commencé ce chemin pour moi, mais je l'ai terminé seul, j'espère que tu es fier de moi (que Dieu ait pitié de toi).*

À mes frères et ma sœur.

*À tous les membres de la Famille : **Khelifa.***

À tous ceux qui m'ont encouragé et soutenu tout au long de ces années.

***Merci** à mes professeurs, pour tous ceux qui m'ont appris une lettre pour atteindre ce que j'ai atteint.*

Mes deux amis qui ont partagé ce travail : Zineb et Safa.

Et à toute la promotion 2022/2023

De l'hydraulique.

Kenza Bouali.

Dédicace

Je dédie mon travail à mon chers papa Nasser ;

Aux yeux de monde tu es mon père, aux mes yeux tu es le monde.

Papa je suis très fière d'être ta fille et de pouvoir enfin réaliser, ce que tu m'as tant espéré et attendu de moi. Chers papa tu trouveras dans ce modeste travail le fruit de vos sacrifices .Que dieu te garde et te protège.

Ma chers maman Rachida ;

Si dieu a mis le paradis sous les pieds des mères, ce n'est pas pour rien .Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être pour exprimer ce que te mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance. Que dieu te garde et te protège.

A ma source de motivation Chaima et son mari Ramzi et ma petite nièce Bissane.

A mes petites sœurs la joie de la maison Ihssane et Tessnime.

Aux symboles de fidélité, mes chères Aya, Soulef, Khaoula, Noor, Hala et Intissar.

A mes chères amies de l'université Zineb, Soumia, Mayada et Meriem.

A ma grande famille Belattar et Bouchmate ; mes oncles paternelles et maternelles, mes tantes paternelle et maternelles, mes cousines et mes cousins.

A mes amies qui ont participé à ce travail Zineb et Kenza.

A docteur madame A.Boumssnagh et docteur H.Boumzber.

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans élaboration de mon mémoire.

Safa Belattar

Je dédie ce travail :

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

À ma très chère mère LWIZA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père MOHAMED qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu ,

À mes frères et ma sœur ,

À mes très chères amies :safa, housna, soumia, mayada,

À Mes deux amis qui ont partagé ce travail :kenza et safa,

À tous les membres de la famille :Saouli,

Et à toute la promotion 2022/2023

de l'hydraulique .

zineb, saouli .

Liste des Abréviations

RGPH : Recensement générale de la population

ANRH : Agence National des ressources hydriques

EPT : Evatranspiration Potentielle totale

ADE : Algérienne des Eaux

CRAAG: Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique

DRE: Direction des ressources en eau

RPOA: Recensement général de la population

ONS: office national des statistiques

APC: Assemblée populaire communale

PNE: Plan national d'eau

AEP: Alimentation d'eau potable.

RN: Niveau normal.

PHE: Niveau des plus hautes eaux.

NME : Niveau minimum d'exploitation.

VTM : Volume de la tranche morte.

VU : Volume Utile.

VT : Volume totale .

SR : Surface retenue.

SDEM : Station de dessalement d'eau de mer

ACL : Agglomération Chef-Lieu.

PDAU: plan directeur d'aménagement et d'urbanisme .

PEHD: Polyéthylène à Haute Densité.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

MES : Matière en suspension.

THM : Trihalométhanes.

VRD : Voirie et réseau divers.

SP : Station de pompage

SR : Station de reprise.

HMT : Hauteur manométrique totale.

NPSH : Charge net d'aspiration.

PEF: plateforme flottante

Sommaire

REMERCIEMENTS	I
Dédicace	II
LISTE DES ABREVIATIONS	V
SOMMAIRE.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES.	XIII
RESUME :	XIV
: تلخيص.....	XIV
ABSTRACT:	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.	3
INTRODUCTION :	4
I-1 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE	4
I-2 AIRE D'ETUDE	5
I.3. SITUATION CLIMATOLOGIQUE	6
I.3.1 Température	6
I.3.2. Évapotranspiration potentielle.....	6
I-3.3 Précipitation	7
I-4 SITUATION GEOLOGIQUE.....	7
I-4.1 Domaine interne	8
I-4.2 Domaine des flyschs.....	8
I-4.3 Domaine externe.....	9
I-5 SITUATION SISMICITE.....	9
I-5.1 Cadre tectonique de la région	9
I-5.2. La Tectonique récente.....	9
I-5.3 Caractéristiques de la sismicité Algérienne	9
I-5.4 Zonage sismique	10
I-6 POPULATION	11
I-6.1 Système d'AEP existant	12
I-6.1.1 Taux de Raccordement.....	12
I-6.1.2 Productions.....	12
I-6.1.3 Plages de distribution	13
I-6.1.4 Situation général.....	13
I-7 RESSOURCES EN EAUX EXISTANTES	14
I-7.1 Ressources en eaux superficielles.....	14
I-7.2 Ressources en eaux souterraines	15
I-7.3 Transferts et Volumes alloués.....	16
I-7.4 Barrage de Beni Haroun.....	16
CONCLUSION.....	17

CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU.....	18
INTRODUCTION.....	19
METHODE 1 : METHODE BASE SUR UNE PROJECTION DEMOGRAPHIQUE	19
II-1 PROJECTION DE LA POPULATION.....	19
II-2 DETERMINATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE :	20
<i>II-2.1 Les besoins domestiques :</i>	<i>20</i>
<i>II.2.2. Les besoins des équipements :</i>	<i>21</i>
<i>II.2.3.Récapitulatif de la consommation moyenne journalière :</i>	<i>21</i>
II.3 VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE :	22
<i>II.3.1 Variation de consommation maximale journalière (Qmaxj) :</i>	<i>22</i>
<i>II.3.2 Variation de consommation minimale journalière (Q min j) :</i>	<i>23</i>
METHODE 2 : LE PLAN NATIONAL D'EAU :	24
II.1 BIS-PROJECTION DE LA POPULATION :	25
<i>II.1.1. bis- Méthodologie d'estimation de la population future :</i>	<i>25</i>
<i>II.1.2 bis-Présentation des populations futures :</i>	<i>25</i>
<i>II.1.3 bis- Loi géométrique et taux de croissance :</i>	<i>27</i>
II.2 BIS-DEMANDE EN EAU :	28
<i>II.2.1 bis- Méthodologie :</i>	<i>29</i>
<i>II.2.2. bis-Estimation des besoins actuels et futurs :</i>	<i>32</i>
II.2.2.1 bis-Besoins en eau domestique	32
II.2.2.2 bis-Prise en compte des pertes des réseaux :	35
II.2.2.3 bis-Besoins globaux actuels et futurs :	35
II.2.2.4 bis-Besoins du jour moyen :	35
II.3 BIS-CALCUL DE DEFICIT DE CONSOMMATION :	37
CONCLUSION :	39
CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS.....	40
INTRODUCTION :	41
III.1.DEFINITION D'UN RESERVOIR :	41
III.2.FONCTIONNEMENT D'UN RESERVOIR :	41
III.3. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS :	42
III.4 EMLACEMENT DES RESERVOIRS :	43
III.5 EQUIPEMENT DES RESERVOIRS :	43
<i>III.5.1 Equipements hydrauliques des réservoirs :</i>	<i>43</i>
III-5.1.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction :	43
III.5.1.2 Conduite de départ ou de distribution :	44
III.5.1.3 Conduite de trop plein :	44
III.5.1.4 Conduite de vidange :	44
III.5.1.5 Conduite By-pass :	44
III.5.1.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :	45
<i>III.5.2 Equipements de nettoyage :</i>	<i>45</i>
III.6 ENTRETIEN DES RESERVOIRS :	45
III.7 HYGIENE ET SECURITE :	46
III.8.CAPACITES DES RESERVOIRS :	47
<i>III.8.1.Méthode analytique :</i>	<i>48</i>

III.8.2. Méthode graphique :	48
III.8.3 La méthodologie adoptée pour le calcul de la capacité des réservoirs	49
III.8.4 Le bilan de stockage :	49
III.9.POINTS DE REMISE D'EAU AUX COMMUNES :	50
CONCLUSION :	51
CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION.	52
INTRODUCTION.....	53
IV-1 LE CAPTAGE DES EAUX	53
IV-1.1 Les type de captages.....	53
IV-1.2 Prise d'eau flottante :	54
IV-1.2.1 Les avantages et les inconvénients techniques :.....	54
IV-1.2.2 Localisation :	54
IV-2 STATION DE TRAITEMENT :	56
IV-2.1 Normes à respecter :	56
IV-2.2 Préambule	57
IV-2.3 Présentation du point de captage	58
IV-2.4 Procèdes de Potabilisation de l'eau.....	60
IV-2.4.1 Traitement « Classique »	60
IV-2.5 Techniques membranaires.....	67
IV-2.6 Comparaison technique des procédés de traitement des eaux :	71
IV-2.6.1 Variante I : Traitement "CLASSIQUE"	71
IV-2.6.2 Variante II : Traitement membranaires :	72
IV-2.6.3 Critères technico-économiques pour le choix de la variante de traitement.	
.....	73
IV.2.7.Choix de la variante de traitement :	75
IV.3. CONCEPTION DU SYSTEME D'ADDUCTION :	75
IV.3.1.Proposition des variantes de tracé et de système d'adduction :	76
IV.3.2 Analyse et choix de la variante :	79
IV.3.3 Calcul hydraulique de la variante retenue :	80
IV.3.3. 1 Méthodologie et hypothèses de calcul.....	80
IV.3.3.2. Résultat de calcul.....	85
IV-3.3.3 Simulation de l'EPANET :	88
CONCLUSION :	91
CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE.	92
INTRODUCTION :	93
V.1 CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE :	93
V.2 SITUATION DES OUVRAGES :	93
V.3 CHOIX DU TYPE DE POMPE :	94
V.4 LES MODES DE COUPLAGE DES POMPES :	94
V.4.1 Couplage en parallèle :	94
V.4.2 Couplage en série :	95
V.5 CHOIX DU NOMBRE DE POMPES :	95
V.5.1 RefoulementSPI–Réservoir de Grarem :	95

V.5.2 Courbes caractéristiques des pompes :.....	96
V.5.3 Refoulement SRI–Réservoir de Hamala :.....	97
V.5.4 Courbes caractéristiques des pompes :.....	97
CONCLUSION :.....	98
CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES.....	99
INTRODUCTION :	100
VI.1 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.....	100
VI.1.1 Définition.....	100
VI.1.2 Causes du coup de bélier :.....	100
VI.1.3 Risques dus aux coups de bélier.....	101
VI.1.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	101
VI.2 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION.....	104
VI.2.1 Définition.....	104
VI.2.2 Facteurs de la corrosion.....	104
VI.2.3 Moyens de lutte contre la corrosion.....	105
VI.2.4 Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile.....	106
CONCLUSION :.....	107
CONCLUSION GENERALE.....	108
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	110
ANNEXES.....	112

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

TABLEAU I- 1: DAÏRAS ET COMMUNES DE L' AIRE D' ETUDE	5
TABLEAU I- 2 CARACTERISTIQUES DES COMMUNES DE LA ZONE D' ETUDE DANS LA WILAYA MILA	6
TABLEAU I- 3 : TEMPERATURES MOYENNES MENSUELLES DE L' AIR (0C) (D' APRES L' ATLAS D' ANRH).....	6
TABLEAU I- 4 : DISTRIBUTION MENSUELLE DE L' EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE (D' APRES L' ATLAS D' ANRH)	6
TABLEAU I- 5 : ZONAGE SISMIQUE DE L' ALGERIE	11
TABLEAU I- 6 : COEFFICIENT D' ACCELERATION (RPOA 2008)	11
TABLEAU I- 7 : POPULATION ACTUELLE POUR LES COMMUNES DE LA WILAYA DE MILA (2008 – 2015).....	11
TABLEAU I- 8 : TAUX DE RACCORDEMENT (%).....	12
TABLEAU I- 9 : PLAGES DE DISTRIBUTION DES COMMUNES EN ETUDE DE LA WILAYA DE MILA.....	13
TABLEAU I- 10 : BARRAGES PROCHES DE LA REGION D' ETUDE (BASE : PNE, 2010).....	15
TABLEAU I- 11 : NAPPES AQUIFERES AU BV 10 (KEBIR RHUMMEL) (ADAPTE DU PNE, 2010).....	15
TABLEAU I- 12 : FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE BENI HAROUN	16

CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU.

TABLEAU II- 1 : EVALUATION DE LA POPULATION A L' HORIZON DE 2052.....	20
TABLEAU II- 2 : CONSOMMATIONS MOYENNE JOURNALIERES DOMESTIQUES EN (M3/J).....	21
TABLEAU II- 3 : CONSOMMATIONS MOYENNE JOURNALIERES DES EQUIPEMENTS EN (M3/J).....	21
TABLEAU II- 4 : CONSOMMATIONS MOYENNE JOURNALIERES TOTALE EN (M3/J).....	21
TABLEAU II- 5 : CONSOMMATIONS MAXIMALE JOURNALIERE (QMAXJ) EN (M3/J).....	23
TABLEAU II- 6 : CONSOMMATIONS MINIMALE JOURNALIERE (QMINJ) EN (M3/J).....	23
TABLEAU II- 7 : POPULATION ACTUELLE POUR LES COMMUNES DE LA WILAYA DE MILA (2008).....	26
TABLEAU II- 8 : NOMENCLATURE DES STRATES DE POPULATION	26
TABLEAU II- 9 : CLASSIFICATION DES COMMUNES.	26
TABLEAU II- 10 : TAUX D' ACCROISSEMENT PAR COMMUNES	27
TABLEAU II- 11 : PROJECTION DEMOGRAPHIQUE	27
TABLEAU II- 12 : DOTATIONS UNITAIRES DOMESTIQUES ET "AUTRES USAGES" ASSIMILES - HYPOTHESE TENDANCIELLE (PNE 2010).....	29
TABLEAU II- 13 : ÉVOLUTION RENDEMENT - HYPOTHESE TENDANCIELLE (PNE 2010).	30
TABLEAU II- 14 : TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION.....	33
TABLEAU II- 15 : PROPOSITION DE DOTATIONS DE L' ATELIER MRE DU 26 AVRIL 2009.....	33
TABLEAU II- 16 : DOTATION DE LA COMMUNE DE HAMALA.....	33
TABLEAU II- 17 : DOTATION DE LA COMMUNE DE GRAREM GOUGA.	33
TABLEAU II- 18 : DOTATION DE LA COMMUNE DE SIDI MEROUANE.....	34
TABLEAU II- 19 : CONSOMMATIONS MOYENNE JOURNALIERES EN (M3/J).....	34
TABLEAU II- 20 : TABLE DE COEFFICIENT DE MAJORATION GEO-CLIMATIQUE.	34
TABLEAU II- 21: TABLE DE COEFFICIENT DE MAJORATION « AUTRES USAGES ».....	35
TABLEAU II- 22 : CONSOMMATIONS AUTRES USAGES EN (M3/J).....	35
TABLEAU II- 23 : BESOINS FUTURS JOURNALIERS MOYENS (M3/J).....	36
TABLEAU II- 24 : BESOINS DU JOUR DE POINTE (M3/J).....	36
TABLEAU II- 25 : BESOINS DU JOUR DE POINTE MOYENNES (M3/J).....	36
TABLEAU II- 26 : LES DEFICITS A L' AN 2022.	37
TABLEAU II- 27 : TABLEAU DES DEFICITS A L' AN 2030.....	37
TABLEAU II- 28 : TABLEAU DES DEFICITS A L' AN 2035.....	38
TABLEAU II- 29 : TABLEAU DES DEFICITS A L' AN 2052.....	39

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU.

TABLEAU III- 1 : LE BILAN DE STOCKAGE.	49
TABLEAU III- 2 : POINT DE REMISE GRAREM GOUGA.	50
TABLEAU III- 3 : POINT DE REMISE HAMALA.	51
TABLEAU III- 4 : POINT DE REMISE SIDI MEROUANE.	51

CHAPITRE IV : étude d'adduction.

TABLEAU IV- 1 : PARAMETRE DE QUALITE DE L'EAU DE CONSOMMATION HUMAINE.	57
TABLEAU IV- 2 : CARACTERISTIQUES DU BARRAGE DE BENI HAROUN.	58
TABLEAU IV- 3 : LES FILTRES OUVERTS.	64
TABLEAU IV- 4 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FILTRES OUVERTS.	64
TABLEAU IV- 5 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FILTRES FERMES SOUS PRESSION.	64
TABLEAU IV- 6 : PRESSION DE FONCTIONNEMENT ET TYPE DE FILTRATION.	69
TABLEAU IV- 7 : PERFORMANCES DES PROCEDES A MEMBRANES.	71
TABLEAU IV- 8 : ACQUISITION DU TERRAIN.	74
TABLEAU IV- 9 : COUT DU SYSTEME DE TRAITEMENT POUR LA STATION DE TRAITEMENT.	75
TABLEAU IV- 10 : LISTE DES CONDUITES DE LA VARIANTE N1.	77
TABLEAU IV- 11 : LISTE DES CONDUITES DE LA VARIANTE N°02.	78
TABLEAU IV- 12 : DEVIS ESTIMATIF DE LA VARIANTE N°1 (CONDUITE ET GENIE CIVIL DES OUVRAGE D'ADDUCTION).	79
TABLEAU IV- 13 : DEVIS ESTIMATIF DE LA VARIANTE N°2 (CONDUITE ET GENIE CIVIL DES OUVRAGE D'ADDUCTION).	79
TABLEAU IV- 14 : LES RESULTATS DE SIMULATION DES VITESSES ET PRESSIONS SUR L'EPANET.	90

CHAPITRE V : étude de pompage

TABLEAU V- 1 : CARACTERISTIQUES DES POMPES EN FONCTION DE LEUR NOMBRE DA LA STATION (SP1)	96
TABLEAU V- 2 : CARACTERISTIQUES DES POMPES EN FONCTION DE LEUR NOMBRE DA LA STATION (SR1)	97

Liste des Figures.

Chapitre I

FIGURE I- 1 : LE DECOUPAGE ADMINISTRATIF DE LA WILAYA DE MILA.....	4
FIGURE I- 2 : DELIMITATION DE LA ZONE DE L'ETUDE.....	5
FIGURE I- 3 : CARTE PLUVIOMETRIQUE DU NORD DE L'ALGERIE (ANRH, 2002) ET REGION D'ETUDE.....	7
FIGURE I- 4 : ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE	10
FIGURE I- 5 : LIMITES DES GRANDS BASSINS VERSANT (BV) DU NORD DE L'ALGERIE(PNE 2010).	14

Chapitre II

FIGURE II- 1 : DIAGRAMME DE LA POPULATIONS PROJETEES POUR LES COMMUNES.....	20
FIGURE II- 2 : CONSOMMATIONS MOYENNE JOURNALIERES TOTALE EN (M3/j).	22
FIGURE II- 3 : PRINCIPE DE DETERMINATION DE LA DEMANDE EN EAU POTABLE (1/2) PAR (PNE 2010).	31
FIGURE II- 4 : PRINCIPE DE DETERMINATION DE LA DEMANDE EN EAU POTABLE (2/2) PAR (PNE 2010).	32
FIGURE II- 5 : LES DEFICITS A L'ANNEE 2022.....	37
FIGURE II- 6 : LES DEFICITS A L'ANNEE 2030.....	38
FIGURE II- 7 : LES DEFICITS A L'ANNEE 2035.....	38
FIGURE II- 8 : LES DEFICITS A L'ANNEE 2052.....	39

Chapitre III

FIGURE III- 1 : SCHEMA D'UN RESERVOIR.....	47
FIGURE III- 2 : LE BILAN DE STOCKAGE A L'HORIZON DE L'ETUDE.....	49

Chapitre IV

FIGURE IV- 1 : L'EMPLACEMENT DE LA PEF.....	55
FIGURE IV- 2 : SCHEMA DE LA PRISE FLOTTANT.....	56
FIGURE IV- 3 : CARTE DU BARRAGE BENI HAROUN PAR RAPPORT AU BASSIN VERSANT KEBIR-RHUMEL MODIFIE EN LOCALISANT LE BARRAGE PAR LE SIG. (ANRH. ; 2005).	59
FIGURE IV- 4 : LE SCHEMA DE CLASSEMENT DES MEMBRANES EN FONCTION DU POUVOIR DE COUPURE.	68
FIGURE IV- 5 : PRINCIPE DE LA FILTRATION MEMBRANAIRE.	69
FIGURE IV- 6 : LE TRACE DE LA VARIANTE N°01.....	77
FIGURE IV- 7 : LE TRACE DE LA VARIANTE N°02.....	78
FIGURE IV- 8 :	83
FIGURE IV- 9 : RESULTAT DE CALCUL TRONÇON SP2-GRA.....	86
FIGURE IV- 10 : RESULTAT DE CALCUL TRONÇON GRA-SP3.....	86
FIGURE IV- 11 : RESULTAT DE CALCUL TRONÇON SR1-HML.....	87
FIGURE IV- 12 : RESULTAT DE CALCUL TRONÇON GRAREM-SIDI MEROUANE.....	87
FIGURE IV- 13 : RESULTAT DE SIMULATION DE LA PRESSION EN L'EPANET.....	88
FIGURE IV- 14 : RESULTAT DE SIMULATION DE LA VITESSE EN L'EPANET.....	89

Chapitre V

FIGURE V- 1 : COUPLAGE DE DEUX POMPES EN PARALLELE	94
FIGURE V- 2 : COUPLAGE DE DEUX POMPES EN SERIE.....	95
FIGURE V- 3 : LES COURBES CARACTERISTIQUES DE LA POMPE (SP1) DE TYPE PM125/4C.CAPRARI.....	96
FIGURE V- 4 : LES COURBES CARACTERISTIQUES DE LA POMPE (SR1) DE TYPE PM80/6A.CAPRARI.....	97

Chapitre VI

FIGURE VI- 1 : LE RESERVOIR D'AIR (ANTI-BELIER).	103
FIGURE VI- 2 : PROTECTION CONTRE LA CORROSION EXTERIEURE AVEC REVETEMENT EN POLYETHYLENE. .	106

Résumé :

La présente étude a pour objet d'étudier le système de renforcement en eau potable des communes de **GRAREM GOUGA, HAMALA ET SIDI MEROUANE** à partir du barrage de **Béni Haroun**.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous avons procédé à la conception du système de renforcement qui se compose d'une prise d'eau flottante, une station de traitement, conduites, stations de pompage et réservoirs pour satisfaire qualitativement et quantitativement les besoins en eaux de la région de l'étude.

تلخيص :

الغرض من هذه الدراسة هو دراسة شبكة التعزيز بالمياه الصالحة للشرب لدائرة قرارم قووقة, وبلديتي حمالة وسيدي مروان من سد بني هارون .

بعد تقديم منطقة دراستنا وتقدير احتياجاتها المائية، شرعنا في تصميم نظام التسليح الذي يتكون من مدخل مائي عائم ومحطة معالجة وأنابيب ومحطات ضخ وخزانات لتلبية الاحتياجات المائية لمنطقة الدراسة نوعياً وكمياً.

Abstract:

The purpose of this study is to study the reinforcement network of the common **GRAREM GOUGA, HAMALA, SIDI MEROUANE** from the **Beni Haroun** dam.

After presenting our study area and estimating its water needs, we proceeded to design the reinforcement system which consists of a floating water intake, a treatment station, pipes, pumping stations and reservoirs for qualitatively and quantitatively meet the water needs of the study region.

Introduction générale :

Introduction générale

L'eau, source de la vie et du développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses ayant une importance considérable pour le développement social et économique. L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable qui est due principalement à l'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie.

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

La région de GRAREM, HAMALA et SIDI MEROUNE connaît une situation difficile en matière d'alimentation en eau potable qui s'accroît en période sèche. Il est rapporté souvent une période d'alimentation de 4 heures ou même moins dans 1 journée/ 4 ou 5 jours. L'alimentation en eau potable est totalement déficiente, surtout pendant la saison estivale, ce qui pousse la population à acheter de l'eau.

Pour remédier à cette situation, nous proposons une alimentation à partir d'une nouvelle chaîne d'AEP qu'elle sera alimentée à partir du barrage Béni Haroun.

Notre travail sera reparti en six chapitres, répartis comme suit :

Nous débuterons par une présentation brève du site en se concentrant sur la situation géologique, administratif, géographique, climatique et un point de situation sur les systèmes d'AEP existants.

En second lieu, nous estimerons les besoins actuels et futurs par deux méthodes ; la première méthode basée sur une projection démographique et la deuxième méthode est basée sur l'approche développée par l'étude de PNE (plan national d'eau).

Dans le troisième chapitre, nous allons vérifier et dimensionner, respectivement, les réservoirs existants.

Par la suite, le quatrième chapitre nous allons faire le dimensionnement de l'ensemble des ouvrages et composants du système d'AEP à savoir la prise d'eau, la station de traitement et le système d'adduction.

Par ailleurs, le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates à installer

Dans le dernier chapitre nous allons proposer tous les ouvrages et équipements de protection des conduites contre la corrosion et le régime transitoire.

On terminera notre travail avec une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude.

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique pour mener à bien notre travail.

I-1 Situation géographique et administrative

La wilaya de Mila s'étend sur une superficie de 9 373 km², et se subdivise en 13 daïras et 32 communes. Selon les résultats du RGPH 2008, la population de la wilaya de Mila était de 768 669 habitants, avec une densité de 220 hab. /km².

Géographiquement, la wilaya de Mila est située au nord-est de l'Algérie. Elle est bordée au nord par les wilayas de Jijel et de Skikda, à l'est par la wilaya de Constantine, au sud par les wilayas de Batna et d'Oum el Bouaghi et à l'ouest par la wilaya de Sétif.

La localisation de Mila (code ONS 43), au nord de l'Algérie est représentée au **Figure I-1**.

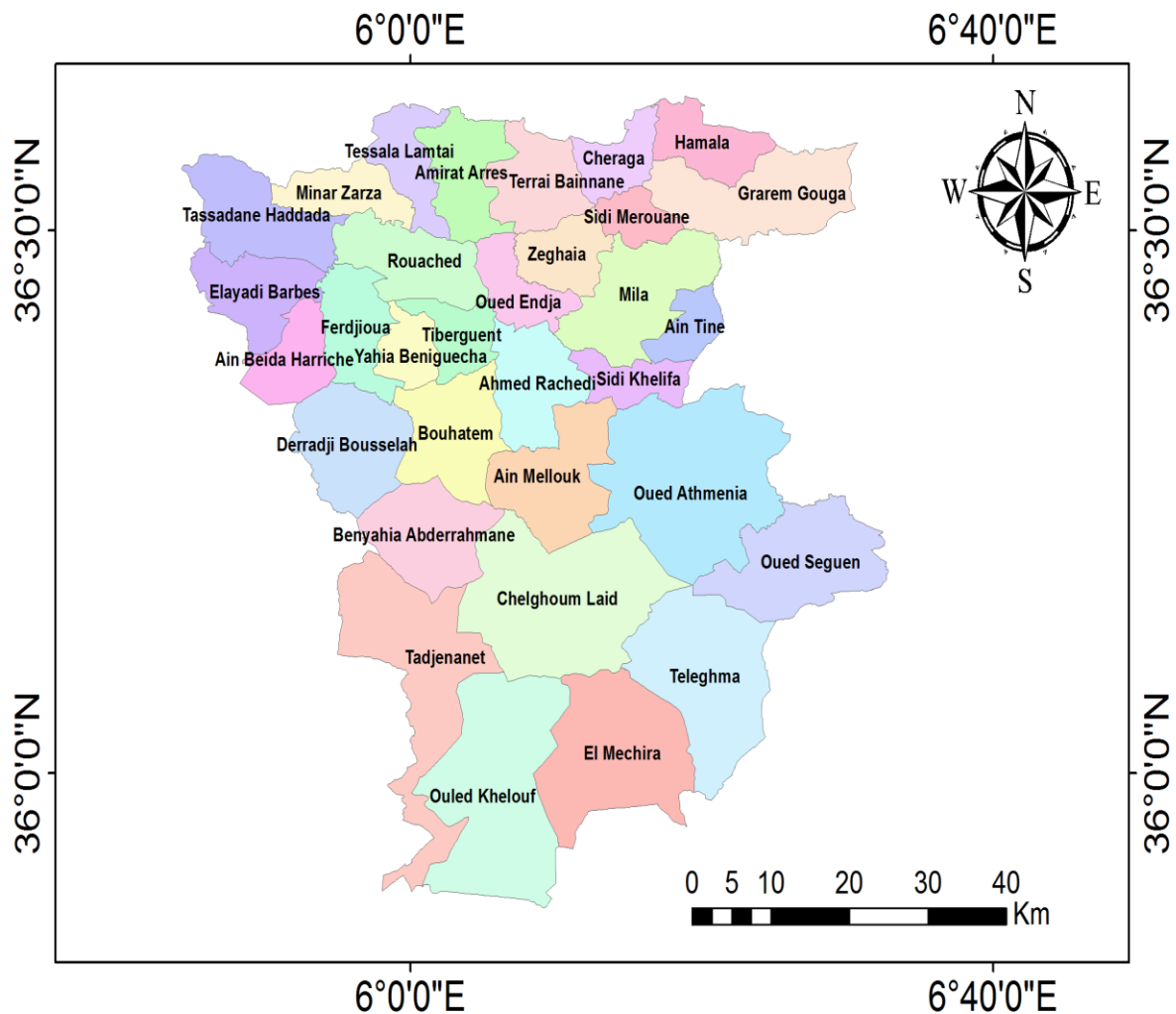


Figure I- 1: le découpage administratif de la wilaya de Mila.

Le patrimoine forestier de la wilaya de Mila, qui représente environ 10% de la superficie totale, couvre plus de 33.394 Hectares, sachant que les essences dominantes sont le Pin d'Alep, le Chêne liège et le Chêne vert.

Le relief de la wilaya est caractérisé par une zone montagneuse (zone au nord), avec pentes abruptes, et des hauts plateaux au sud.

La zone la plus accidentée, fait partie de la chaîne de montagnes appelée *Les Babors* (appartenant à Atlas tellien qui traverse l'Algérie et une partie de la Tunisie sur environ 1500 km de longueur) et est constituée essentiellement par la Petite Kabylie qui traverse les wilayas Bordj Bou Arreridji, Béjaïa, Sétif, Jijel et la partie nord de Mila. Les massifs avec les plus hautes altitudes sont : Djebel Babor (2004 mètres) et le Tababort (1969 mètres), sachant qu'aucun ne se trouve dans la zone d'étude.

I-2 Aire d'étude

L'aire d'étude correspond au nord de la wilaya de Mila. Le tableau ci-après récapitule les communes et daïras de la région d'étude.

Tableau I- 1: Daïras et communes de l'aire d'étude

Communes	Daïras
Sidi merouane	Sidi Merouane
Hamala	Greram Gouga
Greram Gouga	

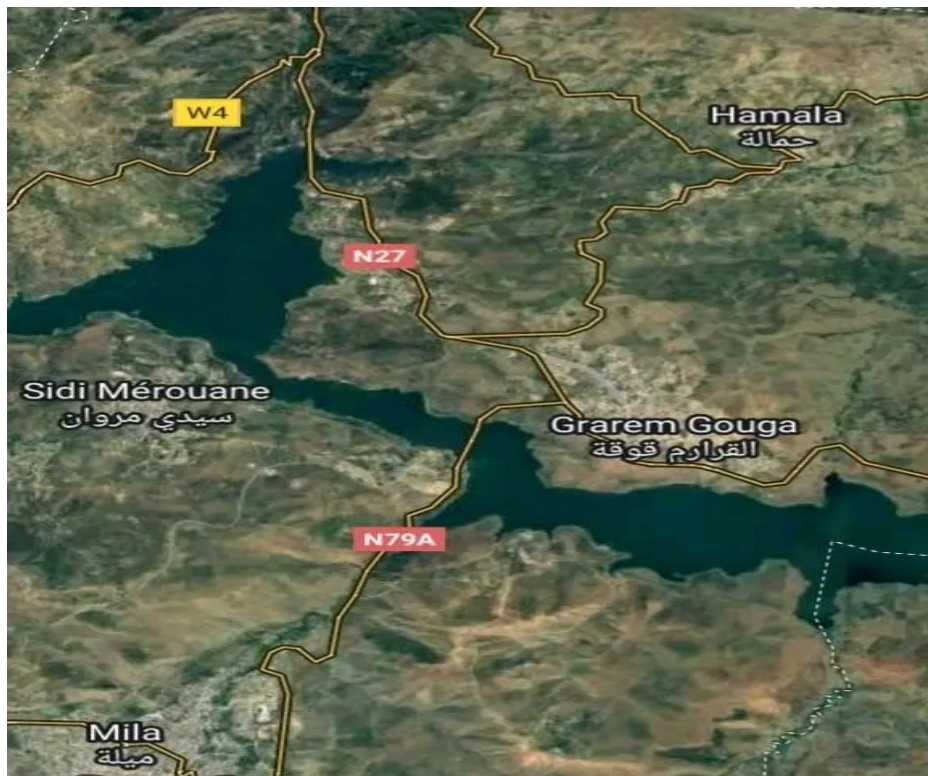


Figure I- 2 : délimitation de la zone de l'étude.

Tableau I- 2 Caractéristiques des communes de la zone d'étude .

Communes	Coordonnées géographiques de l'ACL	Population (hab) 2008)	Densité (hab/km ²)	Superficie Totale(km ²)	Altitude (m)	Limite			
						Nord	Ouest	Est	Sud
Hamala	36° 34' 18'' N et 6 20' 24'' E	11213	192	63.70	200 – 800 (1462)	Chebala et Sidi Maarouf (Jijel)	Chigara	Grarem Gouga	
Sidi Merouane	36° 31' 18'' N et 6 15' 45'' E	23088	660	35	150-625	Chigara	Zeghaia	Hamala et Gragem	Mila
Grarem gouga	36° 30' 60'' N et 6 19' 60'' E	42062	649	64.88	200-500	Hamala	Sidi merouane	Beni hmidan	Mila

I.3. Situation climatologique

I.3.1 Température

L'Atlas des Températures et des Évapotranspirations du Nord de l'Algérie (2002), publié par l'ANRH fournit les valeurs des températures moyennes mensuelles de l'air observées aux stations météorologiques de Mila. Ces valeurs moyennes de la température de l'air sont obtenues à partir de séries mensuelles de 25 ans d'observations.

Tableau I- 3 : Températures moyennes mensuelles de l'air (0°C) (d'après l'Atlas d'ANRH)

Station Météorologique	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Moyen
Mila	5	7	11	13	17	23	25.5	29	25	17	13	6	15.96

I.3.2. Évapotranspiration potentielle

Le Tableau 4 présente les valeurs de l'évapotranspiration potentielle, extraits du Atlas des Températures et des Évapotranspirations du Nord de l'Algérie ('ANRH (2002)).

Tableau I- 4 : Distribution mensuelle de l'évapotranspiration potentielle (d'après l'Atlas d'ANRH)

EPT (mm)	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	moyen
Mila	25	45	80	100	140	170	190	180	130	75	40	25	1200

I-3.3 Précipitation

Dans la **Figure I-3** est présentée un extrait la carte pluviométrique du Nord de l'Algérie (ANRH, 2002), avec la précipitation moyenne (en mm) avec la région d'étude y marquée.

On constate qu'il y a une différence accentuée entre de la précipitation au nord et au sud, comme suit :

- Mila, communes du nord, 900 mm/an
- Mila, communes du sud, 500mm/an

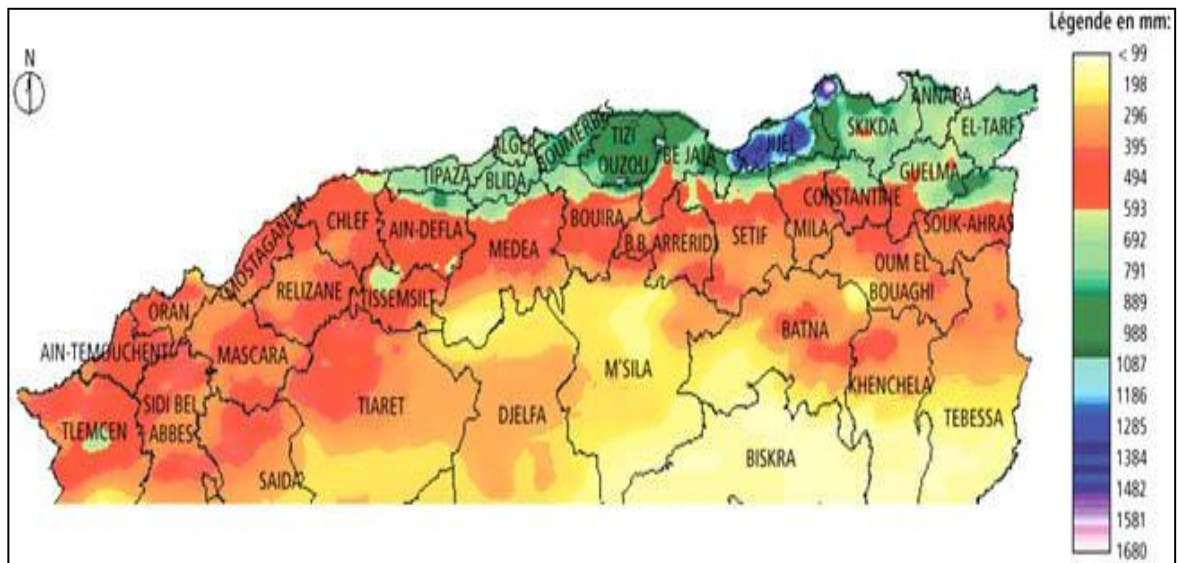


Figure I- 3 : Carte pluviométrique du Nord de l'Algérie (ANRH, 2002) et région d'étude.

I-4 Situation géologique

Le secteur d'étude fait partie de la chaîne Alpine de l'Algérie nord orientale. Cette dernière constitue un tronçon des chaînes plissées d'Afrique du nord, les Maghrébines, qui vont du Rif (Maroc) à la Sicile (Italie) en passant par l'Algérie et la Tunisie.

La chaîne des Maghrébines résulte probablement de la convergence et de la collision d'un élément de la marge sud européenne avec la marge nord-africaine d'un bassin Téthysien Maghrébin qui faisait communiquer la Téthys ligure avec l'Atlantique central (Wildi W., 1983).

Le bassin Maghrébin s'est différencié en plusieurs domaines paléogéographiques qui sont actuellement en partie superposés (Raoult J.F., 1974).

Du Nord au Sud on peut différencier trois grands domaines distincts :

- domaine interne.
- domaine des flysch.

- domaine externe.

I-4.1 Domaine interne

Contient un socle continental cristallophyllien (Grande et petite Kabylie) avec leur couverture sédimentaire écaillée (Dorsale Kabyle ou chaîne calcaire).

a- Socle Kabyle

On attribue au socle trois ensembles lithologiques (Benabbas C., 2006) :

- Un ensemble cristallophyllien inférieur, formé de gneiss à intercalations, parfois puissantes, de marbres et d'amphibolites.
- Un ensemble cristallophyllien supérieur, comportant "des schistes satinés ou phyllades, des grés et des porphyroïdes".
- La couverture sédimentaire paléozoïque du socle cristallin, peu ou pas métamorphique, dont les séries comprennent des termes de l'Ordovicien, du Silurien, du Dévonien, ainsi que du Carbonifère inférieur.

b- Dorsale Kabyle (chaîne calcaire)

La chaîne calcaire est située au sud du socle et subdivisée selon (Durand-Delga M., 1969 ; Raoult J.F., 1974 ; Vila J.M., 1980) en trois unités qui sont du nord au sud :

- Unité interne : une série conglomératique à sa base et se termine par des formations calcaires d'âge permo-triasique à néocomien suivi par une lacune du crétacé inférieur au crétacé moyen (Vila J.M., 1980) et un Éocène inférieur à moyen formé de calcaire néritique massif.
- Unité médiane : sa base est semblable à celle de l'unité interne sauf que la lacune concerne l'Aptien et l'Albien. Du Crétacé supérieur à l'Éocène la série est marno-calcaire à microfaune pélagique (Vila J.M., 1980)
- Unité externe : caractérisée par une série crétacée à éocène détritique avec un faciès intermédiaire entre le domaine interne et médian du bassin maghrébin (Vila J.M., 1980).

I-4.2 Domaine des flyschs

Ce domaine correspond aux nappes de flyschs dont le matériel crétacé-paléogène est expulsé vers le sud. Ces flyschs Ce domaine correspond aux nappes de flyschs dont le matériel crétacé-paléogène est expulsé vers le sud. Ces flyschs sont déposés dans un bassin de nature marine (Bouillin J.P., 1986).

Ces flyschs ont été subdivisé du nord au sud en trois types, de nature distincte :

- Le flysch mauritanien.
- le flysch massylien.

- flysch numidien.

I-4.3 Domaine externe

Ce domaine correspond à la marge de la Téthys du côté de la plaque africaine. En Algérie, ce dernier représente les zones telliennes. Il rassemble plusieurs séries à matériel marneux largement chevauchantes sur la plateforme Africaine.

Ce domaine peut se subdiviser en deux grands types de séries (Benabbas C., 2006) :

- Les séries telliennes.
- Les séries de l'avant pays.

I-5 Situation sismicite

I-5.1 Cadre tectonique de la région

L'évolution des Maghrébines au Mésozoïque et au Tertiaire s'intègre plus largement dans l'évolution géodynamique de la Méditerranée occidentale, caractérisée par l'affrontement des grandes plaques européenne et africaine, d'abord par coulissage sénestre, puis en régime de collision, à partir de dates diverses dans le crétacé en fonction des dispositifs locaux, la collision devenant générale au crétacé supérieur.

I-5.2 Tectonique récente

Cette phase tectonique post-nappes est responsable de l'orographie actuelle.

Elle a induit le comblement des bassins mio-pliocènes, alimentés par la destruction des reliefs environnants.

A l'échelle du Constantinois, les structures attribuées à cette tectonique évoquent une tectonique polyphasée. En effet, deux phases successives de distension et de compression ont affecté les formations tritoniennes, entraînant ainsi un resserrement des structures préexistantes, et la formation de plis qui s'alignent en gros sur la direction atlasique.

Par ailleurs, des failles inverses parfois décrochées ou chevauchantes ainsi que des déformations cassantes de direction E-W et NW-SE, tel l'accident de M'cid Aïcha-Debbar d'une centaine de kilomètres, peuvent être observées. Le long de cet accident, des chevauchements Nord-Sud post-miocène sont localement signalés, Guellal S., et al, (1973).

I-5.3 Caractéristiques de la sismicité Algérienne

L'Algérie est une zone très active sismiquement. Aujourd'hui, le CRAAG possède des indications importantes sur l'activité sismique du pays qui se concentre, principalement, dans la région nord, en grande partie à cause de la région montagneuse de l'Atlas Tellien.

I-5.4 Zonage sismique

Les Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). La carte des zones sismiques montre que le Nord a une activité sismique plus active que le sud. Selon le rapport, le territoire national algérien est divisé en cinq zones sismiques appelées.

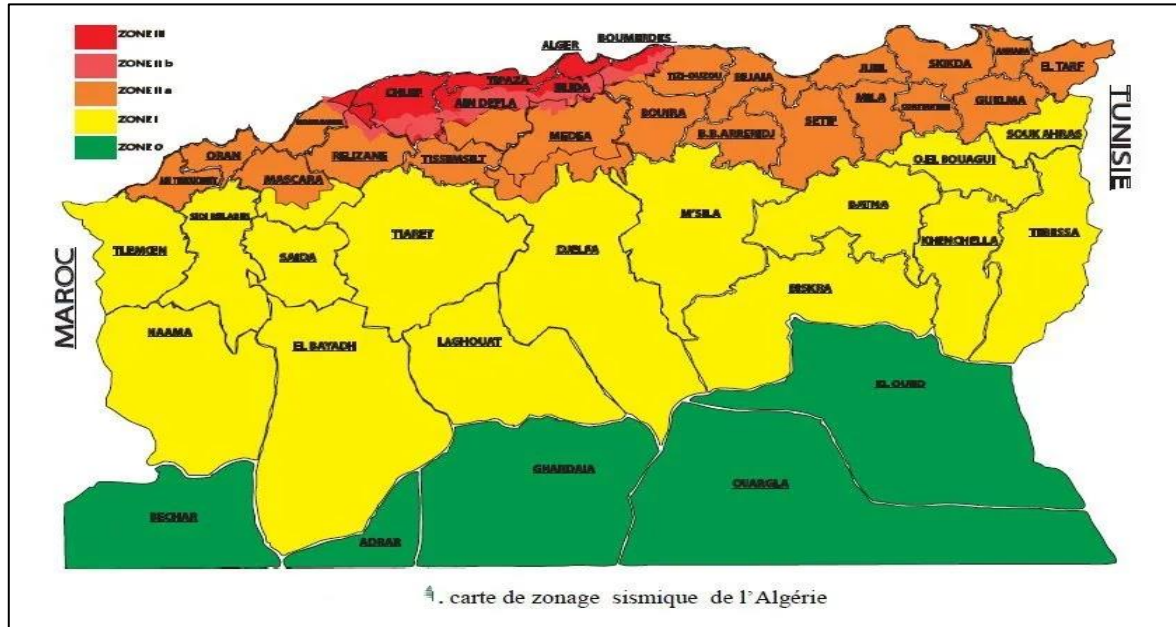


Figure I- 4 : Zonage sismique de l'Algérie

La wilaya de la zone d'étude s'insèrent, selon la classification sismique, dans la zone sismique II a, tel qu'il est visible dans la Figure4.

Selon RPOA, un séisme majeur est défini comme un "évènement sismique relativement rare comparativement à la durée de vie utile de la construction. Les dommages structuraux doivent être limités et tout effondrement partiel ou total évité" et un séisme modéré est "évènement sismique relativement fréquent comparativement à la durée de vie utile de la construction. Les dommages non structuraux doivent être limités à un coût de réparation acceptable".

Tableau I- 5 : Zonage sismique de l'Algérie

Zone	Activité sismique
0	Négligeable
I	Faible
II a	Moyenne
II b	Elevée
III	Très élevée

Les coefficients d'accélération sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I- 6 : Coefficient d'accélération (RPOA 2008)

Zone sismique			
I	II a	II b	III
0.15	0.25	0.30	0.40
0.12	0.20	0.25	0.30
0.10	0.15	0.20	0.25

I-6 Population

• RGPH – ONS – Recensement Général de la population et de l'Habitat, Office National des Statistiques, 1998 et 2008 ;

Les projections indiquées dans toutes les sources susmentionnées ont été retirées des données de population réelles du RGHP – ONS de 2008.

Dans le tableau ci-après sont présentées les données de la population actuelle (2008-2015) des communes de l'étude :

Tableau I- 7 : Population actuelle pour les communes de la Wilaya de Mila (2008 – 2015)

Code Commune	Nom Commune	RGPH-ONS
		2008
4317	GRAREM GOUGA	42 062
4324	Hamala	11 213
4318	SIDI MEROUANE	23088
Total (hab.)		76363

I-6.1 Système d'AEP existant

En matière de systèmes d'AEP existants on a collecté et analysé les données suivantes :

-De la part des ADE et DRE de Mila :

Des listes de Sources, Forages et Puits, ainsi que les informations de productions d'eau des diverses sources (superficielles et souterraines) respectives pour chaque commune, ainsi que les contrôles physico-chimiques réalisés et volumes distribués. On a aussi reçu des inventaires des ouvrages existants, programmes d'ouvrages en cours et prévus d'être lancés et la localisation (coordonnées) d'infrastructures.

-De la part des APC :

Des enquêtes remplies sur quelques données des communes et de leurs infrastructures d'eau.

I-6.1.1 Taux de Raccordement

Un résumé des taux de raccordement totaux des communes en étude de Wilaya de Mila est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau I- 8 : Taux de raccordement (%)

Code Commune	Nom de Commune	Taux de raccordement (%)
4324	Hamala	96%
4317	Grarem Gouga	99%
4318	Sidi merouane	99%

I-6.1.2 Productions

on résume les ressources mobilisés/exploités dans la région d'étude d'après les données de DRE de la wilaya de Mila, présentés dans les Annexe 1,2 notamment ceux qui concernent la production de la dernière année.

On constat premièrement que la somme des débits mobilisables supérieure à les débits exploités. Le pourcentage : débit exploité/ débit mobilisable est de l'ordre de 10%. Une telle valeur s'explique parce que beaucoup des sources/ forages exploités se dégradent et ne donnent pas les débits souhaité

Les deux faits antérieurs, la dispersion de la population et de l'absence de réserves élevées (soit en termes d'eaux de surface, soit souterraines) aident à expliquer le très grand nombre de sources en exploitation, tel que constaté dans le graphe attaché au tableau).

I-6.1.3 Plages de distribution

Un résumé des plages de distribution des communes en étude de la Wilaya de Mila, fournies par l'ADE de Mila, est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau I- 9 : Plages de distribution des communes en étude de la Wilaya de Mila

Nom Commune	Population desservie	H24 (%)	Quotidien (%)	Plage horaire	1j/2 (%)	Plage horaire	1j/3 (%)	Plage horaire
Hamala	10868	/	/	/	100	2	/	/
Grarem Gouga	45681	/	/	5	100	5	/	/
Sidi merouane	23088	/	/		100		/	/

I-6.1.4 Situation général

En conclusion, il y a d'une manière général un déficit d'approvisionnement dans l'aire d'étude, surtout dans la saison sèche lorsque les productions de quelques sources ce réduisent.

D'après les données obtenues et des analyses réalisées, ce déficit résulte d'une combinaison de :

- manques de ressources naturelles (surtout, manque de réservoirs – souterrains et de surface – suffisamment grands, qui permettent régulariser les apports naturels) ;
- pertes élevées dans les réseaux.

Bien qu'un diagnostic précis et exhaustif n'ait pas été fait, on a aussi pu constater des difficultés variées en matière de capacité des systèmes existants, d'entretien et de gestion.

I-7 Ressources en eaux existantes

I-7.1 Ressources en eaux superficielles

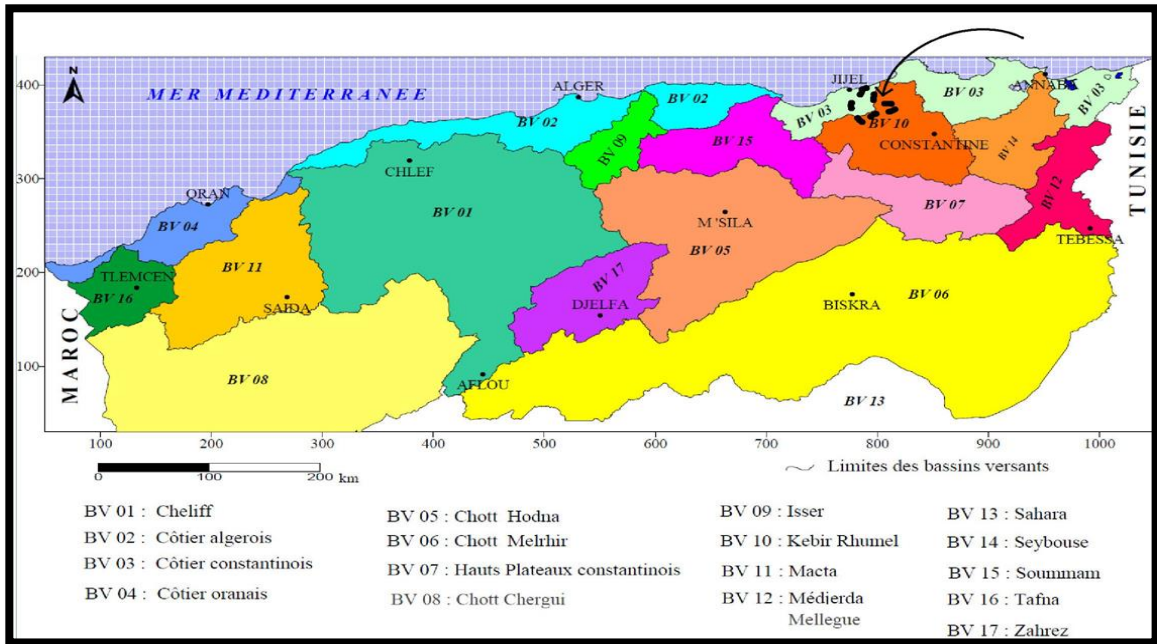


Figure I- 5 : Limites des grands bassins versant (BV) du nord de l'Algérie(PNE 2010).

Pour encadrement, la **Figure I-5** présente les grands bassins versants (BV) du nord de l'Algérie et la localisation d'aire d'étude. L'aire d'étude intéresse les bassins :

- BV 10, Kebir Rhumel, qui couvre pratiquement toute le territoire de la wilaya de Mila. Le principal oued c'est l'oued El Kebir qui traverse toute la région d'étude y compris ses affluents Menar et Derradji Bousselah.

- La région d'étude est une des plus arrosées de l'Algérie et donc un grand potentiel hydrique. Pour en profiter de ce potentiel plusieurs barrages ont été construits pour régulariser les apports. Entre les barrages existants, on détache, dans la wilaya Mila :

- Beni Haroun, dans l'oued El Kebir/ Rhumel.
- Boussiaba et Irdjana (ceci programmé pour 2015-2019), dans des affluents de l'oued El Kebir, plus au nord de Beni Haroun.

Tableau I- 10 : Barrages proches de la région d'étude (base : PNE, 2010)

Barrage	Bassin versant/ Oued	Surf. (BV) (km ²)	Volume (hm ³)	Apports moyens annuels (hm ³ /an)	Volume régularisable (hm ³ /an)
Beni Haroun	BV 10, O. El Kebir	7 548 (6 416 sans Hammam Grouz)	960	672.8	332 (AEP) + 408 (IRR)
Boussiaba	BV 10, O. Boussiaba	390	190	93.1	85.5 (AEP) Transfert B.Haroun

I-7.2 Ressources en eaux souterraines

Au BV10, il y a les nappes de l'oued Rhumel (au nord-est de la ville de Mila) et les alluvions de l'Oued el Kebir dans entre El Milia et la mer.

Dans le tableau ci-après sont présentés les données des aquifères existants et actuellement en exploitation, adaptés du PNE.

Tableau I- 11 : Nappes aquifères au BV 10 (Kebir Rhummel) (adapté du PNE, 2010).

BV		BV 10	
Nappe		La vallée de l'oued El Kébir	L'Oued Rhummel
Situation Géographique		part de la confluence des Oueds Rhummel et Endja, passé près d'El Milia pour rejoindre la mer dans la Wilaya Jijel	(zone du barrage de Beni Haroun)
Aire/ superficie (km²/km²)		(-)/61.34	(-)/(-)
Structure de l'aquifère		alluvions de l'Oued Kebir et de l'affluent l'oued Boussiaba	dépôts Mio-plio-quadernaire et alluvions récentes
Paramètres hydrodynamiques	Transmissivité	(-)	(-)
	Perméabilité	(-)	(-)
Capacité d'exploitation	(l/s)	1 030	(-)
	(Hm³/an)	32.0	6.0

On constate alors qu'il n'y a pas des ressources souterraines significatives dans la région d'étude, ce qui aide à expliquer les difficultés d'approvisionnement des systèmes actuels.

I-7.3 Transferts et Volumes alloués

Compte tenu le potentiel hydrique en eaux de surface de la région un programme global de transferts du nord vers le sud, dirigé par el MRE, est en marche depuis plusieurs années.

En s'atteignant seulement aux zones enveloppantes de l'aire d'étude et aux barrages antérieurement listés, on détache :

- le transfert Beni Haroun – Oued Athmania – Hamman Grouz- Hauts plateaux
- le transfert Boussiaba-Beni Haroun (en construction) qui renforcera le système décrit juste cité

I-7.4 Barrage de Beni Haroun

Le barrage de Béni Haroun est un grand complexe hydraulique stratégique en Algérie.

Le site du barrage est situé dans la Wilaya de Mila, au nord-est de l'Algérie sur l'Oued El Kebir, à une quarantaine de kilomètres de son embouchure dans la mer méditerranée.

La retenue créée par le barrage se trouve au Sud de ce dernier. Elle est située à environ 40 km au Nord / Nord - ouest de la ville de Constantine et à 350 km à l'Est d'Alger.

Le barrage est situé à l'extrémité amont de la gorge calcaro-marneuse de Béni Haroun et à environ 4 km du confluent de l'Oued Rhumel et de l'Oued Enndja.

Le bassin total de l'Oued Kebir au site du barrage couvre une superficie voisine de 7.725 km².

Tenant compte qu'une partie du bassin du Rhumel est mobilisée par le barrage de Hammam Grouz, la superficie intéressant le barrage de Béni Haroun est de 6.595 km².

Tableau I- 12 : Fiche technique du barrage Beni Haroun

RN	PHE	NME	VTM (110-172)	VU	VT	SR (côte 172)	SR (côte 200)
200.00 m	214.80 m	172.00 m	263.5 hm ³	735.5 hm ³	997.9 hm ³	1392 Ha	3768 Ha

RN =Niveau normal. **PHE** =Niveau des plus hautes eaux. **NME** = Niveau minimum d'exploitation.

VTM = Volume de la tranche morte.**VU** = Volume utile. **VT**= Volume total. **SR** = Surface retenue.

Le barrage fait partie du Grand Transfert de BÉNI HAROUN ; il est destiné à régulariser un volume annuel de 504 Hm³ (dont 435 de son volume propre et 69 du barrage

de Boussiaba) pour alimenter en eau potable et en irrigation les régions des hautes plaines du CONSTANTINOIS et des AURES à travers les Wilayas de Jijel, Constantine, Mila, Oum El Bouaghi, Batna et Khenchela.

Il constitue l'ouvrage clé du projet de transfert de Béni Haroun dont l'objectif est de transférer les ressources mobilisées par le barrage de Beni Haroun vers ces six Wilayas.

Le barrage a été mis en service au cours de l'année 2005.

En juin 2011, il a atteint un niveau des plus élevés depuis le début de son remplissage graduel en 2005 en atteignant le volume de 851 millions de mètres cubes.

Au 07 février 2012, le barrage a atteint un niveau record de 900 millions de m³ et devrait augmenter dans les jours suivants, le déversement du surplus était envisagé.

Au 11 février 2012, le barrage a atteint la barre des 990 millions de m³.

Au 12 février 2012, le barrage a atteint un pic historique jamais réalisé depuis sa mise en service à ce jour : 1 milliard de m³, dépassant ainsi de 40 millions m³ sa capacité théorique (**960 millions m³**).

La côte de la retenue normale (RN) a été fixée à 200 m dans le Système Altimétrique du Barrage (SAB) qui correspond, selon les documents fournis par l'ANBT, au nivellement général algérien (NGA).

La côte des plus hautes eaux exceptionnelles (PHE) est de 214.80 m dans le Système Altimétrique du Barrage

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter les communes de la zone de l'étude, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable à partir des informations disponibles et collectées auprès des différents organismes.

Nous allons procéder dans le chapitre suivant à l'estimation des besoins en eau.

Chapitre II :

Evaluation des besoins en eau.

Introduction

Chaque agglomération est caractérisée par un nombre d'habitants et un régime de consommation. Ce dernier permet de montrer la variation du débit de consommation en fonction du temps (annuelle, journalière ou horaire) qui varie selon le type des consommateurs, leurs exigences, leurs habitudes, développement sanitaire de l'agglomération.

Dans ce chapitre on abordera une étude globale sur l'évaluation démographique dans notre zone d'étude, ainsi que l'évaluation de la variation journalière du débit à consommer, par deux méthodes ; la première méthode basée sur une projection démographique en utilisant des taux de croissance collectés auprès de l'office nationale de statistique et une dotation théorique définie.

La deuxième méthode est basée sur l'approche développée par l'étude de PNE (Plan national de l'eau)

Méthode 1 : Méthode basé sur une projection démographique

II-1 Projection de la population

La démographie est l'étude quantitative et qualitative de l'âge des populations et de leurs dynamiques, à partir de caractéristiques telles que la natalité, la fécondité, la mortalité, la nuptialité et la migration. Le démographe analyse les variations de ces phénomènes dans le temps et dans l'espace, en fonction des milieux socio-économiques et culturels. Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, la détermination de la croissance démographique aura des répercussions sur l'estimation et la satisfaction des besoins de la population en eau potable, et aussi sur le dimensionnements des différents ouvrages hydrauliques. Dans chaque étude démographique on est obligé de prendre en considération la croissance dans les horizons futurs, pour assurer le bon fonctionnement de ses ouvrages, et la satisfaction des besoins dans les années prochaines. On utilisera la formule suivante pour l'estimation de nombre d'habitant sur un horizon :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \text{ (II-1)}$$

- P_n : la population à l'horizon de calcul (2008,2052).
- P_0 : la population de l'année de référence (2008).
- T : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage.
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Avec un taux d'accroissement démographique 2 % (l'ONS).

Les résultats de calcul de nombre de population pour différents horizons sont regroupés dans le tableau II.1.

Tableau II- 1 : évaluation de la population à l’horizon de 2052

L’horizon	Année 2008	Année 2022	Horizone 2025	Horizone 2030	Horizon 2035	Horizon 2052
Nombre d’habitant Grarem Gouga	42062	55500	58896	65027	71795	100530
Nombre d’habitant Hamala	11213	14795	15700	22873	19139	26800
Nombre d’habitant Sidi Merouane	23088	30464	32328	47097	39409	55182

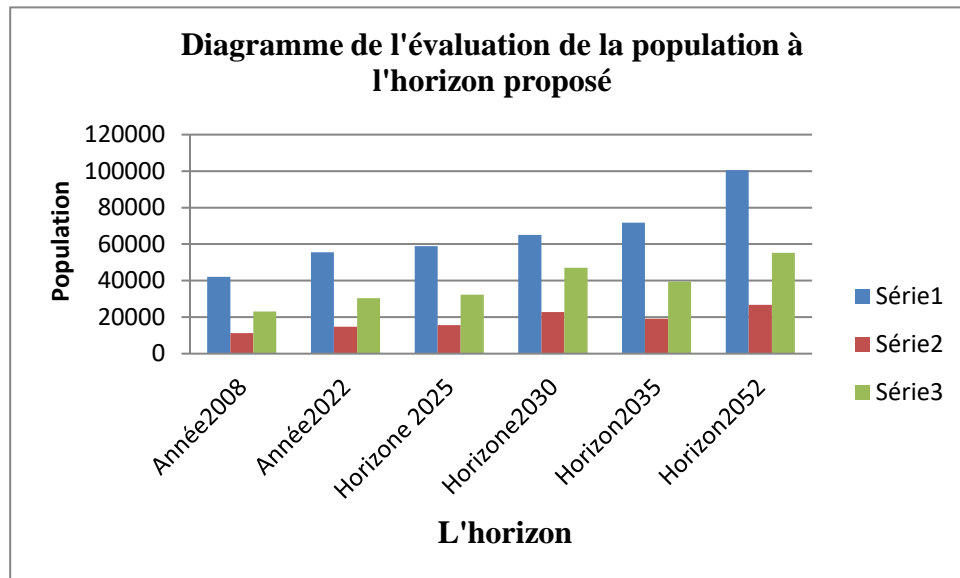


Figure II- 1 : Diagramme de la Populations projetées pour les communes.

II-2 Détermination de la consommation moyenne journalière :

II-2.1 Les besoins domestiques :

On peut prendre comme base de calcul :

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, nous estimons une dotation de 150 litres / jour / habitant en raison de la forte demande au future.

D’où on prend : **Dot= 150 l/j/habitant**

La consommation moyenne journalière se détermine à partir de la formule suivante:

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \text{ (II-2)}$$

- ❖ **Qmoy,j** : Débit moyen de consommation en (m³ /j).
- ❖ **Dot** : Dotation (l/j/hab).
- ❖ **N** : Nombre d’habitants.

Le tableau II-3 : montre la consommation moyenne journalière à différents horizons.

Tableau II- 2 : Consommations moyenne journalières domestiques en (m³/j).

Commune	Consommations moyenne journalières domestiques en (m ³ /j)					
	2008	2022	2025	2030	2035	2052
Grarem Gouga	6309.3	8325	8834.4	9754.05	10769.25	15079.5
Hamala	1681.95	2219.25	2355	3430.95	2870.85	4020
Sidi Merouane	3463.2	4569.6	4849.2	7064.55	5911.35	8277.3
Total	11454.45	15038.85	16038.6	20249.48	19551.45	27376.8

II.2.2. Les besoins des équipements :

Eu égard à la grandeur des villes étudiées et par manque des données réelles et un inventaire des équipements et autres usages il a été proposé en commun accord avec la DRE de Mila de prendre un coefficient de majoration de 35 % pour les communes de Grarem et Sidi Merouane et un coefficient de 25 % pour la commune de Hamala.

$$Q_{\text{moy.équip}} = Q_{\text{moy.domestique}} * \text{coefficient de majoration (II-3)}$$

Tableau II- 3 : Consommations moyenne journalières des équipements en (m³/j).

Commune	Consommations moyenne journalières des équipements en (m ³ /j)					
	2008	2022	2025	2030	2035	2052
Grarem gouga	2208.26	2913.75	3092.04	3413.91	3769.24	5277.83
Hamala	420.49	554.81	588.74	857.74	717.71	1005
Sidi Merouane	1212.12	1599.35	1697.22	2472.59	2068.97	2897.06
Total	3840.84	5067.91	5378	6744.24	6555.92	9179.89

II.2.3. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière :

$$Q_{\text{moy totale}} = Q_{\text{moy.équipements}} + Q_{\text{moy.domestiques}} \text{ (II-4)}$$

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers totale aux horizons sont donnés pour la zone étudiée dans les tableaux suivants :

Tableau II- 4 : Consommations moyenne journalières Totale en (m³/j).

Commune	Consommations moyenne journalière totale en (m ³ /j)					
	2008	2022	2025	2030	2035	2052
Grarem Gouga	8517.56	11238.75	11926.44	13167.96	14538.49	20357.33
Hamala	2102.44	2774.06	2943.75	4288.69	3588.56	5025
Sidi Merouane	4675.32	6168.95	6546.42	9537.14	7980.32	11174.36
Total	15295.32	20181.76	21416.61	26993.79	26107.37	36556.69

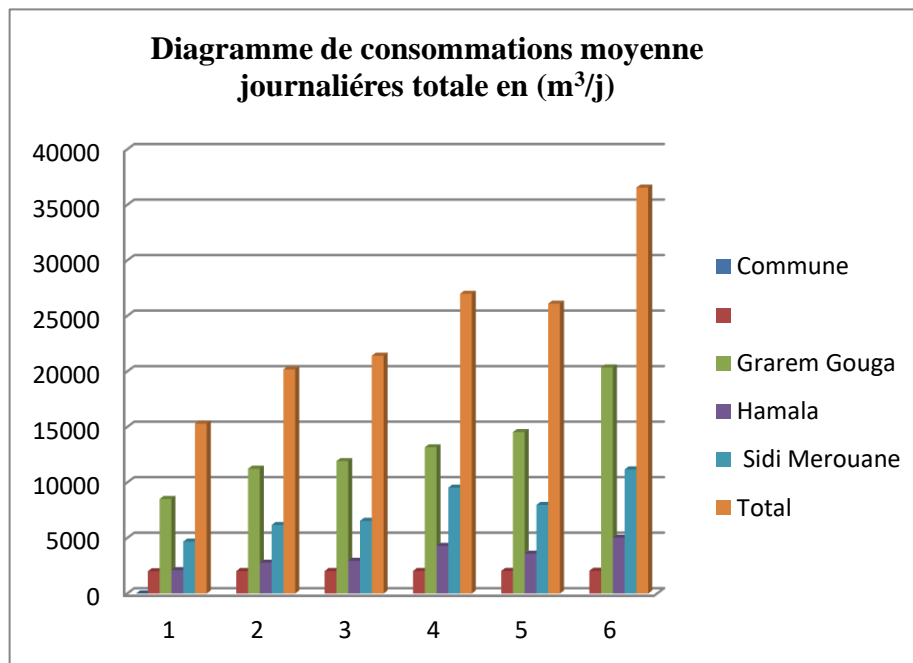


Figure II- 2 :Consommations moyenne journalières Totale en (m³/j).

II.3 Variation de la consommation journalière :

Pendant l'année, on a une journée où la consommation est élevée (débit maximal ou de point), et on a une journée où la consommation est faible (débit minimale), cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$.

II.3.1 Variation de consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :

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

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad \text{(II-5)}$$

$K_{max j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour : **$K_{max j} = 1,2$** .

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit de la journée la plus chargée de l'année, où la consommation est la plus forte. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moyj} \quad \text{(II-6)}$$

Tableau II- 5 :Consommations maximale journalière (Qmaxj) en (m³/j).

Commune	Q max j (m ³ /j)					
	2008	2022	2025	2030	2035	2052
Grarem Gouga	10221.07	13486.5	14311.73	15801.55	17446.19	24428.80
Hamala	2522.93	3328.87	3532.5	4239	4306.27	6030
Sidi Merouane	5610.38	7402.74	7855.70	11444.57	9576.38	13409.23
Total	18354.38	24218.11	25699.93	31485.12	31328.81	43868.03

II.3.2 Variation de consommation minimale journalière (Q min j) :

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

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II-7})$$

Kminj : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi : k min j=0.8.

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit de la journée la moins chargée de l'année, ou la consommation est la plus faible.Elle est donné par la formule suivante :

$$\text{Donc : } Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj}$$

Tableau II- 6 :Consommations minimale journalière (Qminj) en (m³/j).

Commune	Qminj (m ³ /j)					
	2008	2022	2025	2030	2035	2052
Grarem Gouga	6814.05	8991	9541.12	10534.37	11630.79	16285.86
Hamala	1681.95	2219.25	2355	3430.95	2870.85	4041.6
Sidi Merouane	3740.26	4935.16	5237.14	7629.71	6384.26	8939.49
Total	12236.26	16145.41	17133.26	21595.03	20885.9	29266.95

Méthode 2 : le Plan National D'eau :

Le Plan National de l'Eau de l'Algérie (PNE), élaboré par le Groupement SOFRECO Grontmij/Carl -Bro – Progress – OI Eau, 2010, présente des études très développées de l'évolution de la population pour la période allant de 2010 à 2030.

Ces études faites ont été discutées à plusieurs niveaux avec l'Administration Algérienne et généralement approuvées. Elles constitueront, donc une base de référence solide, que l'on utilisera tout au long de cette étude à des fins de comparaison.

Le PNE 2010 est constitué par les documents suivants :

MISSION 1 - AUDIT / COLLECTE DE DONNEES

Volume V - Audit du fonds documentaire : le Système d'Information

MISSION 2 - EVALUATION DES RESSOURCES ET DES BESOINS

Volet 1 - Ressources en eau de surface

Volet 2 - Ressources en eau souterraine

Volet 3 - Ressources en eaux non conventionnelles

Volet 4 - Demande en eau domestique

Volet 5 - Demande en eau industrielle

Volet 6 - Demande en eau agricole

MISSION 3 - ELABORATION DU SYSTEME D'INFORMATION

Volet A - Cahier des charges fonctionnel du SI du PNE

MISSION 4 – CONFRONTATION BESOINS / RESSOURCES Volet A Adéquation besoins / ressources

Volet A - Adéquation besoins / ressources

Volet B - Spécifications détaillées et techniques du SI du PNE

Volet C - Manuel utilisateur de l'Outil d'Aide à la Décision (OAD)

Volet D - Guide Technique de l'Outil d'Aide à la Décision (OAD)

MISSION 5 – POLITIQUE NATIONALE DE L'EAU

Volet A- Le PNE

Volet B - Les livrables informatiques

Les résultats de l'étude démographique, qui a été effectuée pour la réalisation du PNE 2010, paraissent raisonnablement fiables et d'une variabilité somme toute secondaire vis-à-vis des incertitudes pesant sur les projections de dotations et de rendement des réseaux. Ainsi, l'évolution de la demande en eau dans le temps est estimée en se basant sur des hypothèses traduisant le politique de gestion de l'eau en termes d'évolution de la dotation et d'évolution des pertes dans les réseaux d'adduction et de distribution.

II.1 bis-Projection de la population :

L'approche méthodologique de projection démographique retenue est basée sur une exploitation et un traitement des données de populations à partir du niveau de l'agglomération.

Les hypothèses de projections de population d'une agglomération reposent sur :

Son dynamisme sociodémographique issu de l'analyse de son évolution démographique entre 1987 et 2008 (Taux d'accroissement annuel moyen sur la période),

Sa situation géographique et à sa région caractérisée par des perspectives de développements socioéconomiques relativement homogènes (Régions démographiques homogènes),

Son poids démographique (Strates de population).

II.1.1. bis- Méthodologie d'estimation de la population future :

La méthodologie de projection de la population se présente comme suit :

1- Calcul du taux d'accroissement (période de référence : 1987-2008).

2- Définition des taux d'accroissement (période : 2012-2052) à partir des tables d'évolution des taux d'accroissement (PNE 2010).

3- Estimation de la population future aux différents horizons (2022, 2025, 2030, 2035 et 2052).

II.1.2 bis-Présentation des populations futures :

Dans les tableaux ci-après sont présentées les données de la population de référence en 2008 des communes de l'étude.

Tableau II- 7 : Population actuelle pour les communes de la Wilaya de Mila (2008).

Code Commune	Nom Commune	RGPH-ONS
		2008
4317	GRAREM GOUGA	42 062
4310	Sidi Merouane	23 088
4324	Hamala	11 213
Total (hab.)		76362

Source (ONS)

L'estimation de la population future aux différents horizons de l'étude (2022,2030, 2035, 2052) a été réalisée pour chaque commune concernée par le projet. Les résultats de cette étude sont présentés dans les tableaux ci-après et serviront de base à la détermination des projections des besoins en eau.

La méthodologie de projection par agglomération s'appuiera sur une classification des agglomérations selon 7 strates de populations (**TableauII.7**) représentatives de catégories d'agglomération d'un poids et d'une évolution socioéconomique relativement homogène :

Tableau II- 8 : les strates de population

Strates	Classe de population		Agglomération à dominante
S7	100 000	< population	Urbaine
S6	50 000	≤ pop < 100 000	
S5	20 000	≤ pop < 50 000	Semi urbaine
S4	10 000	≤ pop < 20 000	Semi rurale
S3	5 000	≤ pop < 10 000	
S2	2 000	≤ pop < 5 000	
S1	population < 2 000		rurale

Tableau II- 9 : Classification des communes.

Commune	Nbr POP 2008(hab)	Classe
Hamala	11213	S4
Grarem Gouga	42062	S5
Sidi Merouane	23088	S5

Tableau II- 10 : Taux d'accroissement par communes.

		2008/2010	2010/2015	2015/2020	2020/2025	2025/2030
Taux d'Accroissement	S4	2	2	1.8	1.8	1.6
	S5	1.5	2	1.8	1.8	1.5

Les populations jusqu'à 2052 ont été estimées, en se basant dans les projections du PNE.

Comme les projections du PNE ne vont que jusqu'à 2030, il a fallu les extrapoler pour la période 2030-2050. Ces extrapolations ont été faites en utilisant la loi de croissance géométrique³ (la même que celle utilisée dans le PNE), considérant le taux de croissance pour la période 2030-2052 serait égal au taux de la projection du PNE pour la période 2025-2030;

II.1.3 bis- Loi géométrique et taux de croissance :

Pour référence la loi de croissance géométrique est donnée par l'expression

$$P = P_0 \times (1 + T)^n \quad (\text{II-9})$$

où:

- P : Population à l'horizon d'étude ;
- P0: Population de base;
- T : Taux de croissance ;
- n : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

considérée.

Inversement, connues les populations au début et à la fin d'une période de n années, on calculerait le taux de croissance par l'expression suivante :

$$T = [(P/P_0)^{(1/n)} - 1] \times 100 \quad (\text{II-10})$$

Tableau II- 11 : projection démographique.

Communes	Pop référa 2008	Pop 2022	Pop 2025	Pop 2030	Pop 2035	Pop 2052
Grarem	42 062	54 207	57 187	58 397	62 910	81 029
Sidi Merouane	23 088	29 755	31 390	32 054	34 531	44 477
Hamala	11 213	14 593	15 396	15 799	17 104	22 402
Total	76 363	98 555	103 974	106 250	114 545	147 908

II.2 bis-Demande en eau :

L'objet de ce chapitre est de dresser le bilan entre les demandes futures (horizons 2025 et 2052) et les ressources identifiées et de déterminer l'impact de l'apport de la SDEM sur les besoins des communes concernées par l'étude.

Étant donné l'existence de diverses acceptions de quelques termes concernant la demande en eau potable, on précise ci-après les définitions adoptées dans la présente Étude.

- Consommation - usage de l'eau au compteur des consommateurs (domestique, industriel, public).

- Besoins en eau - l'eau qui serait fournie à un consommateur, s'il n'est pas limité par le système ; voire, l'eau qui serait consommée par un consommateur alimenté 24/24 avec de l'eau de bonne qualité et bonne pression.

- Demande à la source - la quantité d'eau qui faudrait capter/injecter dans le système pour garantir les besoins des consommateurs y compris les pertes d'eau dans le parcours.

Ces acceptions correspondent aussi, à celles utilisées dans le dernier Plan National de l'Eau (2010).

Il faut signaler que certains auteurs et bureaux d'études adoptent la terminologie inverse (les demandes seront les consommations sans limitations et les besoins seraient les demandes d'eau à la source, incluant les pertes).

La dotation est normalement entendue comme une consommation ou demande unitaire. Sa définition peut être très différente car on peut se référer soit à la consommation effective ou aux besoins de divers types/catégories, soit aux besoins totaux, demande globale et, en outre, on peut prendre de différentes unités pour faire la division (habitants, résidants, unités de service dans le cas des dotations publiques, etc.).

Si aucune précision n'est faite, dans la présente Étude le mot « dotation » exprimera le résultat de la division des besoins totaux (domestiques, publics, industriels) d'une agglomération (sans pertes) par le nombre d'habitants. Cette définition n'inclut donc pas les pertes qui peuvent varier beaucoup en chaque système selon leur type, matériaux des tuyauteries, âge, taille, pression de fonctionnement et état de conservation.

Le rendement du réseau est défini comme le rapport entre la consommation et le volume mis en tête de distribution. Le rendement global du système sera le rapport entre la consommation et le volume capté.

Si on ne considère pas les pertes dans l'adduction et dans le traitement, le rendement du système est égal au rendement du réseau.

Les demandes que seront déterminés dans le présent chapitre seront généralement entendues comme demande en tête de distribution ; c'est à dire elles tiennent compte des pertes dans le réseau de distribution, mais pas les pertes dans l'adduction et dans le traitement ; ces dernières pertes seront évaluées séparément dans le dimensionnement de ces organes dans les chapitre suivant.

II.2.1 bis- Méthodologie :

Les demandes seront estimées à partir des besoins, tout en considérant des valeurs de rendement tenues aussi comme raisonnables et achevables à court terme.

Cette méthodologie d'estimation a aussi été utilisée dans le PNE pour toute l'Algérie, limitée toutefois à l'horizon de 2030.

Dans les paragraphes ci-après on s'attend à établir les dotations et les rendements à utiliser pour chaque commune.

DTRT- dotation tendancielle rendement tendanciel

DTRV- dotation tendancielle rendement volontariste

DVRT- dotation volontariste rendement tendanciel

DVRV- dotation volontariste rendement volontariste

L'adjectif « tendanciel» signifie que la dotation suit une tendance naturelle de croissance et que le rendement suit la tendance naturelle de réduction. L'adjectif « volontariste » signifie réaliser des actions spécifiques dans le but de réduire le gaspillage de l'eau ; soit en termes d'obtenir une réduction des dotations unitaires (par exemple avec des tarifs plus élevés), soit en termes d'augmenter les rendements des réseaux au moyen des programmes de détection et réparation de fuites et du Renouvellement de réseaux.

Un résumé des dotations et des rendements considérés dans le PNE, pour les communes de la région en étude, est présenté pour le scénario extrême DTRT pour les années 2015, 2020 et 2030, dans les tableaux suivants :

Tableau II- 12 : Dotations unitaires domestiques et "autres usages" assimilés - Hypothèse Tendancielle .

Hypothèse Tendancielle	Dotations unitaires domestiques et "autres usages" assimilés (en l/j/hab)				
	Région Nord				
	2010	2015	2020	2025	2030
métropoles (SPE)	170	179	187	196	204
Métropoles	144	152	160	176	192
urbain sup	128	128	135	150	165
Urbain	112	119	126	140	154
semi urbain	108	108	115	122	135
semi rural	94	100	106	113	125
rural aggloméré	81	86	92	98	104
Dotation Moyenne Pondérée population agglomérée	121	125	133	155	155
Eparse	60	60	60	60	60

Tableau II- 13 : Évolution Rendement - Hypothèse Tendancielle .

Evolution Rendement (%)	Hypothèse Tendancielle				
	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles	55	60	65	70	75
urbain sup - Hyp. Tendancielle	55	60	65	70	75
urbain - Hyp. Tendancielle	55	55	60	65	70
semi urbain - Hyp. Tendancielle	55	55	60	65	70
semi rural - Hyp. Tendancielle	55	55	60	65	70
rural aggloméré - Hyp. Tendancielle	50	55	60	65	70
Agglomérations chef-lieu de Wilaya - Hyp. Tendancielle	55	70	80	85	85

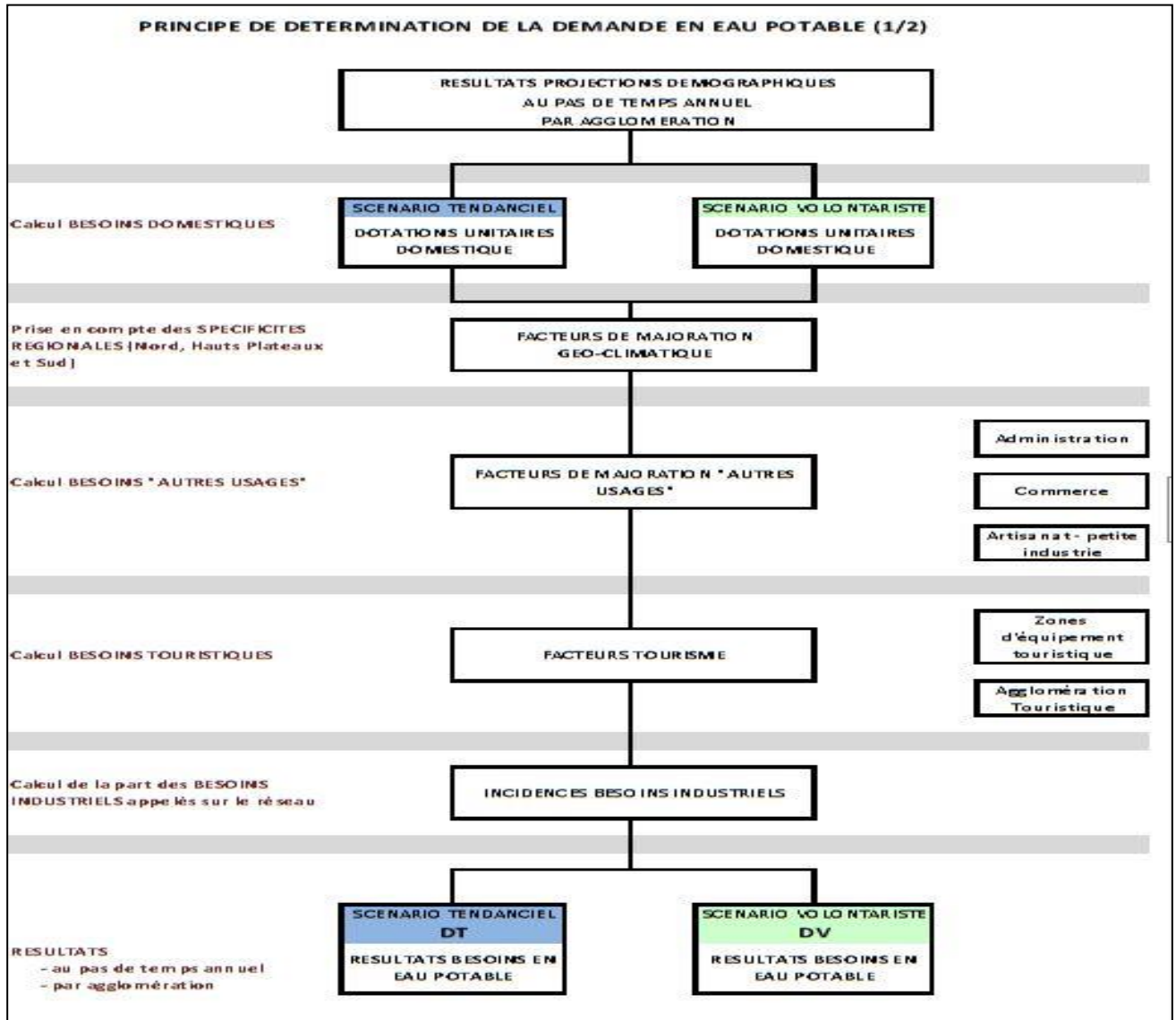
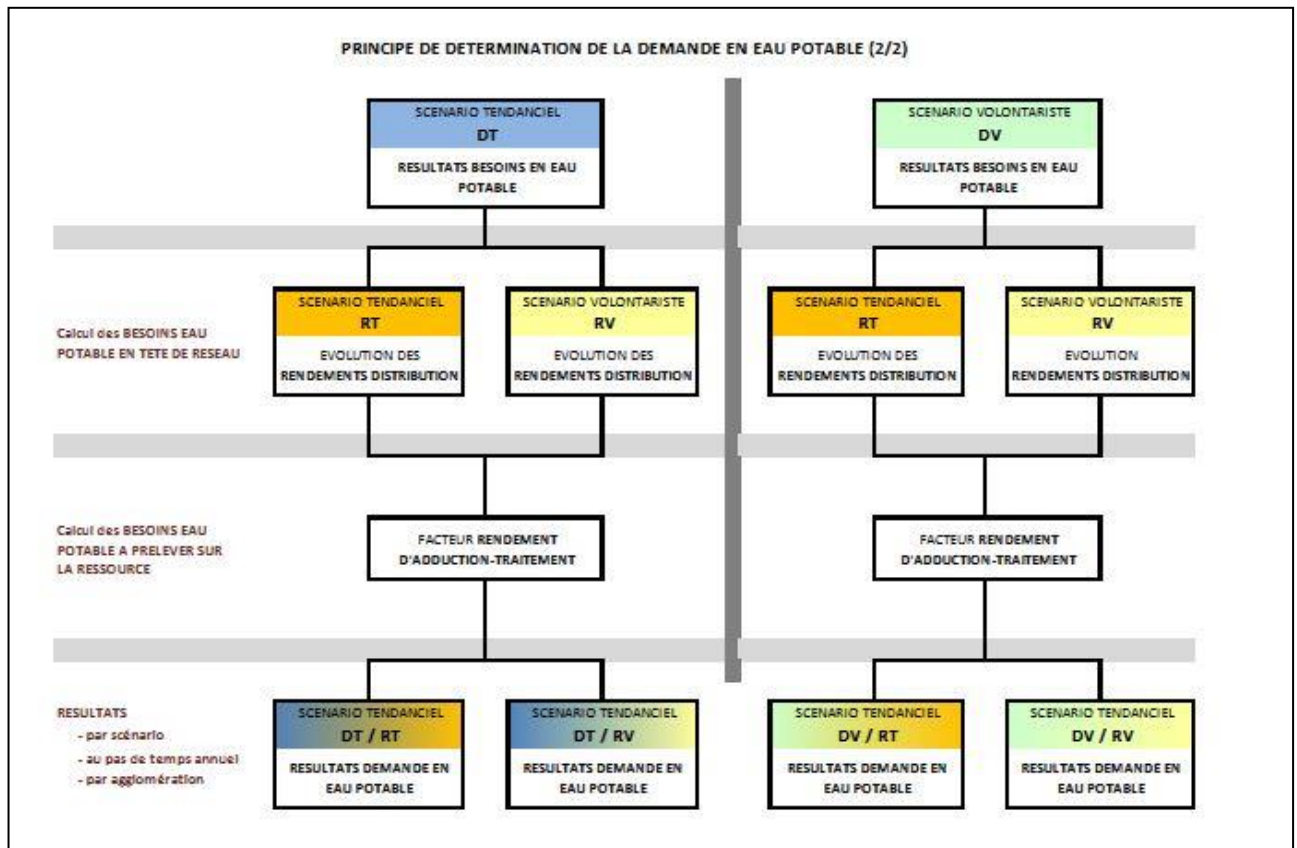


Figure II- 3 : Principe de détermination de la demande en eau potable (1/2) par (PNE 2010).



Nota : Pour la suite, nous avons retenu l’hypothèse tendancielle qui donne des résultats maxima en termes de volume d’eau, donc plus sécuritaire.

II.2.2. bis-Estimation des besoins actuels et futurs :

II.2.2.1 bis-Besoins en eau domestique

Les besoins en eau domestique se calculant de la manière suivante :

Avec:

$$Q_d = D * N \text{ (l/s)}$$

D : Norme de Dotation (l/j.hab).

N : Nombre d’habitant.

D’après le PNE la dotation au différent horizon de la zone d’étude est dans les tableaux suivant :

Figure II- 4 : Principe de détermination de la demande en eau potable (2/2) par (PNE 2010).

Tableau II- 15 : Proposition de dotations de l’atelier MRE du 26 avril 2009.

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L’urbain dit « supérieur » :	100.000 < pop. ≤ 300.000 habitants
L’urbain :	20.000 < pop. ≤ 100.000 habitants
Semi urbain :	5.000 < pop. ≤ 20.000 habitants
Semi rural :	3.000 < pop. ≤ 5.000 habitants
Rural aggloméré :	600 (100 unités d’habitation) < pop. ≤ 3.000 habitants
Rural éparsé :	population inférieure à 600 habitants (100 unités d’habitation).

Tableau II- 14 : Typologie Agglomérations / strates de population

EVOLUTION DOTATIONS UNITAIRES DOMESTIQUES (en l/j/hab)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l’offre			Gestion par la demande	
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain supérieur	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
DOTATION MOYENNE PONDEREE de la population agglomérée	82	85	90	98	107
Eparsé	60	60	60	60	60

Tableau II- 16 : Dotation de la commune de Hamala.

Horizon	2022	2025	2030	2035	2052
Population	14 593	15 396	15 799	17 104	22 402
Dot l/j/hab	85	90	100	100	110

Tableau II- 17 : Dotation de la commune de Grarem Gouga.

Horizon	2022	2025	2030	2035	2052
population	54 207	57 187	58 397	62 910	81 029
Dot l/j/hab	85	110	110	110	110

Tableau II- 18 : Dotation de la commune de Sidi Merouane

Horizon	2022	2025	2030	2035	2052
Population	29 755	31 390	32 054	34 531	44 477
Dot l/j/hab	85	100	100	100	100

Les résultats de calcul des besoins aux différents horizons sont dans le tableau suivant :

Tableau II- 19 : Consommations moyenne journalières en (m³/j).

	Consommations moyenne journalières en (m ³ /j)				
	2022	2025	2030	2035	2050
Hamala	1240	1386	1580	1710	2370
Grarem Gouga	4608	5719	6424	6920	8913
Sidi Merouane	2529	3139	3205	3453	4448
Total	8377	10244	11209	12083	15731

a. Majoration climatique

Les coefficients de majoration climatique prennent en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre respectivement, le Nord, les Hauts Plateaux et le Sud. Ils s'établissent comme suit :

Tableau II- 20 : Table de coefficient de majoration géo-climatique.

Unité : %	MAJORATION GEOCLIMATIQUE
REGION SNAT	TAUX DE MAJORATION
Région Nord	0
Région Haut Plateaux	5
Région Sud	15

Les communes de Mila sont incluses dans la région Nord donc le coefficient de majoration climatique est 0.

b. Majoration « autres usages » :

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat/petite industrie sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usagers :

Tableau II- 21: Table de coefficient de majoration « autres usages ».

Unité : %	TAUX DE MAJORATION AUTRES USAGES			
	Taux Administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Les résultats de calcul des besoins aux différents horizons sont dans les tableaux suivants :

Tableau II- 22 : Consommations autres usages en (m3/j)

Communes	2022	2025	2030	2035	2052
Hamala	434	485	553	599	862
Grarem Gouga	1613	2287	2569	2768	3565
Sidi Merouan	885	1256	1122	1209	1557
Total	2932	4028	4244	4576	5984

II.2.2.2 bis-Prise en compte des pertes des réseaux :

Les pertes en eau constituent une partie importante de la demande en eau. Dans l'état actuel, nous Avons pris la perte 30% à partir 2030.

II.2.2.3 bis-Besoins globaux actuels et futurs :

Deux niveaux de besoins sont proposés :

Les besoins du jour moyen (m3/j).

Les besoins du jour de pointe (m3/j).

II.2.2.4 bis-Besoins du jour moyen :

Les Besoins du jour moyen se calculant de la manière suivante :

$$Q_{\text{moy/j}} = \text{Besoins en eau domestique/rendement de réseau}$$

Tableau II- 23 : Besoins futurs journaliers moyens (m3/j).

Communes	Besoins futurs journaliers moyens (m3/j)				
	2022	2025	2030	2035	2052
Hamala	2791	2878	3047	3299	4752
Grarem Gouga	10367	12317	15417	16608	21392
Sidi Merouane	5691	6761	6182	6660	8578
Total	18849	21956	24646	26567	34722

Afin de pouvoir estimer la demande future en eau, il est donc intéressant de connaître le coefficient du jour de pointe et de mettre en évidence les capacités de la ressource à assurer la production qui en fera face. Nous retiendrons la valeur de 1,2 pour l'estimation des besoins maximum futurs, valeur habituellement retenue localement.

Les besoins du jour de pointe ont été calculés selon la relation suivante :

$$\text{Besoins du jour de pointe} = \text{Besoins du jour moyen} \times 1.2$$

Tableau II- 24 : Besoins du jour de pointe (m3/j).

	Besoins du jour de pointe (m3/j)				
	2022	2025	2030	2035	2052
Hamala	3349	3454	3656	3959	5702
Grarem Gouga	12440	14780	18500	19930	25670
Sidi Merouane	6829	8113	7418	7992	10294
Total	22619	26347	29575	31880	41666

NB : pour la poursuite du projet, nous allons utiliser la moyenne des besoins journaliers calculés par les deux méthodes.

Tableau II- 25 : Besoins du jour de pointe Moyennes (m3/j).

	Besoins du jour de pointe moyennes (m3/j)				
	2022	2025	2030	2035	2052
Hamala	3338.94	3493.25	3947.5	4132.64	5866
Grarem Gouga	12963.25	14545.86	17150.78	18688.1	25049.4
Sidi Merouane	7115.87	7984.35	9431.29	8784.19	11851.62
Total	23418.06	26023.46	30529.57	31604.93	42777.02

II.3 bis-Calcul de déficit de consommation :

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à créer (déficit) pour chaque localité.

Tableau II- 26 : les déficits à l'an 2022.

Communes	Production en eau existante (m ³ /j)	Besoins en eau à l'année 2022 (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Hamala	2322	3338.94	1016.94
Grarem Gouga	10350	12963.25	2613.25
Sidi Maroune	5100	7115.87	2015.87
Total	17772	23418.06	5646.06

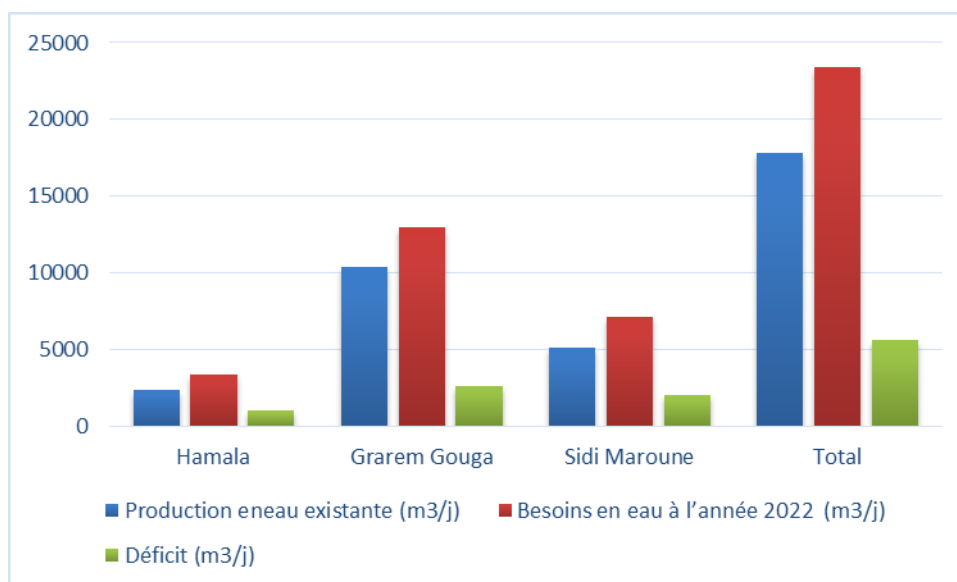


Figure II- 5 : les déficits à l'année 2022.

Tableau II- 27 :Tableau des déficits à l'an 2030.

Communes	Production en eau existante (m ³ /j)	Besoins en eau à l'année 2030 (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Hamala	2322	3947.5	1625.5
Grarem Gouga	10350	17150.78	6800.78
Sidi Maroune	5100	9431.29	4331.29
Total	17772	30529.57	12757.57

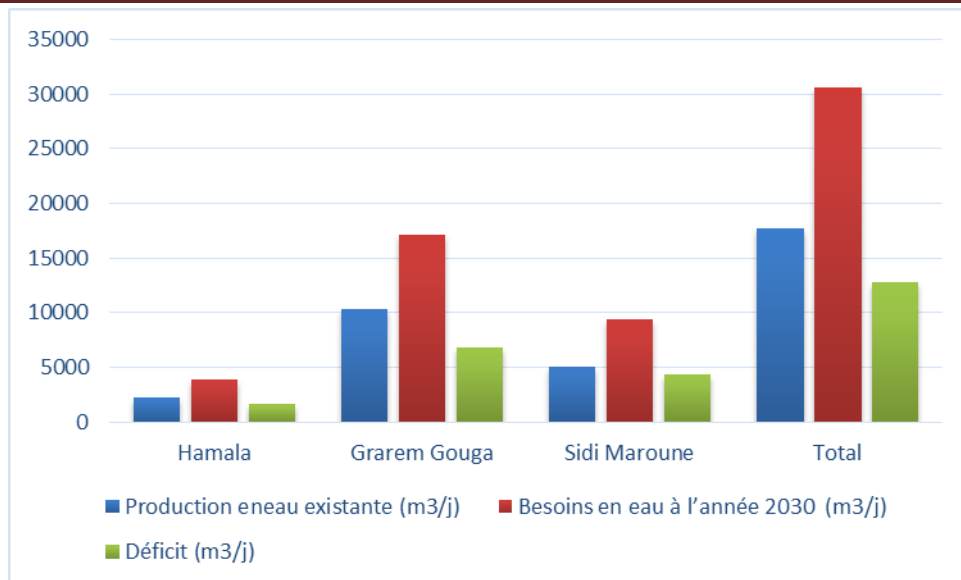


Figure II- 6 : les déficits à l'année 2030.

Tableau II- 28 :Tableau des déficits à l'an 2035.

Communes	Production en eau existante (m³/j)	Besoins en eau à l'année 2035 (m³/j)	Déficit (m³/j)
Hamala	2322	4132.64	1810.64
Grarem Gouga	10350	18688.1	8338.1
Sidi maroune	5100	8784.19	3684.19
Total	17772	31604.93	13832.93

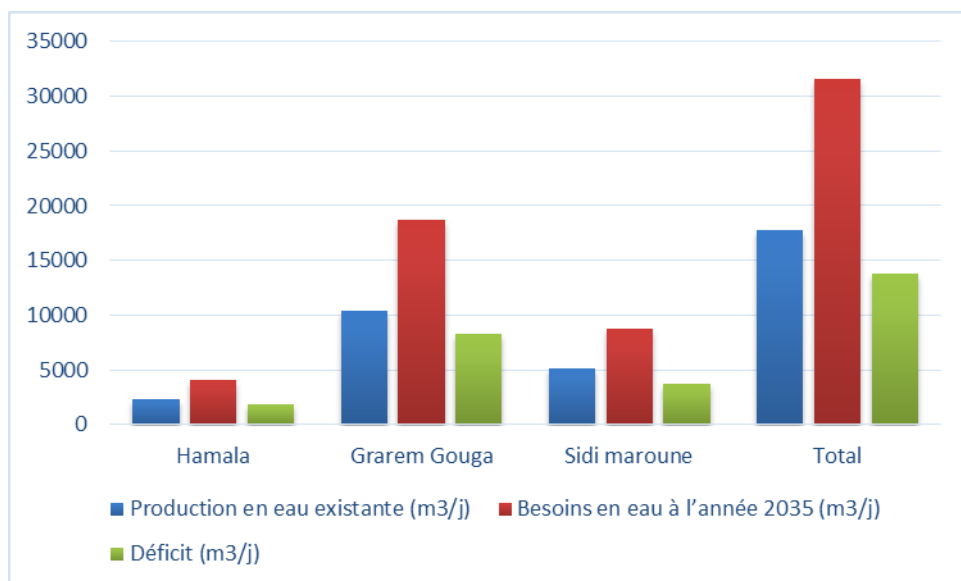


Figure II- 7 : les déficits à l'année 2035.

Tableau II- 29 :Tableau des déficits à l'an 2052.

Communes	Production eneau existante (m ³ /j)	Besoins en eau à l'année 2052 (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Hamala	2322	5866	3544
Grarem Gouga	10350	25049.4	14699.4
Sidi Maroune	5100	11851.62	6751.62
Total	17772	42767.02	24995.02

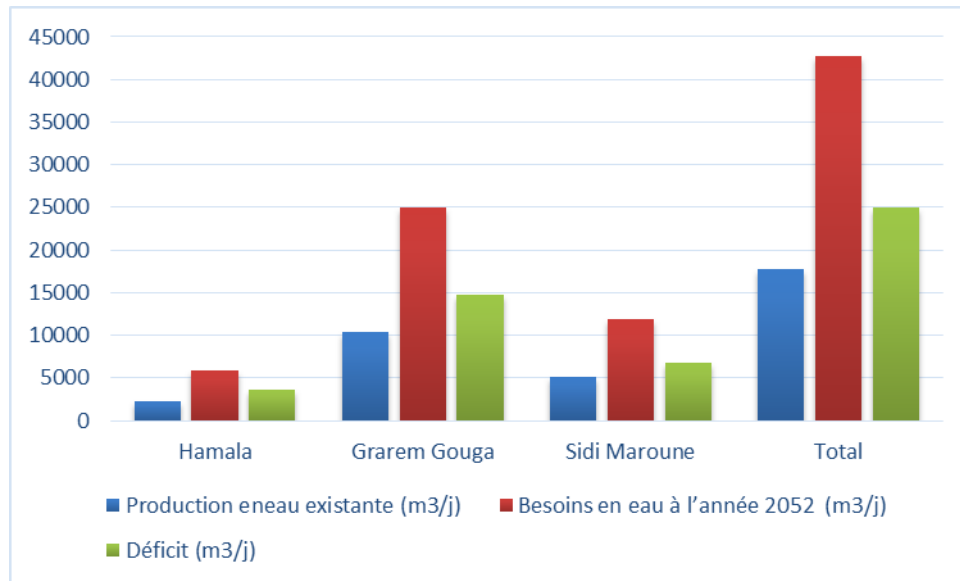


Figure II- 8 : les déficits à l'année 2052.

Conclusion :

Les ressources mobilisées actuellement, sont insuffisantes pour alimenter en eau potable la population de la région d'étude, du fait que la somme de débit des sources n'est que de 205.69 l/s, pendant la période estivale, ce qui représente que 31 % des besoins actuels, et à peine 56.23%des besoins maximum journalier à l'horizon 2052.

A cet effet, on procédera à un renforcement en eau potable direct de cette région, en gardant les ressources actuelles disponibles, de façon à alimenter cette population avec un débit maximal journalier de **24995.02 m³/j**, soit **289.29 l/s** à l'horizon 2052, à partir du barrage de Beni Haroune.

Chapitre III :

Etude des réservoirs.

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

III.1. Définition d'un réservoir :

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions.

III.2. Fonctionnement d'un réservoir :

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et d'une nature à la fois technique et économique.

A- Fonctions techniques :

- Régulation du débit.
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.
- Réacteur participant au traitement.

B- Fonctions économiques :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- ✓ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- ✓ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- ✓ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- ✓ Le maintient d'eau à l'abri de la population et de variation de la température ;
- ✓ Le stockage de la réserve d'incendie qui permet de combattre efficacement les incendies ;

III.3. Classification des réservoirs :

□ Types de réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

- La position par rapport au terrain naturel :
 - ✓ sur sol ;
 - ✓ enterrés ;
 - ✓ semi-enterrés ;
 - ✓ sur tour.
 - Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés :
 - ✓ en maçonnerie ;
 - ✓ en béton ordinaire ou précontraint ;
 - ✓ en acier pour de petites capacités.
 - Selon la forme de la cuve :
 - ✓ Rectangulaire ou carrée : elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
 - ✓ Circulaire : elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.
 - ✓ Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,...)
 - Selon leur usage :
 - ✓ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
 - ✓ Réservoirs d'équilibres (tampon) ;
 - ✓ Réservoirs de transits.
- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**
- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir ;
 - ✓ Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer ;
 - ✓ Type de décideur: maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**
- ✓ Les facteurs économiques ;

- ✓ La sécurité d’approvisionnement et la facilité d’exploitation ;
- ✓ Les possibilités d’adaptation au réseau ;
- ✓ Les possibilités d’inscription harmonieuse dans le site.

III.4 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Le choix d’emplacement d’un réservoir doit permettre d’assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.

- Pour de multitude raisons, il y a tout intérêt, au stricte point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu’il a à assurer et que l’altitude de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haut cote piézométrique exigée sur le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

III.5 Equipement des réservoirs :

III.5.1 Equipements hydrauliques des réservoirs :

Les réservoirs doivent être équipés de :

III-5.1.1 Conduite d’arrivée ou d’adduction :

Peut-être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L’arrivée des eaux peut être soit :

a- Par le haut (chute libre) :

Elle a l’avantage de permettre l’oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l’inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l’entartrage du réservoir et des conduites aval.

b- En bas (siphon noyé) :

Elle a l’avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d’exploitation dans le cas d’une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d’accidents sur la conduite de

refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

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

III.5.1.2 Conduite de départ ou de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville.

III.5.1.3 Conduite de trop plein :

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionner afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

III.5.1.4 Conduite de vidange :

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

III.5.1.5 Conduite By-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

III.5.1.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

a). Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

b). Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie.

Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

III.5.2 Equipements de nettoyage :

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

III.6 Entretien des réservoirs :

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

III.7 Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- ✓ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- ✓ Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- ✓ Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- ✓ Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- ✓ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- ✓ Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- ✓ Etre aérés par les orifices de grillage.

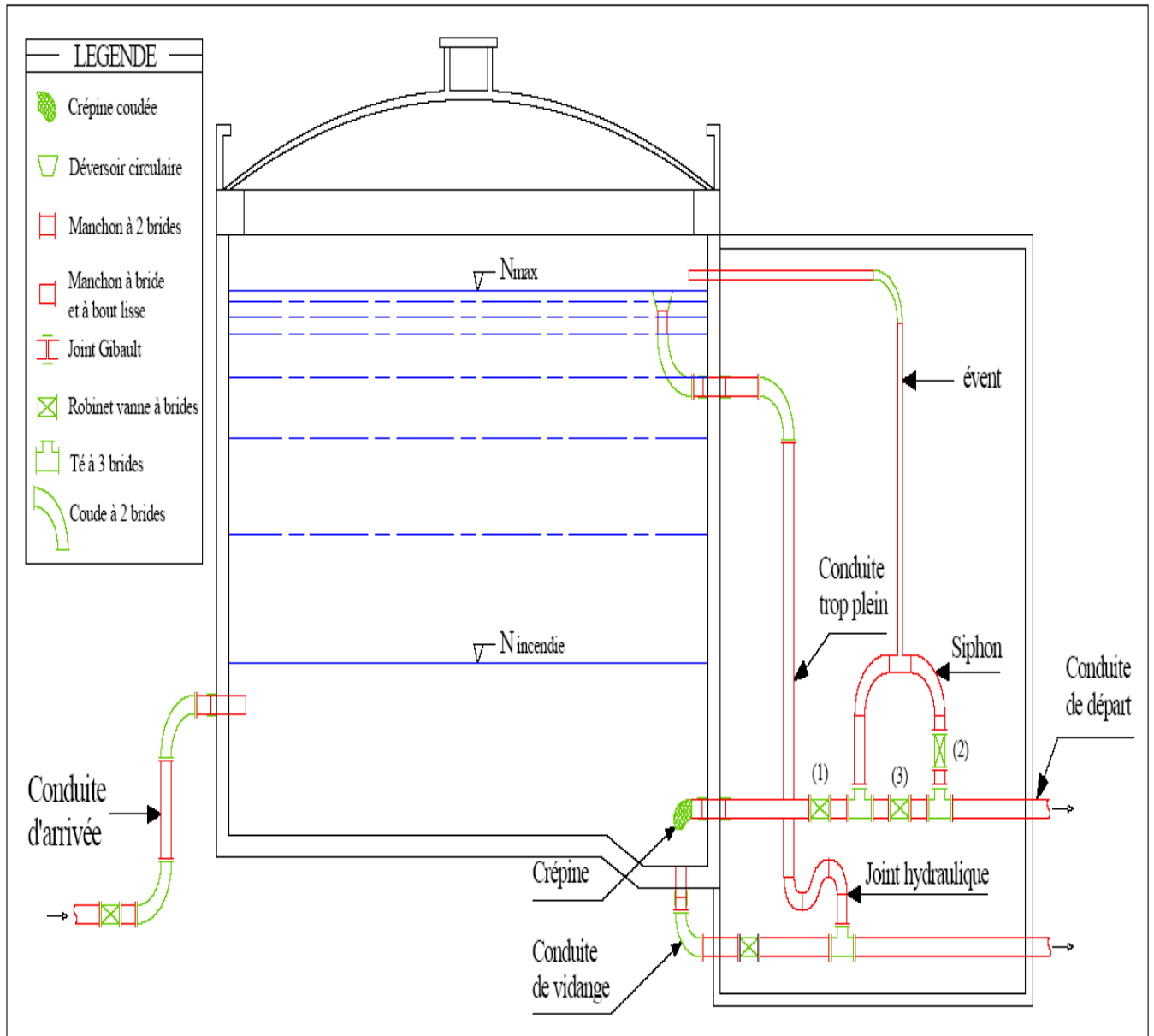


Figure III- 1 : Schéma d'un réservoir.

III.8.Capacités des réservoirs :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique ;
- ✓ La méthode graphique.

III.8.1.Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} V_r = \frac{Q_{\max} + R_{\max}}{100} \quad (m^3) \quad \text{(III.1)}$$

V_r : capacité résiduelle (m^3).

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad \text{(III.2)}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

- Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

III.8.2. Méthode graphique :

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

Donc :

$$R_{\max} = |V| + |V'| \quad (\%)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} \cdot R_{\max}}{100} (m^3) \quad \text{(III.4)}$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (III.5)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III.8.3 La méthodologie adoptée pour le calcul de la capacité des réservoirs

Dans le cadre de la nouvelle politique de l'eau adoptée par l'Algérie et afin de sécuriser l'approvisionnement en eau et assurer une continuité d'alimentation en cas d'une panne subit à la conduite d'amené ; il est conseillé d'assurer une autonomie de stockage de 24 h.

Dans notre cas, on considèrera une autonomie de 24 h pour le calcul de la capacité du jour le plus chargé à l'horizon de 2052.

D'une manière générale, on considère que la capacité calculée, serait installée dans les réservoirs des points de remise du système de production.

III.8.4 Le bilan de stockage :

On a pris en compte la capacité de stockage existante.

Tableau III- 1 : Le bilan de stockage.

Commune	Stockag existant (m ³)	Stockage à l'horizon 2052(m ³)	Déficit (m ³)
Hamala	2200	5866	3666
Grarem Gouga	9600	25049	15449
Sidi Merouane	5600	11852	6252

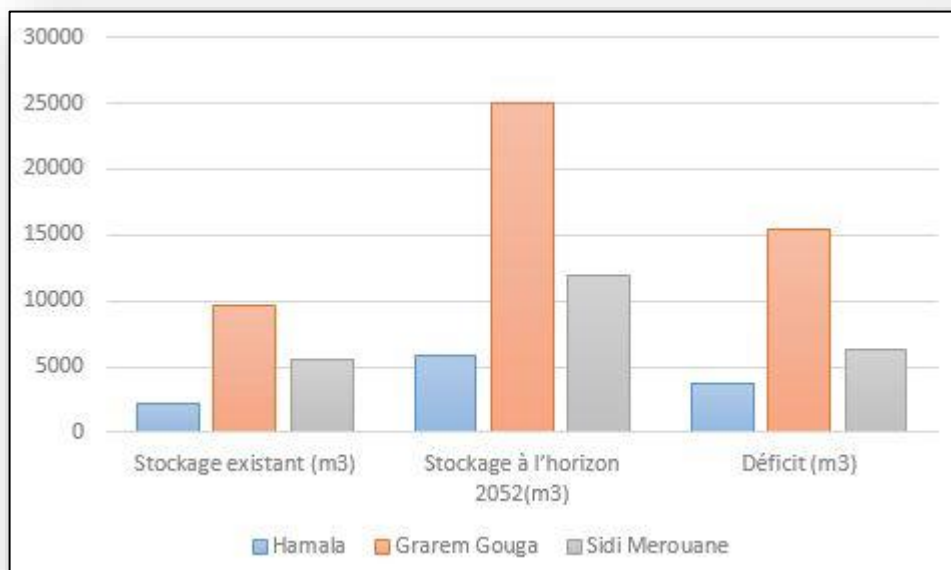


Figure III- 2 : Le bilan de stockage à l'horizon de l'étude.

Après l'examen du bilan de stockage, on a opté pour :

- Prévoir un réservoir de 4000 m³ à la commune de Hamala.
- Prévoir un réservoir de 10000 m³ en premier lieu, à partir de l'horizon 2035 il est nécessaire de projeter un autre réservoir de 5000 m³ pour satisfaire la demande journalière.
- Prévoir un réservoir de 5000 m³ en premier lieu, à partir de l'horizon 2035 il est nécessaire de projeter un autre réservoir de 2000 m³ pour satisfaire la demande journalière.

III.9.Points de remise d'eau aux communes :

Ces points ont été établis sur la base des critères suivants :

- nombre de points de remise d'eau par commune : 1, maximum 2.
- possibilité d'alimenter par gravité la grande majorité de la population actuelle de la commune (d'une manière générale, plus de 80%, y compris les aires d'expansions indiquées dans les PDAU consultés).
 - proximité du (des) réservoirs de distribution les plus importantes de la commune, de manière à rendre plus facile/économique l'établissement des raccordements aval
 - proximité du tracé du système d'adduction .
 - aire et conditions géologiques/géotechniques adéquats pour l'implantation des ouvrages requises (réservoirs, éventuelles stations de pompage, etc.)

Dans les alinéas ci-après sont présentés les cotes des communes, distances au centre lieu et pourcentages théoriques, approximatives, de la population agglomérée qui pourrait être desservi en gravitaire tenant compte la cote proposée.

A- Grarem Gouga :

Tableau III- 2 : point de remise Grarem gouga.

	ACL
Cote des réservoirs existants	250-460 m
Point de remis proposé	GRA
Cote proposée du point de remise	510 m
Coordonnée X et Y	(260093.57E 4047138.63N)
Distance à l'ACL	< 2 km
Pourcentage de population agglomérée au-dessus de la cote proposée	
a-Dans l'ACL	0 %
b-Dans la commune	0 %

B- Hammala :

Tableau III- 3 : point de remise Hamala.

	ACL
Cote des réservoirs existants	586-737 m
Point de remis proposé	HML
Cote proposée du point de remise	740 m
Coordonnée X et Y	(262019.00 E4051534.00 N)
Distance à l'ACL	< 1 km
Pourcentage de population agglomérée au-dessus de la cote proposée	
a-Dans l'ACL	0 %
b-Dans la commune	10 %

C- Sidi Merouane :

Tableau III- 4 : Point de remise Sidi Merouane.

	ACL
Cote des réservoirs existants	270-480 m
Point de remis proposé	Sidi Merouan
Cote proposée du point de remise	480 m
Coordonnée X et Y	(260083.57E 4047130.63N)
Distance à l'ACL	< 1 km
Pourcentage de population agglomérée au-dessus de la cote proposée	
a-Dans l'ACL	0 %
b-Dans la commune	0 %

Conclusion :

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré par le biais de plusieurs réservoirs répartis sur l'ensemble de la région.

- Un réservoir de stockage et de chute projeté dans la commune de Grarem à une cote de 510 m.N.G.A, d'une capacité de 10000 m³ avec une extension de 5000 m³ à l'horizon de 2035

- Un réservoir de stockage et de chute projeté dans la commune de Sidi Merouane à une cote de 480 m.N.G.A, d'une capacité de 5000 m³ avec une extension de 2000 m³ à l'horizon de 2035

- Un réservoir de stockage et de chute projeté dans la commune de Hamala à une cote de 740 m.N.G.A, d'une capacité de 5000 m³ Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2052.

Chapitre IV :

Etude d'adduction.

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Dans ce chapitre nous allons faire le dimensionnement de l'ensemble des ouvrages et composants du système d'AEP à savoir la prise d'eau, la station de traitement et l'adduction.

IV-1 Le captage des eaux

Est un ouvrage de prélèvement exploitant une ressource en eau, que ce soit en surface (prise d'eau en rivière ou barrage) ou dans le sous-sol (forage ou puits atteignant un aquifère).

IV-1.1 Les type de captages

Selon la nature des ressources, on peut classer le captage en deux types :

- le captage des eaux souterraines.
- le captage des eaux superficielles.

Dans notre cas de l'étude le critère le plus important c'est que le point de captage peut rejoindre le niveau minimum d'exploitation (Nme) de la retenue.

Étant donné que le Barrage est en exploitation, il serait impensable bâtir une tour de prise similaire à l'actuelle, car ceci impliquerait vider la retenue. Dans ces conditions, on envisage deux solutions alternatives pour le captage :

1) puits vertical excavé dans l'accotement de la retenue et un tunnel horizontal par fonçage au-dessous de la cuvette de Beni Haroun, et ouvrage de prise, bâti/ installé par des techniques de génie maritime. Le tunnel serait humide, le puits serait sec et à la partie inférieure (cote inférieure au Nme, seraient installées les groupes électropompe ;

2) barge flottante, avec des groupes électropompe d'axe vertical, pompes submersibles, moteur détaché à sec, montés dans une barge (flottante) reliée à l'accotement par une passerelle et conduite articulées et flottantes.

Les deux solutions seraient des solutions techniquement complexes et coûteuses. Le dénivellement total (différence entre la cote des PHE et le Nme) dans le Barrage est très élevé, proche de 42,5 m.

Dans le cas de la Solution 2, pour diminuer la taille des groupes électropompe il serait toujours convenable d'installer dans l'accotement une station de reprise. Cette requête n'est pas, cependant, essentiel pour la Solution 1, où il peut s'avérer préférable d'installer

des groupes électropompe pour des hauteurs manométriques plus élevées évitant une station de pompage de plus. Ce fait pourrait apporter des économies supplémentaires à la Solution 1.

En tout cas, on aurait toujours une différence de coût significative à faveur de la Solution 2. Dans ces conditions, et considérant encore la plus grande complexité de la Solution 1, on propose de retenir la Solution 2- Captage par une prise d'eau flottante.

IV-1.2 Prise d'eau flottante :

Les prise d'eau flottantes sont des unîtes conçues pour capter l'eau de surface en retenue des barrages dont le niveau est susceptible de subir des variations très importantes.

La structure flottante reprend la plateforme technique sur laquelle sont positionnées les conduites robinetterie.

Le refoulement en PEHD souple et homogène permet de suivre l'intégralité du marnage, cette solution intègre tous les équipements nécessaires à la manutention des groupes et au colmatage de la filtration.

IV-1.2.1 Les avantages et les inconvénients techniques :

Les avantages techniques de la station de pompage flottante sont :

- Ce système est convenable pour le niveau variable du lac de Beni Haroun.
- La structure flottante est facile et rapide à construire.
- Réduction des couts de génie civil.
- Les pompes utilisées ne craignent aucune variation des MES, en cas d'orage ou de pompage à -l'étiage.
- La préfiltration en tête de 0.5 à 30 mm supprime la gestion des filtrats en aval
- Le décolmatage automatique par air comprimé permet de maintenir une prise d'eau propre.
- L'ancrage de la PEF est assuré par des lests béton

Les inconvénients techniques de la station de pompage flottante sont :

- La HMT des pompes varie avec le niveau d'eau d'où la nécessité d'utiliser des pompes à vitesse variable.
- Les conduites flexibles ont un cout élevé
- La structure flottante doit avoir un système d'amarrage
- Des problèmes peuvent d'être confrontés à la suite de l'action des vagues sur le ponton flottant.

IV-1.2.2 Localisation :

Dans la figure ci-après est montré le site envisagé pour situer la barge flottante.

Le site retenu c'est l'emplacement que nous avons considéré comme le plus avantageux, tenant compte du type de prise prévu, des conditions topographiques, de l'occupation du terrain et des environs, et de la distance à la station de traitement d'eau.

Le site où la plateforme flottante de la prise PEF sera stationnée sur le vertical du thalweg de l'oued RHUMEL aux environs du point.

- X 255887 mE.

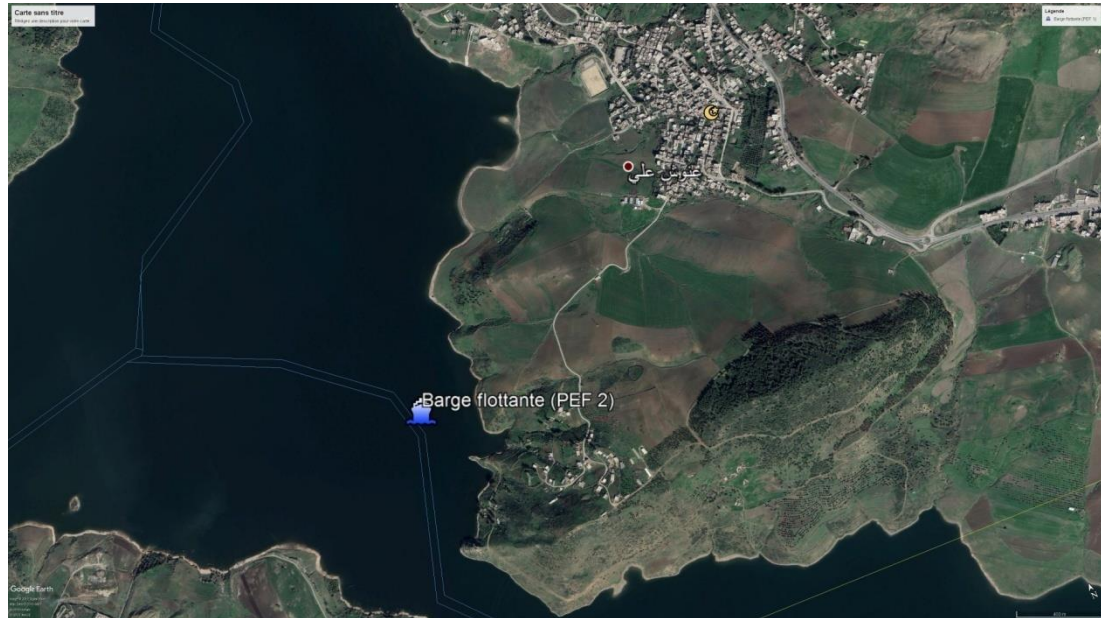


Figure IV- 1 : L'emplacement de la PEF.

Conception général

Les aspects les plus importants en matière de conception d'une prise flottante, sont :

- la prise d'eau.
- le pompage d'eau.
- les conduites de refoulement flottantes.
- la structure flottante, passerelle et son ancrage.
- les matériaux.

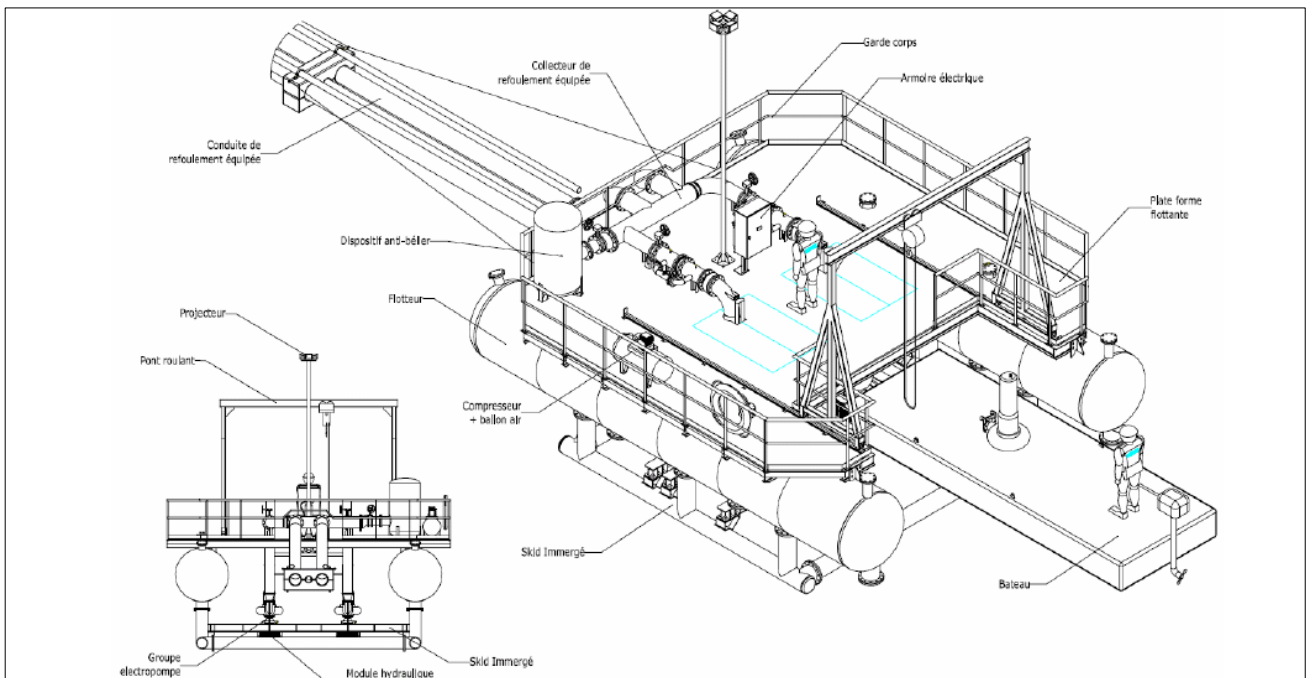


Figure IV- 2 : Schéma de la prise flottant.

IV-2 Station de traitement :

IV-2.1 Normes à respecter :

La norme est représentée par un chiffre qui fixe une limite supérieure à ne pas dépasser, ou une limite inférieure à respecter.

Le tableau suivant illustre les normes de potabilisation, extrait du décret exécutif N°18 du Journal Officiel du 23 Mars 2011,

A ce stade de l'étude il ne nous a pas été possible d'obtenir tous les éléments techniques concernant les éléments de la station de traitement.

Tableau IV- 1 : Paramètre de qualité de l'eau de consommation humaine.

Paramètre	Unités	Normes	
		Algérienne	OMS
Couleur (U.C.V) ;	-	-	Pas de valeur guide
Sodium	mg/l	200	Pas de valeur guide
Alcalinité ;	mg/l	500	-
Température	°C	25	-
- Magnésium	mg/l	-	-
- Potassium ;	mg/l	12	-
- Calcium ;	mg/l	200	-
- Manganèse ;	mg/l	0,05	0,4
- Cadmium ;	mg/l	0,003	0,003
Sulphates (so4)	mg/l	400	500
Chlorures	mg/l	500	Pas de valeur mais on peut noter un goût à partir de 250 mg/l
Bicarbonate (Co3H)	mg/l	-	-
Nitrates (NO3),	mg/l	50	50
Nitrites (NO2)	mg/l	0,2	0,2
Conductivité	µs/cm	2800	Pas de valeur guide
Dureté	mg/l	200	200
- Fluorures ;	mg/l	1,5	1,5
- Fe ⁺² ;	mg/l	SAA	-
-Fe ⁺³	mg/l	-	-
- Nickel ;	mg/l	0,07	0,07
- PH ;	Unité ph	6,5 à 9	Pas de valeur guide mais un optimum entre 6.5 et 9.5
- Solides dissous ;	g/l	-	-
Solides totaux	mg/l	1500	-
Turbidité	NTU	5.0	Non mentionnée
L'azote ammoniacal (NH4+)	mg/l	0.5	Pas de contraintes
Phosphore	mg/l	5.0	Pas de valeur guide
Dureté permanent	mg/l	--	Pas de valeur guide

IV-2.2 Préambule

L'eau est un élément naturel indispensable à la vie. C'est une richesse nécessaire à toute activité humaine, et constitue le patrimoine d'une nation. Il s'agit d'un facteur de production déterminant dans le développement durable. Pour ces raisons l'homme a appris à maîtriser l'eau, toutefois il la rend impropre et polluée ce qui constitue une véritable menace pour la vie. En effet sa santé est altérée si l'eau dont il dispose est de mauvaise qualité ou bien si elle est polluée par des agents pathogènes. De ce fait on s'inquiète de sa qualité et de ses caractéristiques physico -chimique.

En Algérie, en raison de la croissance incessante des besoins en eau douce qui dépassent les ressources naturelles conventionnelles, la mobilisation des eaux superficielles reste l'une des préoccupations capitales des pouvoirs publics. En effet un programme de construction de barrage a été lancé dès les années 80. Cependant la qualité des eaux est extrêmement variable et dépend de différents facteurs.

Le barrage de **Béni Haroun** est l'un des 85 barrages en exploitation que compte actuellement notre pays, il constitue le plus important projet national du secteur hydraulique depuis l'indépendance. Classé deuxième grand barrage d'Afrique après Al Sad El Alli d'Egypte, il représente une importante ressource en eau potable pour plusieurs wilayas de l'Est algérien (Mila, Constantine, Jijel, Oum El Bouaghi, Khenchela et Batna) en plus de l'irrigation de 30 000 hectares de terres agricoles

Ces dernières années, les travaux d'acheminement des eaux du barrage ont bien progressé et désormais l'alimentation en eau ne pose plus de problème pour certaines agglomérations. Toutefois, la qualité des eaux reste toujours une préoccupation de l'opinion publique. Il existe de nombreux paramètres qui permettent de quantifier les éléments physiques ou chimiques (température, PH, CE, oxygène dissous, DCO, DBO5, MES et les nutriments). Plusieurs indicateurs de la charge polluante, résultant des activités humaines rejetés dans les milieux aquatiques.

IV-2.3 Présentation du point de captage

A- Le barrage Béni Haroun

Le barrage Béni Haroun est considéré comme l'un des plus grand complexe hydraulique, il est conçu en béton, il est situé en aval de la confluence de Oued Rhumel et Oued Endja au nord de la région de Grarem Gouga, wilaya de Mila et à une quarantaine de Kilomètres au nord de Constantine et une distance équivalente par rapport à l'embouchure de Oued Kébir (wilaya de Jijel).

Sa mise en eau a commencé en Août 2003. Il permet d'emmagasiner 960 millions m3 d'eau, avec un volume utile de 732 hm3, entre les cotes 172 et 200 m.

Le barrage Béni Haroun permet de régulariser un apport annuel d'eau de 435 millions de m3.

Le rapport entre la capacité de la retenue et sa surface donne une lame d'eau moyenne de 24 m.

Les caractéristiques du barrage sont résumées dans le **Tableau IV-2**.

Tableau IV- 2 : Caractéristiques du barrage de Béni Haroun.

Caractéristique	Barrage béni Haroun
Capacité	960 m3
Année de finalisation	2003
Volume de la digue du barrage	1.9 millions de m3 de BCR*
Hauteur au – dessus du lit	114 m
Largeur du barrage à la base	100 m
Longueur du barrage en crête	710 m

*BCR : Béton compacté au rouleau



Figure IV- 3 : Carte du barrage Béni Haroun par rapport au bassin versant Kébir-Rhumel modifié en localisant le barrage par le SIG. (ANRH. ; 2005).

B- Climatologie :

Le climat de la région est de type méditerranéen semi-aride au Sud et subhumide au Nord de Constantine. Les facteurs climatiques sont dans l'ensemble des variables aléatoires dans l'espace et le temps, permettant d'expliquer quantitativement les variations du régime hydrologique. Ce sont surtout les précipitations qui constituent le facteur essentiel pour l'écoulement des cours d'eau. La pluviométrie a un effet direct sur le débit, les matières en suspension organiques et minérales.

C-Température :

On note que la température moyenne mensuelle la plus élevée est celle du mois de juillet et Aout avec 26.56 et 26.93°C respectivement, donc ils sont les plus chauds, alors que les mois de Janvier et Février sont caractérisés par 8.10 et 8.12°C de température et qu'ils sont les plus froids.

D- Précipitations :

Les précipitations constituent évidemment, le paramètre climatique essentiel. Leur intensité, leur continuité et leur périodicité sont l'origine même de l'écoulement, de sa localisation et de sa violence. Ils constituent le facteur essentiel qui gouverne l'écoulement des cours d'eau. La pluviométrie croit du Sud au Nord, les pluies varient en moyenne de 318 mm au sud du bassin à 1000 mm au Nord. Pour l'ensemble du bassin du Kébir-Rhumel.

La précipitation maximale est marquée au mois de décembre avec 119.83 mm, alors que le mois le plus sec est juillet avec 1.68 mm.

E- Vent

Le vent joue un rôle fondamental dans le transport, la propagation et la dissémination des polluants de différentes tailles étant donné sa direction et sa force. Les vents du nord-est, souvent secs et froids, soufflent sur le bassin du Kébir-Rhumel et apportent les pluies.

Les vents bénéfiques de cette région sont ceux de l'ouest qui déplacent des masses d'air chargées.

IV-2.4 Procèdes de Potabilisation de l'eau

Deux grands types de traitement de potabilisation sont actuellement utilisés dans le monde : le traitement "classique" par coagulation-décantation-filtration et le traitement par techniques membranaires.

IV-2.4.1 Traitement « Classique »

La filière classique de traitement, quelle que soit l'origine de l'eau, est constituée d'une désinfection (étape obligatoire) précédée au plus par trois types de traitement : étapes de prétraitement, étapes de clarification et étapes d'affinage.

A- Prétraitement

Principalement utilisé pour les eaux de surface, le dégrillage est le premier poste de traitement. Il est indispensable pour protéger les ouvrages en aval contre l'intrusion d'éléments solides pouvant obturer les différentes unités de l'installation. Il se caractérise par la distance d'écartement entre les barreaux des grilles. Pour les gros débits et/ou les eaux fortement chargées, la grille doit être préférentiellement à nettoyage automatique.

Débourbeur : est un ouvrage destiné à retenir les boues, comme la terre, le sable, les graviers et les déchets de toute sorte contenus dans les eaux grasses et les eaux de ruissellement.

Pré-oxydation : Le chlore, le dioxyde de chlore et l'ozone peuvent être utilisés dans le cadre de la pré-oxydation qui permet de réaliser :

- L'élimination de l'azote ammoniacal, du fer et du manganèse ;
- L'amélioration de la clarification notamment en ce qui concerne l'élimination des micro-algues planctoniques et de la couleur ;
- Le maintien de la propreté des installations de traitement.

B- Prétraitement physico-chimique

- Principe

Les traitements physico-chimiques sont spécifiques de l'élimination des matières colloïdales ou émulsionnées et des matières en suspension décantables par précipitation simultanée.

Les colloïdes sont des particules de diamètre compris entre 0,1 et 0,001 μ m

Classiquement, le traitement physico-chimique est défini comme la suite d'opérations suivantes :



B-1- Coagulation

- Principe

La coagulation a pour objectif d'amorcer l'agrégation de particules colloïdales qui présentent un comportement très stable en solution. L'adjonction du coagulant produit dans un premier temps un ensemble de réactions complexes d'hydrolyse, d'ionisation et également de polymérisation, et dans un second temps, une déstabilisation des colloïdes par un ensemble de mécanismes complexes

- Application pratique

Les réactifs utilisés sont en général le sulfate d'alumine ($Al_2(SO_4)_3(H_2O)_{18}$), le chlorure ferrique ($FeCl_3$) et le sulfate ferreux ($FeSO_4(H_2O)_7$), à signaler également l'emploi de l'oxychlorure d'aluminium ($Al(Cl)_n(OH)_m$ avec $n+m=3$) et de l'aluminate de sodium (AlO_2Na).

L'efficacité des réactifs est conditionnée par la zone de pH, ainsi, chlorure ferrique et sulfate d'alumine sont-ils injectés entre pH 6 et 7,4 et pH 5,5 et 7,4 respectivement, le sulfate ferreux étant employé autour de pH 8,7 à 9,5

La réaction de coagulation se réalise en une fraction de seconde, aussi est-il nécessaire d'assurer une diffusion très rapide des réactifs, ce qui est obtenu soit par injection dans la canalisation d'amenée (au poste de pompage), soit dans un réacteur brassé (rapide mixing). Il s'agit alors de déstabiliser les particules colloïdales afin de créer des micro-flocs par une agitation mécanique rapide et/ou l'ajout de coagulants.

B-2. Flocculation :**- Principe**

Les colloïdes déstabilisés se rassemblent progressivement pour former des floccs qui sont des agrégats de taille suffisante pour être séparés de la phase liquide.

Ce phénomène d'agrégation se produit même sans agitation en raison des phénomènes diffusionnels (mouvements browniens) qui se produisent dans le processus de flocculation péri-cinétique (très lente).

L'efficacité de cette agrégation s'accroît lorsque le milieu est mécaniquement agité, c'est la flocculation orthocinétique, engendrée par des gradients de vitesse, et qui est développée dans le traitement physico-chimique.

La flocculation physique à l'échelle industrielle est accélérée par l'adjonction de réactifs tels que les polymères à fort poids moléculaire ($M = 10^6$) qui forment l'armature.

-Application pratique

La flocculation s'amorce après précipitation du coagulant en hydroxyde. Avec la polymérisation, colloïdes et matières en suspension sont progressivement emprisonnés dans des hydroxydes métalliques du type $([Fe(OH)_3])_n$ ou $([Al(OH)_3])_n$. La structure formée a en général besoin d'un flocculant pour être extraite du milieu.

Les polymères utilisés pour la flocculation sont souvent des matières organiques naturelles (alginate de sodium ou amidon) ou de synthèse (macromolécules dont le monomère de base est souvent l'acrylamide).

B-3. Essais en laboratoire (coagulation-flocculation).

Les conditions optimales pour réaliser la coagulation-flocculation font en général l'objet d'expérimentations. En premier lieu, il convient de procéder aux essais de flocculations (jar-tests) qui simulent les processus. Ces essais sont conduits dans des flocculateurs agités à vitesse variable permettant de déterminer les points successifs suivants :

- Choix du coagulant spécifique,
- pH optimal de la réaction, dosage optimal du coagulant,
- Détermination de la vitesse d'agitation et du temps de contact,
- Choix du flocculant,
- Dosage du flocculant,
- Temps de contact.

C- Séparation solide-liquide :

Après obtention des floccs, l'extraction des particules solides de la solution peut être réalisée par deux méthodes : la décantation ou la flottation, le choix dépendant des propriétés de la boue formée. Les trois critères suivants sont ainsi distingués :

- **Vitesse de décantation :**

Pour une vitesse de décantation des floccs supérieurs à 3 m/h donc rapide, la décantation sera préférée, et pour des vitesses inférieures, les floccs demeurant en suspension, on choisira la flottation (dont le champ idéal d'application est donc celui des eaux colorées ou riches en algues planctoniques mais présentant une faible turbidité).

- **Qualité de la boue**

Si la boue formée présente de bonnes aptitudes au tassement, on choisira la décantation. Les concentrations moyennes obtenues après décantation sont comprises entre 5 et 20 g/l, voire jusqu'à 100 g/l et, pour la flottation, entre 40 et 150 g/l.

- **Présence de précipités minéraux**

Des solides microcristallins peuvent se former au cours des réactions et accélérer la décantation des floccs, ce qui écarte la séparation par flottation.

C-1 Décantation :

Le principe repose sur la précipitation des matières en suspension (floccs) et sur la récupération des boues résiduelles. Les décanteurs sont le plus souvent associés à la coagulation/floculation les quelles sont alors intégrées dans le même appareil.

Une décantation sera d'autant plus rapide que :

- Le diamètre et la densité des floccs seront élevés.
- la viscosité sera faible (température de l'eau élevée).

La vitesse de Hazen notée V_h représente l'efficacité intrinsèque d'un décanteur.

L'expression de la vitesse de Hazen exprimée en m/h est :
$$V_h = \frac{\text{Débit en m}^3/\text{h}}{\text{Surface de décantation en m}^2}$$

D- Filtration simple :

La filtration permet d'éliminer après l'étape de décantation la fraction résiduelle de MES ainsi que les bactéries, la couleur et la turbidité associées. Le principe de la filtration consiste en la rétention des particules sur un matériau granulaire. On distingue 2 types de filtration en fonction de la vitesse de passage de l'eau brute.

D-1. Filtration rapide :**D-1.1 Filtres à lits "filtrants" ou filtres à sable :**

Ces filtres sont utilisés pour des eaux faiblement chargées en MES coagulées ou pour des eaux floculées et décantées. En général, les filtres sont installés en parallèle avec parfois

un dispositif en série (Ivry/Seine), chaque étage de filtration pouvant être précédé d'une coagulation avec addition d'adjuvant et d'oxydant. Ils peuvent être ouverts ou fermés sous pression avec les caractéristiques suivantes :

Tableau IV- 3 : Les filtres ouverts.

Hauteur de sable	Hauteur d'eau en surface	Perte de charge maximale	Vitesse d'eau à traiter	Granulométrie
0,8 à 1,5 m (monocouche) 1,2 à 1,5 m (bicouche)	0,5 à 1m	2,5 m de colonne d'eau	5 à 10 m/h	sable de 0,7 à 1,35 mm, (norme NF X 11.507)

Tableau IV- 4 : Avantages et inconvénients des filtres ouverts.

AVANTAGES	INCONVENIENTS
Procédé rapide et peu coûteux pour son installation et pour son utilisation.	L'action biologique étant faible, la filtration rapide nécessite une étape de coagulation- floculation en amont

Les filtres fermés sous pression

Ce type est le plus souvent utilisé dans les petits postes de traitement. Ces filtres peuvent supporter des pressions de plusieurs bars et une perte de charge de l'ordre de 0,5 bar (5 m CE) et acceptent des vitesses de filtration plus élevées que les filtres ouverts (de 5 à 20 m/h).

Tableau IV- 5 : Avantages et inconvénients des filtres fermés sous pression.

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> • Installation facile • Évité le double pompage 	Tous les traitements en amont doivent être aussi sous pression, ce qui rend l'ajout de produits chimiques et l'entretien plus difficiles.

➤ **Mode de filtration**

On distingue la filtration mono couche qui est constituée d'une simple couche de média filtrant et la filtration bi-couche utilisée pour les eaux colmatâtes. La filtration bi-couche accroît la capacité des filtres (c'est-à-dire le temps de fonctionnement entre 2 lavages).

L'eau est pré-filtrée sur une première couche (supérieure) de taille effective élevée, puis la qualité de l'eau est affinée sur une deuxième couche (inférieure) de plus faible taille

effective. La même quantité de matière est retenue pour une hauteur de filtre plus grande et la perte de charge maximale est atteinte plus tardivement.

L'inconvénient du mode bi-couche est le risque d'inversion des couches pendant le lavage, donc, des matériaux de densité plus faible que le sable (anthracite, ponce ou encore charbon actif) sont utilisés en couche supérieure.

➤ **Lavage des filtres**

Le lavage du filtre est effectué dès que la perte de charge atteint un maximum de l'ordre de 0,4 à 0,5 bar afin d'éviter que le débit du filtrat ne diminue fortement, que le filtre ne « crève » (il relâche alors une partie des impuretés dans le filtrat). En général, le lavage des filtres se fait en deux périodes :

- pour la 1ère : eau à 5-10 m/h et air à 50 m/h simultanément pendant 5 à 10 min pour agiter le lit ;

- pour la 2nde : eau seule à 20 m/h jusqu'à obtenir un effluent de lavage limpide.

Pour laver les filtres bi-couches, la 1ère période se fait à l'air seul pour limiter les pertes de matériau filtrant léger. Mais le rinçage final à l'eau se fait alors à grande vitesse (30 à 70 m/h suivant la température de l'eau et la taille effective des matériaux) pour donner au lit filtrant une expansion de 15 à 20% et en extraire ainsi les boues retenues non expulsées lors du soufflage à l'air seul.

D-2.Filtration lente

Raisonnablement ces lits filtrant sont encore utilisés sur les anciennes filières et particulièrement pour les eaux chargées en MES. Ils sont lavés une fois par mois en moyenne avec un lavage complet une fois par an. Lorsque les pertes de charge sont maximales, il convient d'arrêter la filtration :

- Une couche de sable (granulométrie comprise entre 0,8 - 1mm) de diamètre 0,5 à 2,5 cm d'épaisseur est extraite (fonction de la profondeur atteinte par les MES).

- Du sable propre est utilisé en remplacement pour redonner au filtre son épaisseur initiale.

E – Désinfection

La désinfection est une étape essentielle de la filière de traitement. C'est elle qui assure l'inactivation des germes pathogènes et des virus présents dans l'eau.

La bonne qualité bactériologique des eaux distribuées est le critère principal de la notion de potabilité d'une eau.

Les effets sanitaires de la présence de micro-organismes pathogènes peuvent être immédiats Effets biocide / bactériostatique.

Il faut distinguer l'effet biocide (conditions de destruction des germes/virus) et l'effet bactériostatique (conditions de stabilisation empêchant le développement des germes/virus)

Le premier est souvent assuré au sein des filières de traitement, le second est à maintenir en distribution (rémanence).

Elle peut être effectuée :

- Par des procédés chimiques : oxydation chimique avec des agents chlorés (chlore gazeux, hypochlorite de sodium, bioxyde de chlore) et ozone, ou rayonnements ultraviolets,

F-Chlore moléculaire

Le chlore moléculaire est conditionné sous pression (sous forme liquide) en bouteille ou réservoir en acier, stocké dans des locaux prévus à cet effet. Il est mis en œuvre par l'intermédiaire d'un chloromètre et d'un hydro-éjecteur et s'applique en général à des installations de débits supérieurs à 5 m³/h. Des mesures de sécurité pour le personnel doivent être mises en œuvre par l'exploitant.

G-Hypochlorite desodium

L'hypochlorite de sodium ou eau de javel est commercialisé à une concentration de 48 degrés chlorométriques (soit environ 150g de chlore libre par litre). Sa mise en œuvre simple est assurée par une pompe doseuse et la dilution de la solution à injecter doit tenir compte du débit de l'eau à traiter, du débit de la pompe doseuse, et du taux de traitement désiré.

Mise en œuvre du Chlore dans les traitements

Le chlore peut être utilisé en différents stades de la filière de traitement :

➤ En amont de la filière :

La pré-chloration, après avoir été très employée, présente aujourd'hui de nombreux inconvénients liés au chlore (en particulier la réaction avec les Matières Organiques produit des composés organo-chlorés comme les THM qui sont réglementés) et ne se met plus en œuvre que dans des cas de développement important d'algues ou de dysfonctionnement de la nitrification biologique sur les filtres. On peut aussi limiter la pré-chloration à la formation de chloramines, au début de la courbe dite « du point critique » (break point). Cette dernière technique permet de protéger les décanteurs, de limiter la production des THM et des composés tri-halogénés (TOX).

➤ Au milieu de la filière

L'inter-chloration limite l'activité biologique sur les filtres à sable, voire sur les filtres à charbon actif.

➤ En aval de la filière (désinfection finale)

La désinfection au chlore en fin de chaîne de traitement est presque toujours pratiquée au "break point" (cf. traitement de l'azote ammoniacal) après la formation puis la destruction des chloramines. Cette technique permet de protéger les décanteurs, de limiter la production de Trihalométhanes (THM) et de composés organiques tri-halogénés (TOX). La quantité d'oxydant nécessaire est définie comme étant la demande en chlore plus la quantité de chlore libre nécessaire pour une bonne désinfection et le maintien d'un résiduel suffisant dans le réseau (fonction de la qualité de l'eau, du temps de séjour de l'eau dans le réseau, de la température et du pH). La concentration complémentaire en chlore libre devra être de l'ordre de 0,3 à 0,5 mg/l pendant 30 à 45 minutes minimum.

Un des inconvénients majeurs du chlore réside dans son goût dans l'eau. Afin de le limiter, il est préférable de faire plusieurs chloration en série dans le réseau plutôt qu'une seule forte chloration en début de réseau.

Par ailleurs, quelques inconvénients sont à noter quand l'eau de javel concentrée est utilisée car :

- sa manipulation présente un risque pour les utilisateurs,
- avec le temps son titre diminue et la teneur en chlorates augmente,
- sa dilution dans l'eau peut induire des problèmes d'entartrage.

IV-2.5 Techniques membranaires

Dans le domaine du traitement des eaux potables, les membranes peuvent se substituer aux techniques conventionnelles de séparation (distillation, extraction...). Les membranes synthétiques connaissent actuellement une croissance de l'ordre de 15 % par an sur le marché et l'on compte plus de 10 000 unités au monde équipées de membranes avec une capacité unitaire supérieure à 100 m³/j et une capacité combinée supérieure à 8 Mm³/j. On compte également plus de 200 types de membranes sur le marché international.

De façon synthétique, cet essor des membranes peut s'expliquer par plusieurs aspects, classés ci-après de façon chronologique :

- développement des unités de dessalement d'eaux (eaux de mer & eaux saumâtres),
- évolution de la réglementation en matière de pathogènes et de sous-produits de désinfection,
- améliorations technologiques des membranes (flexibilité d'utilisation & modularité).

- Principes

Sur le plan technique, les membranes constituent des barrières semi-perméables (symétriques ou asymétriques) à fines pellicules qui séparent 2 phases et permettent le

transport sélectif de matière d'un côté à l'autre de la barrière (filtration frontale ou tangentielle). Le choix d'une membrane et la force motrice à mettre en œuvre dépendent donc de la nature de l'opération à réaliser. Les procédés peuvent être classés sur plusieurs critères (caractéristiques de la membrane, domaine d'application, nature des phases, de la force motrice appliquée). En traitement des eaux, en fonction du diamètre de filtration et donc du seuil de coupure (synonyme de performance), plusieurs procédés sont distingués :

- l'osmose inverse OI (< 0.001m, domaine ionique),
- la nano filtration NF (0.001m à 0.01m),
- l'ultrafiltration UF (0.01 m à 0.1m),
- la microfiltration MF (0.1 m à 1m),
- la filtration stricto sensu (> 1m),
- l'électrodialyse (ED), abordée plus loin (application d'un phénomène électrique).
- Les membranes sont donc principalement classées en fonction du pouvoir de coupure

comme le présente le schéma ci-après :

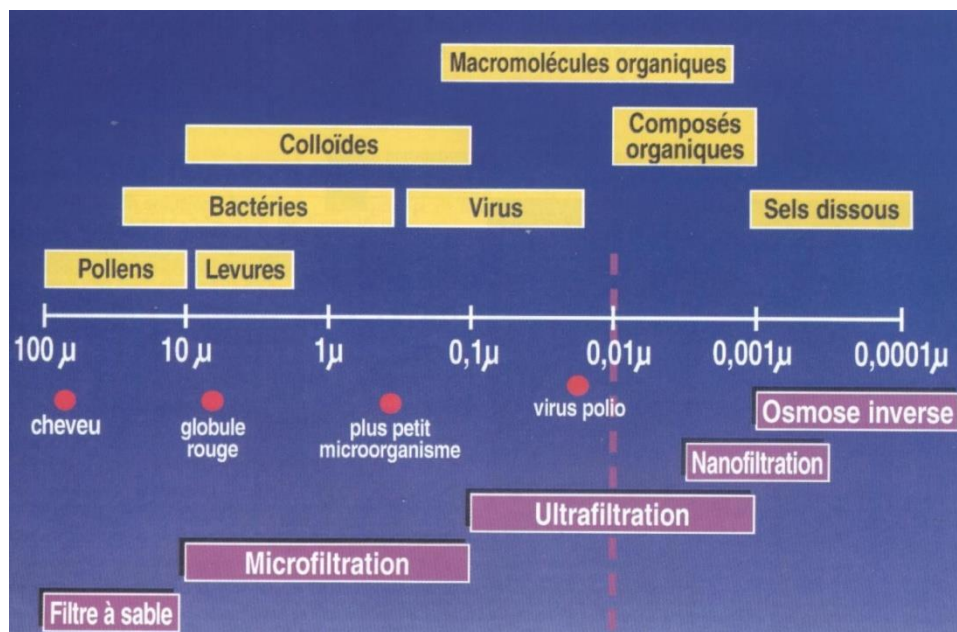


Figure IV- 4 : le schéma de classement des membranes en fonction du pouvoir de coupure.

Dans le domaine de l'eau potable, le choix de la technique à utiliser et sa place dans la filière dépendent de la qualité de la ressource (température, turbidité, TOC, colmatage, ...) et de la qualité de l'eau produite. Le plus souvent, les membranes sont combinées avec des traitements classiques (floculation, décantation, oxydation, charbon actif...).

Schématiquement, le principe de la filtration membranaire consiste à faire passer un liquide dans une membrane. Sous l'effet d'une pression, le liquide se sépare en deux phases : concentrat et perméat (schéma ci-dessous). La nature des éléments ayant traversé

la membrane et se retrouvant dans le filtrat dépend de la taille des pores de la membrane, caractérisée par le seuil de coupure (masse de la plus petite entité arrêtée).

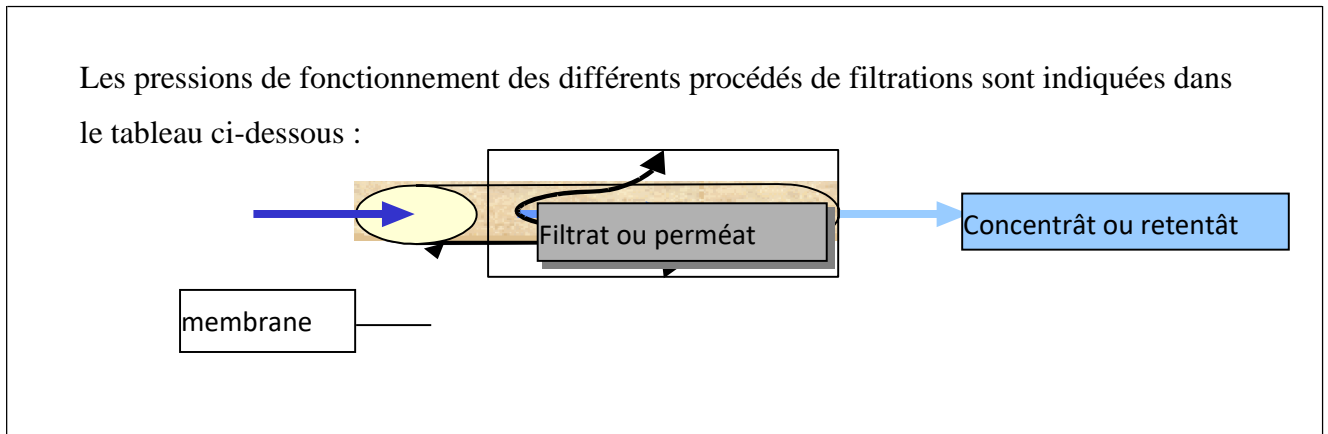


Figure IV- 5 : Principe de la filtration membranaire.

Tableau IV- 6 : Pression de fonctionnement et type de filtration.

Type	Microfiltration	Ultrafiltration	Nanofiltration	Osmose inverse
Pression b (bars)	0,6 à 2	0,6 à 5	5 à 12	20 à 80

A- Ultrafiltration

Les membranes utilisées pour l’ultrafiltration (UF) ont une porosité de 0,5 à 0,002 μm ce qui permet de retenir des macromolécules de taille comprises entre 0,01 μm et 0,1 μm sous une pression de 3 à 10 bar. En général, l’ultrafiltration, avec CAP seulement, est utilisée pour l’élimination des pesticides et des précurseurs de trihalométhanes des eaux brutes. Elle présente surtout une bonne efficacité pour l’élimination des microorganismes (micro-algues, bactéries et même virus pour le pouvoir de coupure de 0,01 μm) et de la turbidité (en général turbidité résiduelle inférieure à 0,1 NTU).

Ce procédé est conseillé pour des eaux brutes de bonne ou moyenne qualité, c’est à dire peu chargée en matière organique.

B- Microfiltration

Travaillant sous une pression de 0,2 à 1 bar, les membranes utilisées pour la microfiltration (MF) ont une porosité de 0,2 μm , ce qui permet de retenir bactéries et MES de 0,1 μm et plus. En revanche, les virus ne sont que partiellement éliminés et la MF ne dispense pas d’une désinfection énergétique en aval. Son application principale est la

clarification de l'eau. Comme l'ultrafiltration, la microfiltration est bien adaptée aux eaux karstiques, caractérisées par une turbidité élevée et occasionnelle.

La microfiltration, relativement comparable à l'ultrafiltration est néanmoins moins utilisée que celle-ci à ce jour car il faut souvent la faire précéder d'une coagulation et d'une désinfection forte. Elle consomme pourtant moins d'énergie que l'ultrafiltration et son débit spécifique est supérieur à celui de l'ultrafiltration.

C- NanoFiltration

La nanofiltration est une variante de l'osmose inverse (OI) et se caractérise par :

- un passage de sels monovalents relativement élevé : 30 à 60% ;
- un passage de sels bivalents presque aussi faible que celui de l'OI : 5 à 15%
- un passage de solutés organiques du même type que celui de l'OI.

Les membranes utilisées sont en général de type organique tubulaire ou spiralée et ont une porosité de 1 nm, éliminant ainsi les sels bivalents et les molécules de l'ordre de 0,001 µm. La nanofiltration nécessite un pré-traitement et un post-traitement pour rééquilibrer le pH et, de ce fait, s'applique surtout aux eaux colorées ou en traitement de finition d'eaux clarifiées.

Ce traitement est essentiellement utilisé pour :

- l'adoucissement d'eau ;
- l'élimination de matières organiques naturelles ;
- l'élimination de pesticides ;
- l'élimination de la couleur ;
- l'élimination des sulfates de certaines eaux d'exhaure de mines

D- Osmose Inverse

La principale application de l'osmose inverse est le dessalement de l'eau de mer . Elle peut cependant s'appliquer à certains traitements de potabilisation d'eaux souterraines et de surface plus ou moins saumâtres. Compte tenu du pouvoir de coupure relativement réduit de l'OI, les pressions de fonctionnement associées sont très élevées, de l'ordre de 50 à 80 bars pour l'eau de mer. La classification est réalisée en considérant d'une part le matériau constitutif (cellulosique ou composite style polyamides aromatiques) et la configuration géométrique des membranes (plane, tubulaire, à fibre creuse, spirale). À ce jour, seules les membranes à fibres creuses et spirales sont utilisées en potabilisation.

E- Comparaison des procédés membranaires :

Tableau IV- 7 : Performances des procédés à membranes.

CAPACITE DE RETENTION	Osmose Inverse	Nanofiltration	Ultrafiltration	Microfiltration
COULEUR	Rétention totale	Rétention totale	Rétention partielle	Rétention nulle
DURETE	Rétention totale	Rétention partielle	Rétention nulle	Rétention nulle
CARBONE ORGANIQUE DISSOUS	Rétention totale	Rétention partielle	Rétention nulle	Rétention nulle
MATIERES EN SUSPENSION	Rétention totale	Rétention totale	Rétention totale	Rétention totale
PROTOZOAIRES (GIARDIA ; CRYPTOSPORIDIUM)	Rétention totale	Rétention totale	Rétention totale	Rétention totale
VIRUS	Rétention totale	Rétention totale	Rétention totale	Rétention partielle
MICRO-ORGANISMES COLIFORMES	Rétention totale	Rétention totale	Rétention totale	Rétention totale
PHYTOSANITAIRES	Rétention totale	Rétention partielle	Rétention nulle	Rétention nulle
NITRATES	Rétention totale	Rétention nulle	Rétention nulle	Rétention nulle
AMMONIUM	Rétention totale	Rétention nulle	Rétention nulle	Rétention nulle
SULFATES	Rétention totale	Rétention totale	Rétention nulle	Rétention nulle
ARSENIC	Rétention totale	Rétention totale	Variable selon la forme chimique	Variable selon la forme chimique
FLUOR/BORE	Rétention totale	Rétention partielle		
FER/MN	Rétention totale	Rétention totale	Variable selon la forme chimique	Variable selon la forme chimique

IV-2.6 Comparaison technique des procédés de traitement des eaux :

IV-2.6.1 Variante I : Traitement "CLASSIQUE"

Avantages techniques :

- ❖ Les filtres à sable sont simples à construire et les matériaux de construction on peut le trouver sur place.
- ❖ La surveillance du fonctionnement de ce système est simple et Peu de maintenance.
- ❖ Technologie peu sophistiquée, mais très fiable

- ❖ Construction simple
- ❖ Ils éliminent bien les bactéries.
- ❖ Cout d'investissement faible.

Inconvénients techniques

- ❖ Le traitement classique ne permet pas d'éliminer les particules ou micro-organismes de taille inférieure à 1 micromètre.
- ❖ Main d'œuvre importante d'entretien.
- ❖ Les filtres occupent une grande superficie ; ils exigent donc une installation de grandes dimensions, un volume de sable important.
- ❖ Le nettoyage des filtres est difficilement automatisable.
- ❖ La séparation physique fait intervenir de réactifs chimiques.

IV-2.6.2 Variante II : Traitement membranaires :

Les avantages de la séparation par membranes sont :

Avantages techniques :

- La facilité d'automatisation.
- La qualité constante de l'eau traitée.
- Abaissement notable, en particulier, des matières organiques,
- Diminution de produits dissous,
- Respect des valeurs réglementaires,
- Qualité organoleptique respectée ;
- La limitation de l'usage de réactifs chimiques.
- La mise en œuvre rapide par rapport à des constructions en béton ou pour des unités de secours.
- Les installations compactes ;
- Les modules élémentaires de dimension standardisée et facilement interchangeables.
- Utilisé pour salinité élevée.
- Les procédés de filtration membranaire permettent de clarifier et désinfecter l'eau en une seule étape sans ajout de composés chimiques.

Les inconvénients sont en contrepartie :

- La pression amont élevée qui crée des contraintes physiques importantes notamment sur les membranes. Elle peut entraîner des dégazages au sein même des membranes lors de la dépression. Au fur et à mesure de l'encrassement des membranes, le

débit filtré a tendance à chuter. Une augmentation automatique de la pression en amont de la membrane est quelquefois proposée pour maintenir constant le débit filtré.

- Le colmatage irréversible des membranes au cours du temps malgré des lavages réguliers (qui peuvent être à contre-courant sur les membranes non spiralées). La durée de vie oscille entre 5 et 10 ans ;

- La capacité de filtration assez faible.
- Membrane sensible aux variations de débits aux MES.
- Cout élevé en équipement.
- Pert en eau entre 10 à 20%.
- Efficacité variable selon le type de membrane.
- Nécessite un prétraitement.
- Consommation d'énergie élevée.

IV-2.6.3 Critères technico-économiques pour le choix de la variante de traitement.

Plusieurs critères principaux conditionnent le choix d'une filière de traitement de l'eau potable :

- Les caractéristiques des eaux brutes (type de ressource, paramètres microbiologiques, physico- chimiques,..) ;
- Les normes de qualité à atteindre ;
- Les conditions technico-économiques locales (variabilité des besoins liés au tourisme, compétence technique, moyens financiers).

Le choix de la filière est un exercice délicat et complexe, car les facteurs de base sont en constante évolution. En effet, on observe des changements conséquents au niveau de :

- De la ressource (variabilité en particulier des eaux superficielles) ;
- De la réglementation de plus en plus contraignante.

IV-2.6.3.1 Critères techniques

On peut dire les deux techniques sont des méthodes de traitement pratique et confirmée pour :

- **Traitement classique** permet de rendre l'eau de barrage limpide en la débarrassant des matières en suspension.

NB : les eaux de barrage sont caractérisées en général par leur richesse en matières organiques et des risques de pollution fréquente par l'azote ammoniacal, le fer, le manganèse, et les algues.

- **Traitement membranaire** sont bien adaptée aux traitements des eaux fortement turbidés et bon abattement de la contamination bactériologique

NB : les systèmes membranaires se sont imposés dans la déminéralisation des eaux saumâtres et le dessalement de l'eau de mer.

IV-2.6.3.2 Critères économiques

La mise en place d'un système de traitement nécessite la prise en compte de plusieurs dépenses à réaliser, à savoir :

- L'acquisition du terrain ;
- Les aménagements ;
- Le système de traitement proprement dit avec les équipements y afférents (canalisations, alimentation en eau, énergie,...) et le personnel d'exploitation.

A) Acquisition du terrain

La consommation d'espace varie selon le type de traitement effectué.

En tenant compte de l'espace réservé à l'aménagement de la voirie et des équipements annexes, la superficie totale sera comme suit :

Tableau IV- 8 : Acquisition du terrain.

<i>Variante de traitement</i>	<i>Surface (ha)</i>
Variante I (traitement classique)	1,7
Variante II (Traitement membranaire par osmose inverse)	1.3

B) Aménagements

Dans les conditions normales d'état du terrain, il faut prévoir :

- Des terrassements ;
- Des travaux de V.R.D (voiries et réseaux divers) ;
- Des bâtiments d'exploitation nécessaires à la bonne marche des Installations ;
- Une clôture et la plantation d'arbres.

Dans des conditions de terrain défavorables, il sera nécessaire de prévoir des aménagements onéreux à savoir :

- Des fondations spéciales (ex : pieux, puits).
- Des remblais importants.
- Une installation électrique (lignes et transformateur) ramenée de loin.

C) Coût du système de traitement

Le coût de traitement se décompose en quatre (04) entités qu'il faut distinguer :

- Installations de chantier.
- Travaux de génie civil.

- Équipements et fournitures.
- Assistance technique à l'exploitation.

Les travaux génie civil (réalisation du bâtiment des réactifs, bâtiment électrique, la loge gardien, installations de chantier et assistance technique à l'exploitation étant les mêmes pour les deux variantes ; l'estimation du coût consiste essentiellement à estimer le cout relatifs aux l'équipement et fournitures.

Tableau IV- 9 : Cout du système de traitement pour la station de traitement.

Désignation des travaux	Traitement classique	Traitement membranaire (osmose inverse)
Installations de chantier Total DA HT	80.000.000,00	80.000.000,00
Travaux de génie civil Total DA HT	1.200.000.000,00	1.400.000.000,00
Équipements et fournitures Total DA HT	1.350.000.000,00	2.200.000.000,00
Assistance technique à l'exploitation Total DA HT	60.000.000,00	156.000.000,00
Total DA HT	2.690.000.000,00	3.836.000.000,00
TVA (19 %)	511.100.000,00	728.840.000,00
Total DA TTC	3.201.100.000,00	4.564.840.000,00

IV.2.7.Choix de la variante de traitement :

Nous venons de voir que les technologies membranaires pourraient être de puissants outils de traitement pour des cas spécifiques de dépollution, mais aussi pour produire des eaux de haute qualité mais il reste toujours le traitement le plus chère qu'une solution classique.

Cependant dans la majorité des cas le traitement classique restent le plus utilisé ; Il consiste en les opérations suivantes : dégrillage, coagulation, floculation, décantation, filtration sur lit granulaire et désinfection.

La filière recommandée est donc : prétraitement, Pré-oxydation, Clarificloculation, Filtres au sable, puis désinfection finale, traitement de boues. Les réactifs de traitement seront l'hypochlorite de sodium, sulfates d'alumine, les polymères, l'acide sulfurique et/ou la chaux pour ajuster le pH de floculation.

IV.3. Conception du système d'Adduction :

L'adduction des eaux est le transport des eaux brutes depuis la zone de captage jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation (distribution).

D'après leur fonctionnement en AEP, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

IV.3.1. Proposition des variantes de tracé et de système d'adduction :

Plusieurs critères ont été pris lors de la proposition des variantes de tracé et de système à savoir :

- 1- Suivre les routes, les voies et les pistes,
- 2- Eviter au maximum les terrains privés,
- 3- Longer si possible les conduites existantes,
- 4- Projeter un réservoir de stockage à chaque commune,
- 5- la hauteur manométrique ne doit pas dépasser les 40 bars et optimiser le nombre des stations de pompage et de reprise.

Variante N°1 :

Le système se compose d'une barge flottante refoule les eaux brutes à partir du barrage de Beni Haroun vers la station de traitement projetée à Anouche Ali dans la commune de Grarem.

L'eau traitée sera refoulée par l'intermédiaire de la station de pompage SP1 située à la sortie de la station de traitement vers le réservoir de Grarem Gouga 10000m³ à une cote de 510 m sur un linéaire 4260ml.

Une conduite gravitaire acheminera l'eau en gravitaire vers le réservoir projeté 5000 m³ de la commune de sidi Merouane situé à une cote de 460 sur un linéaire de 9000 ml.

La demande en eau de la commune de Hamala sera refoulée par l'intermédiaire d'une station de pompage SP2 située à la commune de Hamala Vers le réservoir projeté 5000 m³ à une cote de 740m.

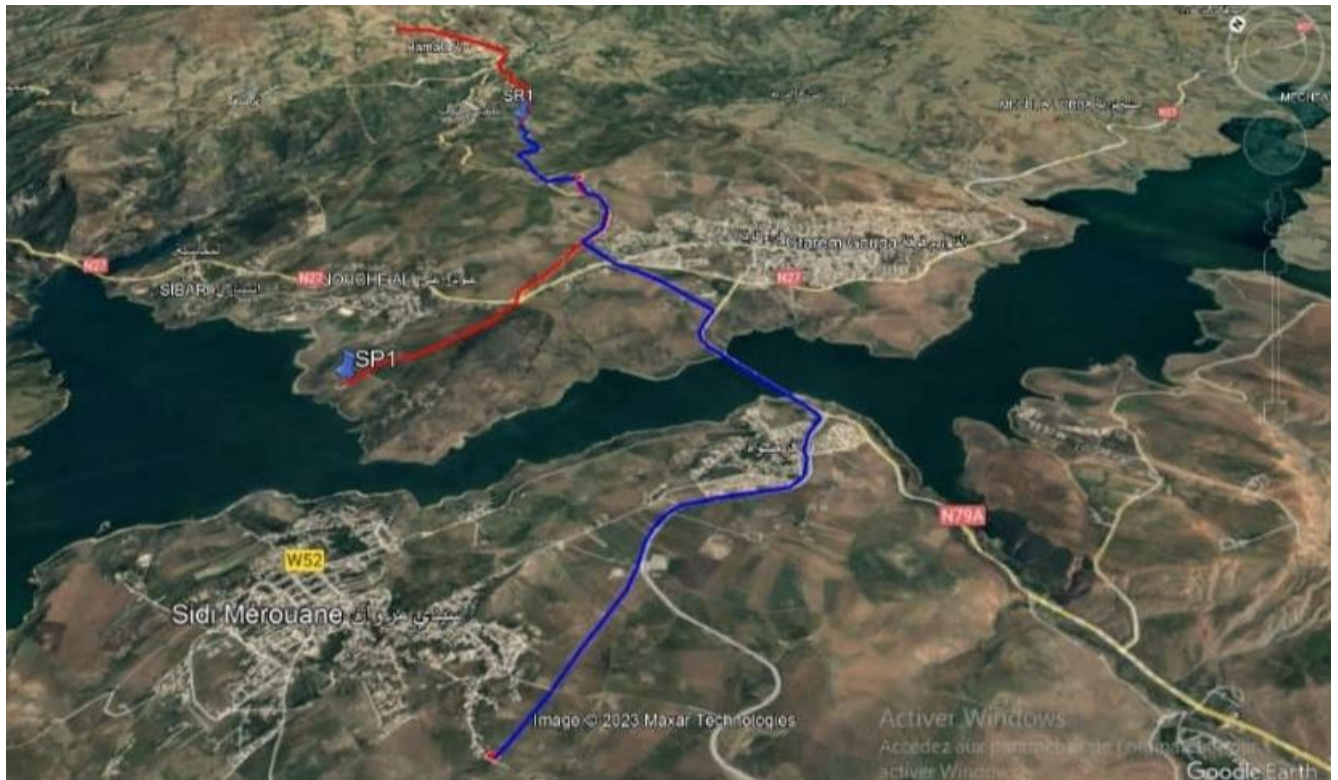


Figure IV- 6 : Le tracé de la Variante N°01.

Nœud amont	Nœud aval	Longueur (ml)	Type d'écoulement
SP1	Réservoir GRA	4260	Refoulement
Réservoir GRA	SP2	2100	Gravitaire
SP2	Réservoir Hamala	4000	Refoulement
Réservoir GRA	Réservoir Sidi Merouane	9000	Gravitaire
Total		19.3	

Tableau IV- 10 : Liste des conduites de la variante N1.

Variante N°2 :

Le système se compose d'une barge flottante refoule l'eau vers la station de pompage projetée à côté des pont OUED DIB.

-L'eau brute sera refoulée vers la station de traitement située à la commune de Hamala à une cote 740m par l'intermédiaire de deux station SP1 et SR1 avec un linéaire 6677ml.

_ Une conduite gravitaire acheminera l'eau traitée vers le réservoir Grarem Gouga avec un linéaire 7030ml.

_ Une conduite gravitaire acheminera l'eau traitée vers le réservoir Sidi Merouane avec un linéaire 9000ml.

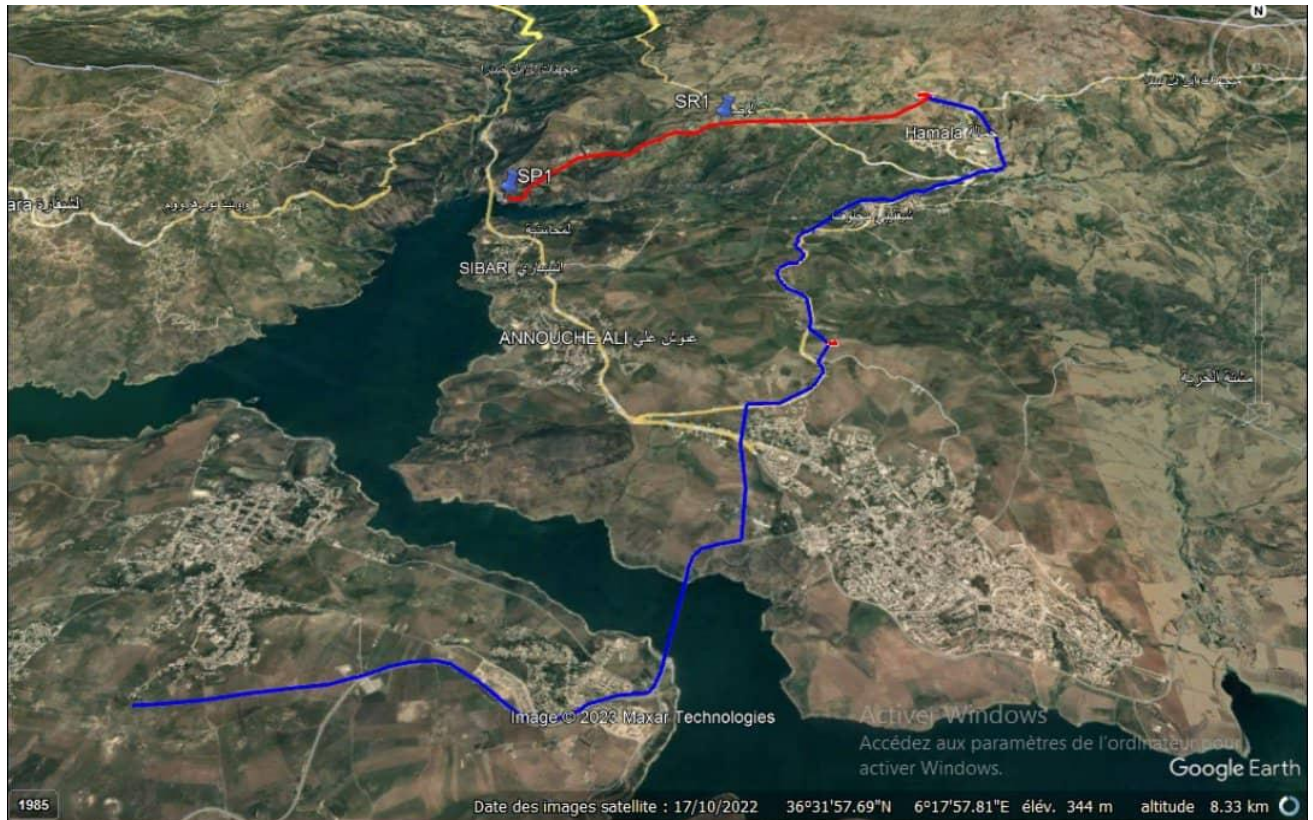


Figure IV- 7 : Le tracé de la Variante N°02.

Tableau IV- 11 : Liste des conduites de la variante N°02.

Nœud amont	Nœud aval	Largeur (ml)	Type d'écoulement
SP1	SR1	3190	Refoulement
SR1	Réservoir hamala	2777	Refoulement
Réservoir Hamala	Réservoir gram	7030	Gravitaire
Réservoir Grarem	Réservoir sidi Meroune	9000	Gravitaire
Total		21997	

IV.3.2 Analyse et choix de la variante :

Tableau IV- 12 : Devis estimatif de la variante N°1 (conduite et génie civil des ouvrage d'adduction).

N°	DESIGNATION	Prix en TTC
3	Lot conduite	350 000 000,00
4	Lot génie civil	27 000 000,00
5	Equipement électromécanique	275 374 050 ,00
Montant total TTC		895 374 050.00

Tableau IV- 13 : Devis estimatif de la variante N°2 (conduite et génie civil des ouvrage d'adduction).

N°	DESIGNATION	Branche ouest
1	Lot conduite	489 000.00
2	Lot génie civil	350 000.00
3	Equipement électromécanique	520 000.00
Montant total TTC		1 359 000.00

Après l'examen des deux variantes proposées en se basant sur plusieurs critères nous avons constaté ce qui suite :

- La variante 1 :

- Le tracé est court par rapport à la deuxième variante.
- Terrain favorable avec des faibles pentes et passe par des zones accessibles par des routes existantes (70 %).
- Des diamètres moyens relativement puisque on évite de refouler de grand débit avec des HMT élevés.
- Moins d'ouvrage génie civil.
- Flexibilité dans l'exploitation.
- frais d'exploitation moins chère.

-La variante 2 :

Terrain accidenté et passe par des zones de glissement (Localité de Sibari qui est classée comme zone rouge)

- La nécessité de projeter deux grandes stations de pompages.
- Frais d'exploitation et investissement plus chères.

-prévoir des conduites avec grands diamètres.

En conclusion et après une comparaison technico-economique entre les deux variantes nous avons opté pour la variante 1.

IV.3.3 Calcul hydraulique de la variante retenue :

Nous résumons ci-après les principales données de base et critères adoptés pour le dimensionnement du système dans sa globalité.

- temps d'adduction gravitaires : 24 h/j
- temps d'adduction en refoulement : 22 h/j
- temps de fonctionnement de la STE : 24 h/j
- La pression positive admissible : MAIP (1,2 *PN)
- Rugosité de la conduite :
 - Pour l'acier on suppose la conduite vieille avec une rugosité de 0.4 mm.
 - Pour le PEHD la rugosité est de 0.15mm.
- Diamètre : établis par des critères technico-économiques (bilan investissements-frais de pompage, coût global du système, sécurité, contraintes de schéma, etc.);
- Vitesse maximale (recommandée): $V = 2 \times D^{0.4}$ (V en m/s, D diamètre in en m,).
- Pertes de charge : calculées par les formules de Darcy-Weisbach .
- Entrée dans les réservoirs par le haut. Cote de contrôle = niveau maximum + 0.6
- Charge statique à l'entrée d'adductions gravitaires : supérieure à 6 m.
- Cote de départ en gravitaire = cote radier.
- Pertes de charge singulière : admise comme 15% des pertes de charge linéaire.
- Le Système d'adduction principale s'arrêtera aux réservoirs des points de remise cités ; la limite sera située dans la conduite de départ y prévue, destinée à l'approvisionnement de la commune.
- La conduite de départ vers la commune sera dimensionnée pour un débit égal au débit d'adduction respectif, considérant un temps d'adduction de 24 h (départ gravitaire); c'est-à-dire, il est censé que les réservoirs des points de remise fonctionnent comme des réservoirs de stockage et régularisation d'adduction et non pas comme des réservoirs de distribution.

IV.3.3. 1 Méthodologie et hypothèses de calcul

Le calcul hydraulique est effectué avec l'hypothèse d'un écoulement permanent uniforme dans les adductions principales

Pour les conduites à écoulement gravitaire, le diamètre est dimensionné de telle sorte que la charge résiduelle soit positive à l'extrémité avale de la conduite. La charge

hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charges linéaires et singulières doit être égale à la cote du plan d'eau à l'extrémité aval.

Le dimensionnement des diamètres de conduite est effectué à l'aide d'un modèle hydraulique dont la structure est composée par des nœuds qui représentent les ouvrages et les singularités et par des tronçons qui représentent les conduites assurant la connexion entre les ouvrages.

Le logiciel utilisé pour la simulation est l'EPANET 2.0.

Les résultats de calcul sont fournis sous forme de côtes piézométriques (charges) et pressions résiduelles à chaque nœud et sous forme de vitesse d'écoulement, débits et pertes de charge linéaire pour chaque tronçon.

A-Conduites d'adduction et raccordement des réservoirs d'eau desservis

L'étude des conduites de transfert porte sur :

- le tracé et les contraintes identifiées ;
- les aspects hydrauliques (dimensionnement, régulation, etc...) ;
- le raccordement des réservoirs sur la conduite de transfert.

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technico-économique.

L'acier et le PEHD, sont envisageables sur tout le tracé vu :

- La disponibilité sur marché
- Bonne étanchéité
- Résistance aux pressions élevées
- Adaptent bien aux terrains qui sont relativement accidentés

B-Hypothèses de dimensionnement des conduites de transfert et de raccordement

B-1-Pertes de charge dans les conduites

a) cas gravitaire :

La perte de charge linéaire (J) le long d'une conduite lors du transport d'un débit constant Q se calcule selon l'expression suivante :

$$J = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD}$$

λ : Coefficient de perte de charge linéaire ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en m ;

g : Accélération de la pesanteur ($g \approx 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$).

V : Vitesse moyenne du liquide dans la conduite en m/s ;

Le Coefficient de perte de charge linéaire λ est défini par la formule de Collebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right)$$

K : Rugosité moyenne de la paroi intérieure du tuyau en mm,

Re : Nombre de Reynolds égale à $\frac{vd}{\nu}$ (ν étant la viscosité cinématique du liquide).

Etant donné le climat relativement chaud de la zone du projet, la viscosité cinématique considérée pour le calcul du nombre de Reynolds sera celle d'une eau dont la température pourrait atteindre 15°C voire plus.

b) cas de refoulement :

Il y'a plusieurs méthodes pour déterminer le diamètre économique et dans cette chapitre nous avons présenté la plus importantes qui sont :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonin)}$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bresse)}$$

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Remarque :

La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

Autre méthode basé sur les frais d'exploitation et les dépenses d'amortissement :

Cette méthode à pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculé, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Pour élever un débit Q à une hauteur Hg donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge J sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la

conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes :

- les frais d'achat et de pose de la conduite F_a qui augmentent quand le diamètre de la conduite augmente : F_a augmente quand D augmente.
- les frais de fonctionnement de la station de pompage F_e qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge : F_e diminue quand D augmente.

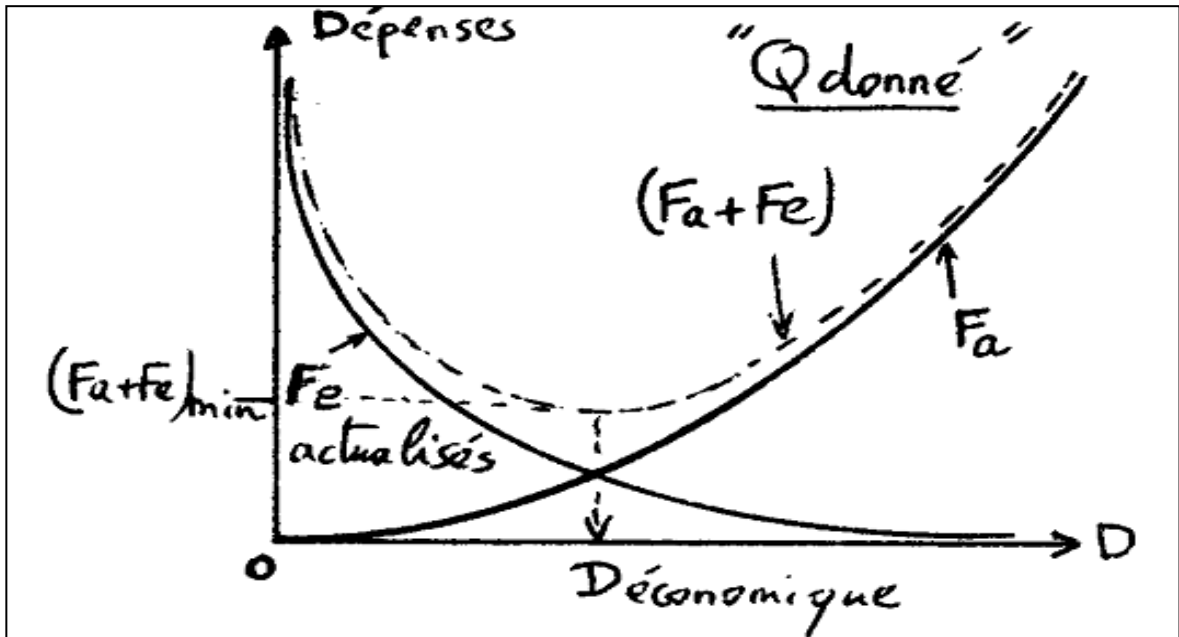


Figure IV- 8 :

Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

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

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

A.N : $A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = \mathbf{0,0888}$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D_1, D_2, \dots, D_n).

Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log(\frac{\epsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (II.11)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta}$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (75%).

Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, égale 5,6 DA (source –SONELGAZ)

IV.3.3.2. Résultat de calcul

1- Tronçon SP1-Reservoir GRA :

Une conduite de refoulement en acier PN40 DN 600 mm dont les résultats de calcul sont mentionnés à la **Figure IV-8**.

CALCULS HYDRAULIQUES POUR CANALISATION A PLEINE SECTION					
V 2.0 de 20/10/05					
DETERMINATION DE LA PERTE DE CHARGE					
DONNEES :		Les données doivent comporter une virgule (",") et non un point (".")			
Calculs auxiliaires					
Viscosité cinématique (par défaut eau à 10°C) =>	1.30E-06	m ² /s	Lambda	0.018596	
			Lambda1	0.5	
Rugosité k =>	0.4	mm	Lambda2	0.0179777	
			Lambda3	0.0186085	
Débit Q =>	315.0	l/s	Lambda4	0.0185958	
			Lambda5	0.018596	
Diamètre intérieur D =>	600	mm	Lambda6	0.018596	
			Lambda7	0.018596	
Longueur canalisation =>	4 260	m	Lambda8	0.018596	
			Lambda9	0.018596	
			Lambda10	0.018596	
RESULTATS :					
Vitesse V =>	1.11	m/s			
Perte de charge linéaire j =>	0.001961	mce/m			
Perte de charge totale =>	8.35	mce	Jtotale	9.61	

Figure IV- 9 : Résultat de calcul tronçon SP2-GRA.

2- Tronçon GRA-SR1 :

Une conduite gravitaire en PEHD PN16 DN 250 mm dont les résultats de calcul sont mentionnés à la **Figure IV-9**.

CALCULS HYDRAULIQUES POUR CANALISATION A PLEINE SECTION					
V 2.0 de 20/10/05					
DETERMINATION DE LA PERTE DE CHARGE					
DONNEES :		Les données doivent comporter une virgule (",") et non un point (".")			
Calculs auxiliaires					
Viscosité cinématique (par défaut eau à 10°C) =>	1.30E-06	m ² /s	Lambda	0.0199455	
			Lambda1	0.5	
Rugosité k =>	0.15	mm	Lambda2	0.0186002	
			Lambda3	0.02	
Débit Q =>	41.0	l/s	Lambda4	0.0199434	
			Lambda5	0.0199456	
Diamètre intérieur D =>	205	mm	Lambda6	0.0199455	
			Lambda7	0.0199455	
Longueur canalisation =>	2 100	m	Lambda8	0.0199455	
			Lambda9	0.0199455	
			Lambda10	0.0199455	
RESULTATS :					
Vitesse V =>	1.25	m/s			
Perte de charge linéaire j =>	0.007727	mce/m			
Perte de charge totale =>	16.23	mce	Jtotale	18.66	

Figure IV- 10 : Résultat de calcul tronçon GRA-SP3.

3- Tronçon SR1-HML :

Une conduite de refoulement en acier **PN40 DN 250 mm** dont les résultats de calcul sont mentionnés à la **Figure IV-10**.

CALCULS HYDRAULIQUES POUR CANALISATION A PLEINE SECTION					
V 2.0 de 20/10/05					
DETERMINATION DE LA PERTE DE CHARGE					
DONNEES :		Les données doivent comporter une virgule (",") et non un point (".")			
Viscosité cinématique (par défaut eau à 10°C) =>	1.30E-06	m ² /s	Calculs auxiliaires		
			Lambda	0.0232603	
Rugosité K	=>	0.4	mm	Lambda1	0.5
				Lambda2	0.0223434
Débit Q	=>	44.0	l/s	Lambda3	0.023283
				Lambda4	0.0232598
Diamètre intérieur D	=>	250	mm	Lambda5	0.0232603
				Lambda6	0.0232603
Longueur canalisation	=>	4 000	m	Lambda7	0.0232603
				Lambda8	0.0232603
				Lambda9	0.0232603
				Lambda10	0.0232603
RESULTATS :					
Vitesse V	=>	0.90	m/s		
Perte de charge linéaire j	=>	0.003810	mce/m		
Perte de charge totale	=>	15.24	mce	Jtotale	17.53

Figure IV- 11 : Résultat de calcul tronçon SR1-HML.

4-Tronçon Grarem –Sidi Merouane :

Une conduite gravitaire en acier **PN40 DN 350 mm** dont les résultats de calcul sont mentionnés à la **Figure IV-11**.

CALCULS HYDRAULIQUES POUR CANALISATION A PLEINE SECTION					
V 2.0 de 20/10/05					
DETERMINATION DE LA PERTE DE CHARGE					
DONNEES :		Les données doivent comporter une virgule (",") et non un point (".")			
Viscosité cinématique (par défaut eau à 10°C) =>	1.30E-06	m ² /s	Calculs auxiliaires		
			Lambda	0.0214643	
Rugosité K	=>	0.4	mm	Lambda1	0.5
				Lambda2	0.0205366
Débit Q	=>	78.0	l/s	Lambda3	0.021489
				Lambda4	0.0214637
Diamètre intérieur D	=>	350	mm	Lambda5	0.0214643
				Lambda6	0.0214643
Longueur canalisation	=>	9 000	m	Lambda7	0.0214643
				Lambda8	0.0214643
				Lambda9	0.0214643
				Lambda10	0.0214643
RESULTATS :					
Vitesse V	=>	0.81	m/s		
Perte de charge linéaire j	=>	0.002054	mce/m		
Perte de charge totale	=>	18.49	mce	Jtotale	21.26

Figure IV- 12 : Résultat de calcul tronçon Grarem-Sidi Merouane.

IV-3.3.3 Simulation de l'EPANET :

Après avoir modélisé et dessiné le system dans l'EPANET et entré les dimensions, les résultats obtenus sont présentés dans les figures et tableaux suivants :

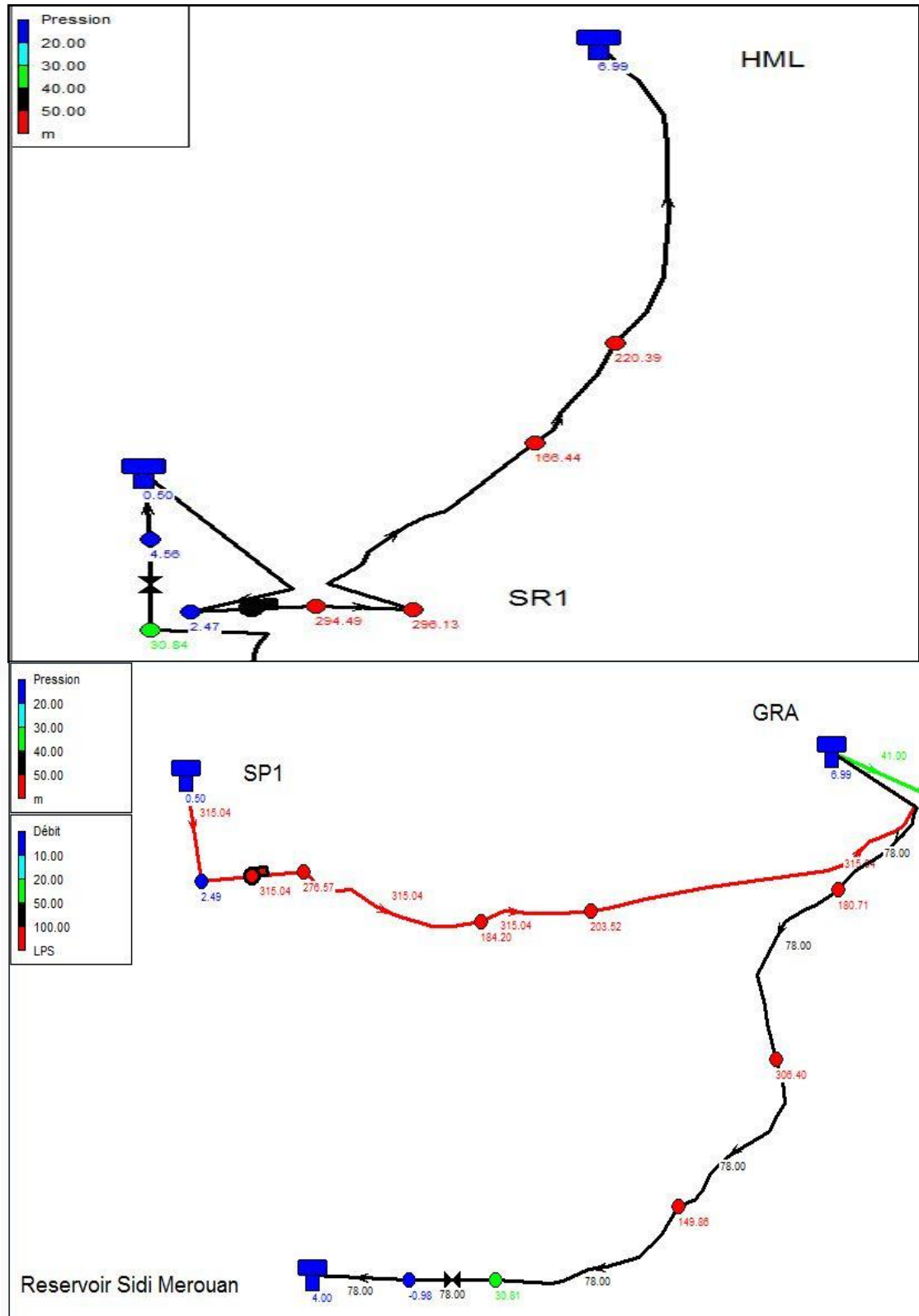


Figure IV- 13 : Résultat de simulation de la pression en l'EPANET.

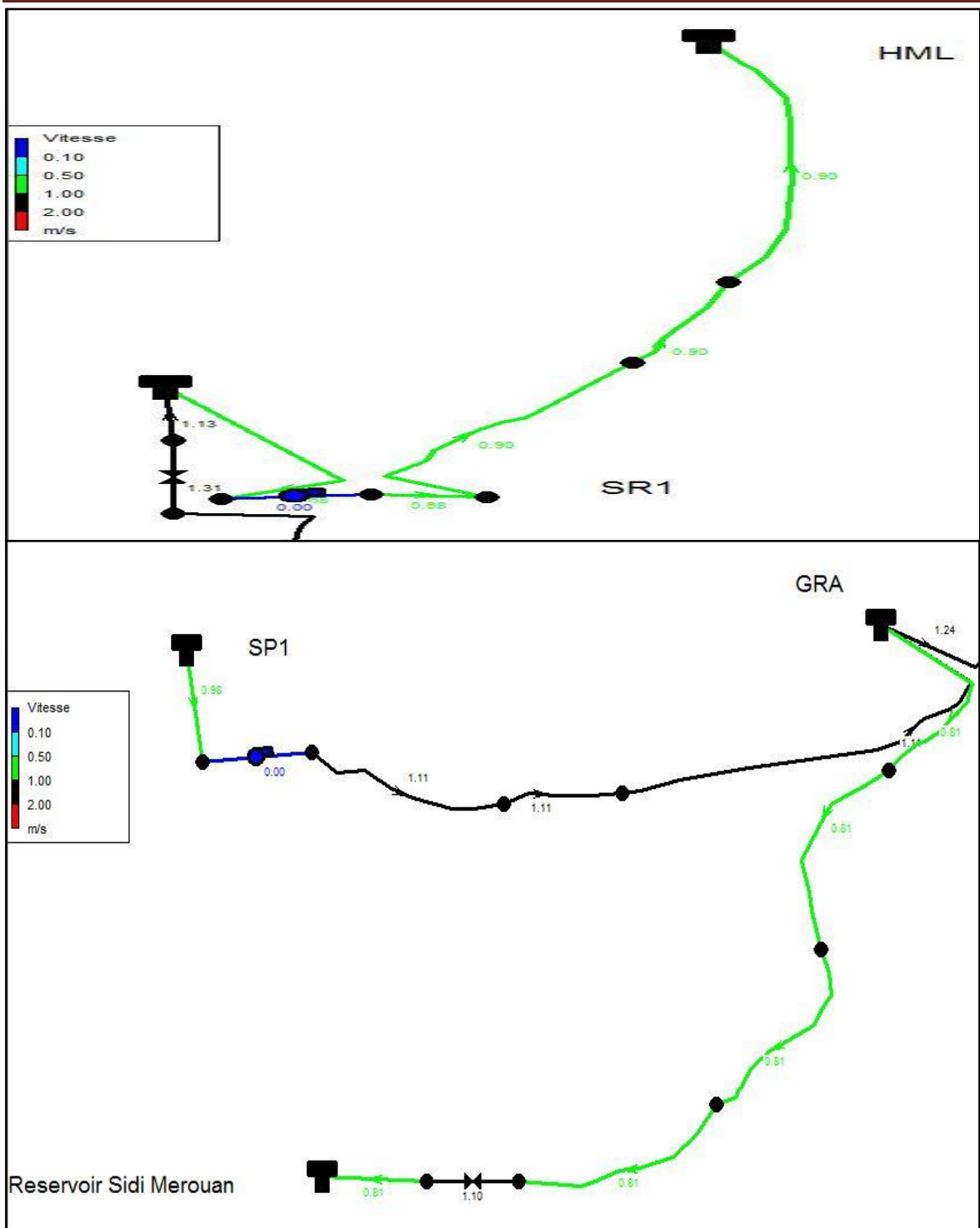


Figure IV- 14 : Résultat de simulation de la vitesse en l'EPANET.

Tableau IV- 14 : Les résultats de simulation des vitesses et pressions sur l'EPANET.

ID Noeud	Altitude m	Pression m
Noeud 1-trsp1-Gr	250	276.57
Noeud SP1-1	250	2.49
Noeud Sec130	513.94	2.90
Noeud Sec178	468.34	296.13
Noeud Sec211	592	166.44
Noeud Sec478	536	220.39
Noeud 19	470	294.49
Noeud 21	470	2.47
Noeud 2	339	184.20
Noeud 6	319	203.52
Noeud 7	332	180.71
Noeud 8	200	306.40
Noeud 9	350	149.86
Noeud 3	421	82.77
Noeud 4	468	30.84
Noeud 10	468	4.56
Noeud 11	465	30.81
Noeud 12	465	-0.98
Réservoir 5	472	0.50
Réservoir RV250	740	6.99
Réservoir BACHE	252	0.50
Réservoir 1	510	6.99
Réservoir 23	460	4.00

Conclusion :

L'étude technico-économique du système nous a fait ressortir ce qui suit :

- pour le captage des eaux, nous avons opté pour une prise d'eau flottante.
- le filière de traitement adéquat pour cet type des eaux est le filière classique.
- un système d'adduction qui se compose des conduites mixtes gravitaires et refoulements en acier et PEHD avec la projection des ouvrages hydraulique à savoir des stations de pompage et réservoirs.

Chapitre V : Etude de pompage.

Introduction :

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

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous perm et d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique et totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

V.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- ❖ Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau ;
- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage ;
- ❖ Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible ;
- ❖ Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km ;
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue ;
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plateforme avec un revêtement routier.
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plateforme de 0,15 à 0,5m.
 - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.2 Situation des ouvrages :

- La première station de pompage se trouve dans le village de Anouceh Ali côté de 250 mNGA.
- La deuxième station de pompage se trouve dans le village Cheglibi Mekhlouf côté de 470 mNGA.

V.3 Choix du type de pompe :

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes de marque CAPRARI qui sont fabriquées en série.

V.4 Les modes de couplage des pompes :

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

V.4.1 Couplage en parallèle :

Dans ce cas on a :

- 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 pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

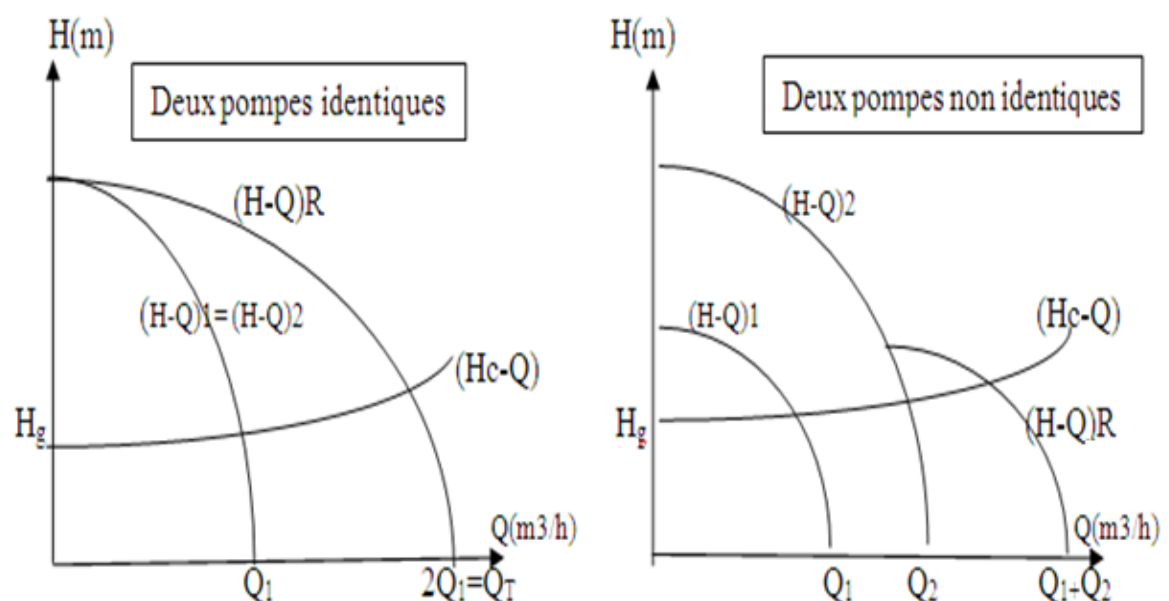


Figure V- 1 : Couplage de deux pompes en parallèle

V.4.2 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.

chaque groupe s’ajoutent.

➤ Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

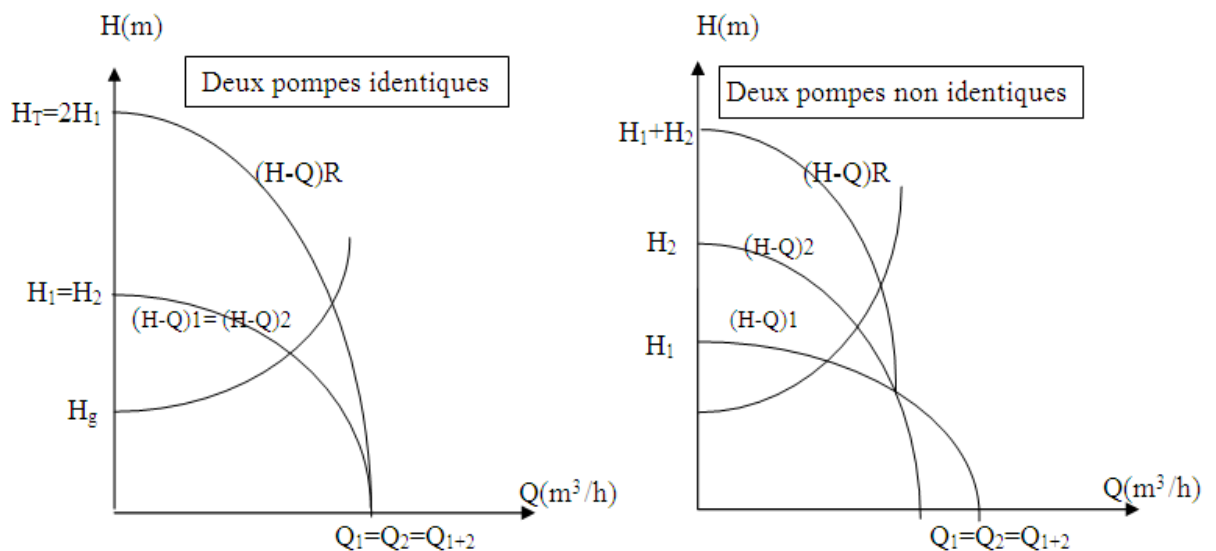


Figure V- 2 : Couplage de deux pompes en série.

V.5 Choix du nombre de pompes :

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

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

V.5.1 Refoulement SP1–Réservoir de Grarem :

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

Tableau V- 1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP1)

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	315	274.11	-	-	-	-	-	-	-
2	157.5	274.11	PMIS150/4B	68	274	2900	4	560	19.8
3	105	274.11	PM150H/3B	75	274	2900	3	397	8.05
4	78.75	274.11	PM125/3A	76.2	274	2900	3	301	7.53
5	63	274.11	PM125/4C	77.4	274	2900	4	217	5.96

A partir du tableau V.1 on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et le NPSH.

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompe de cinq (05) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces six (05) pompes sont identiques de type **PM125/4C.CAPRARI**.

V.5.2 Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs}-Q], [η_p -Q] et [(NPSH)_r-Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figureV.3 pour la première station de pompage

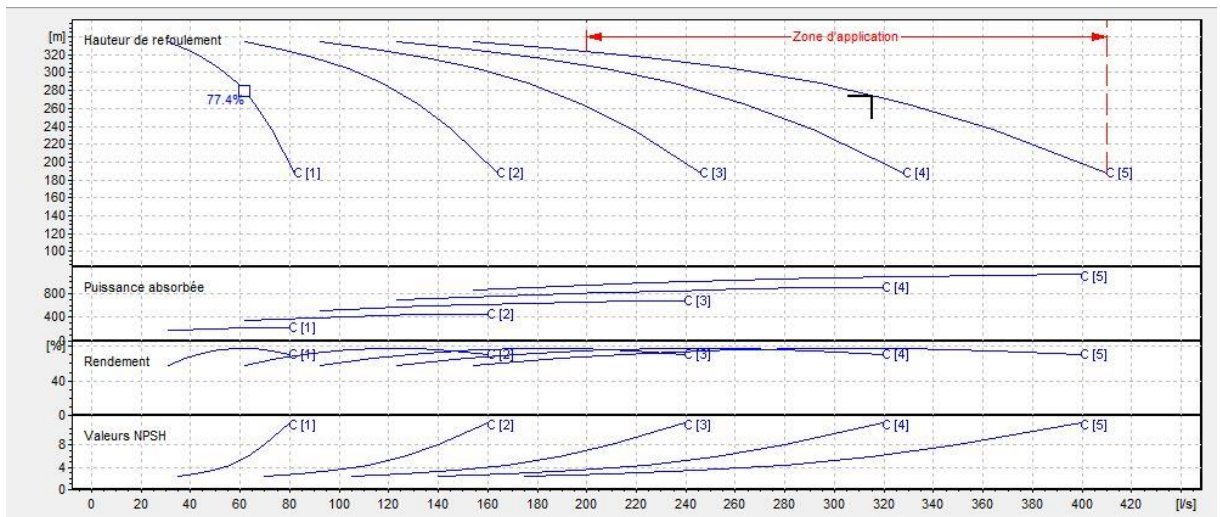


Figure V- 3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM125/4C.CAPRARI.

V.5.3 Refoulement SR1–Réservoir de Hamala :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.2 :

Tableau V- 2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SR1)

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) (m)
1	44	292.03	PMS100/5A	76.4	292	2900	5	176	5.23
2	22	292.03	PM80/6A	74.3	292	2900	6	88	3.24
3	14.66	292.03	PM65/7A	69.7	292	2900	7	60.1	2.57

A partir du tableauV.2 on déduit que la variante de (02) pompes est la meilleure du point de vue puissance absorbée et le NPSH.

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM80/6A. CAPRARI.**

V.5.4 Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs-Q], [η_p -Q] et [(NPSH)r-Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure V.4 pour la station de reprise.

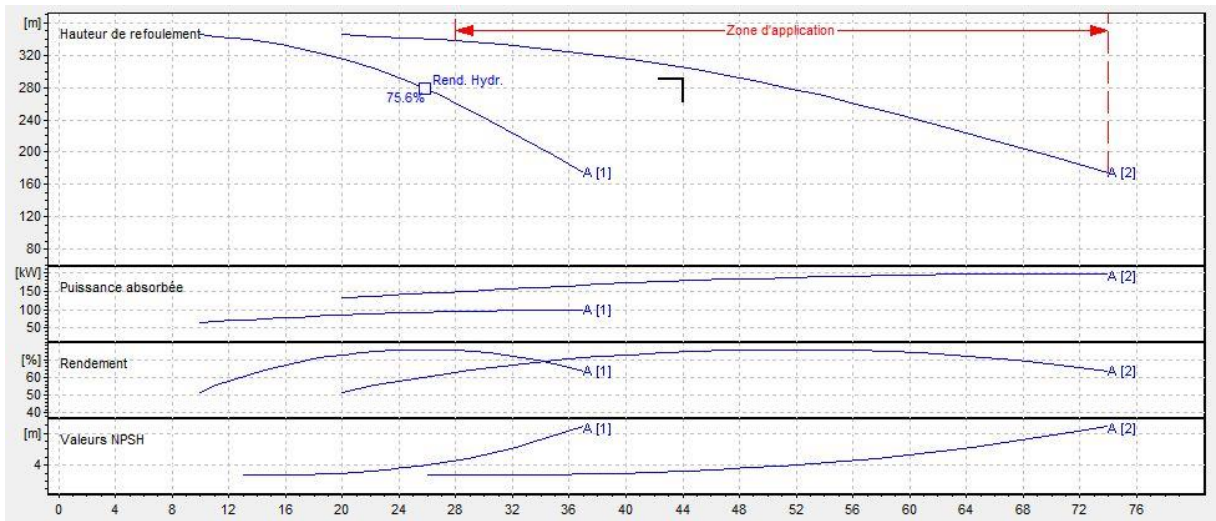


Figure V- 4 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type PM80/6A.CAPRARI.

Conclusion :

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage.

- la SP1 sera équipée de cinq pompes de type **PM125/4C.CAPRARI** et une autre identique de secours ;
- la SR1 sera équipée de deux pompes de type **PM80/6A.CAPRARI** et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

Chapitre VI : Protection des conduites.

Introduction :

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier.

Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile et PEHD; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier**VI.1.1 Définition**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

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

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

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VI.1.2 Causes du coup de bélier :

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

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

- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.1.3 Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.1.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

d) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

b) Soupape de décharge

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

c) Volant d'inertie

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

d) Réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions (voir figure VI.1).

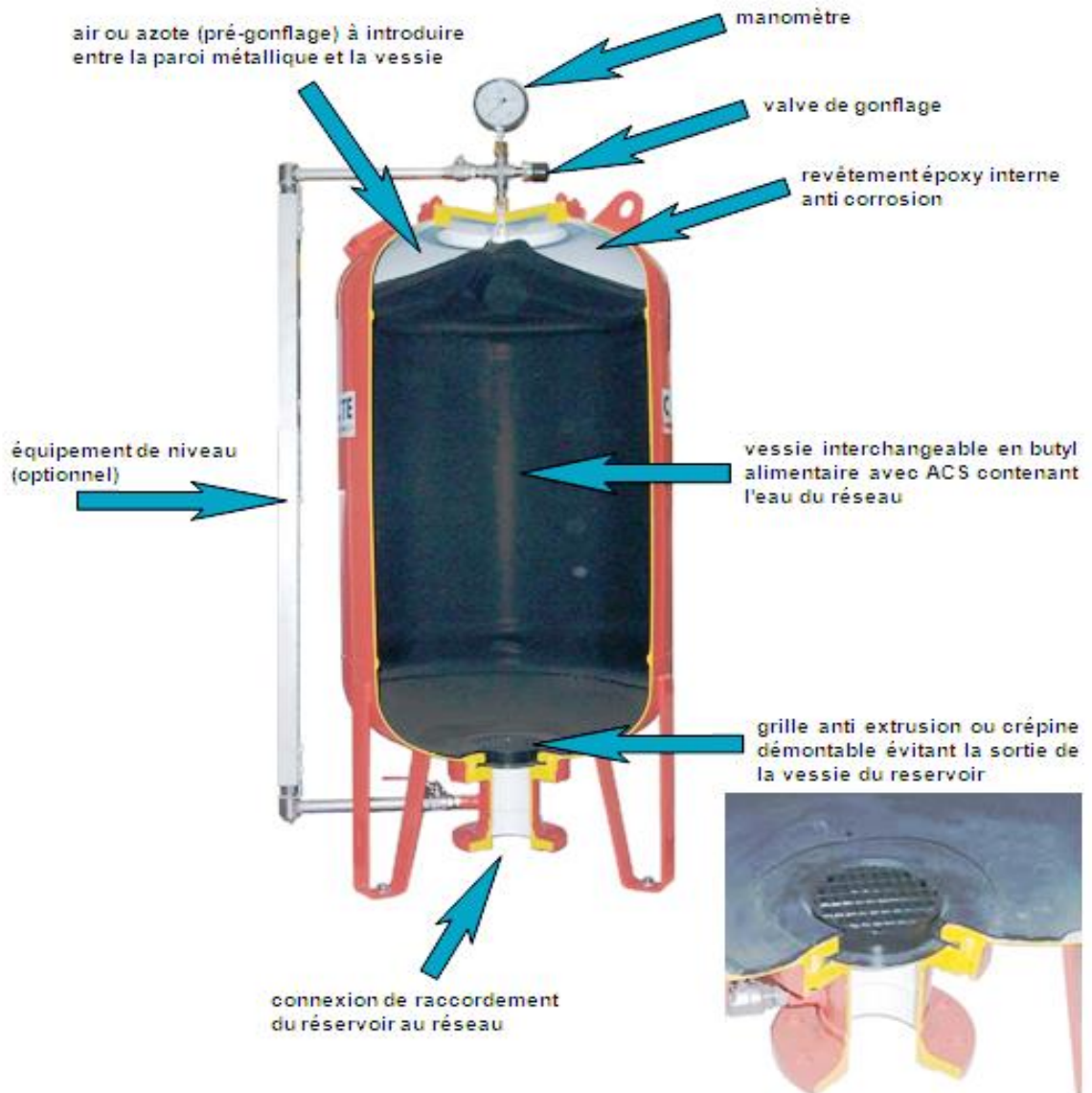


Figure VI- 1 : Le réservoir d'air (anti-bélier).

- Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

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, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

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 se portera sur ce dispositif.

VI.2 Protection des conduites contre la corrosion

VI.2.1 Définition

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. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VI.2.2 Facteurs de la corrosion

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

➤ L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.

➤ le pH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tels que le CO₂ et le H₂S, nous remarquons dans la pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

➤ température : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.

➤ nature du sol : la détermination de l'agressivité du terrain nous ramène à la mesure de sa résistivité électrique par des propriétés chimiques, sa compacité, son aération et son humidité ou dans l'association dans différents terrains.

➤ Les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau ;

➤ Le métal : Parmi les métaux, l'acier qui est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'environne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations de spirales qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

VI.2.3 Moyens de lutte contre la corrosion

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion en globe les méthodes suivantes :

- ✓ Protection par revêtement.
- ✓ Protection cathodique.

a)- Protection des conduites avec revêtement bitumeux :

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- ✓ **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2,5 mm et 3mm.
 - ✓ **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6mm.
 - ✓ **Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.
- Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

Remarque :

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

b)- Protection cathodique :

Généralement le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de 0,85 volt pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronégatif que le fer) ; cette méthode peut se faire de deux façons :

- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.

▪ soit à constituer avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

Il existe deux cas de protection cathodique :

• **Protection cathodique par anode réactive :** ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer, zinc ou magnésium, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.

• **Protection cathodique par soutirage de courant :** c'est le deuxième des cas envisagés et qui consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par deux vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite. le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

VI.2.4 Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants :

- ✓ Couche de zinc avec revêtement
- ✓ Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane



Figure VI- 2 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.

❖ Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour la corrosion on a adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous avons essayé identifier et dimensionner les différents composants d'un système d'alimentation en eau potable. Ceci afin de satisfaire les besoins en eau du GRARM GOUGA, HAMALA et SIDI MAROUNE qui appartient à la Wilaya de MILA.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite dans le but d'atteindre une satisfaction en eau de la population pour l'horizon 2052, dont la population totale la zone d'étude atteindra **182512 habitants**.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de **24995.02 m³ /j soit 289.29 l/s** sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2052).

La capacité de stockage existante est insuffisante pour l'horizon d'étude à cet effet, trois réservoirs seront projetés d'une capacité de **5000 m³** pour **Hamala** et réservoir de **2000 m³** pour **Sidi Merouane**, et réservoir de **1000 m³** pour **Grarem Gouga**.

Afin d'acheminer les eaux vers les consommateurs, plusieurs variantes de tracé, de captage et de traitement ont été étudiées, la variante choisie est la variante la plus avantageuse de point de vue technique et économique

La différence d'altitude exige la projection de deux stations de pompages la première située à la sortie de la station de traitement vers le réservoir de GRARM GOUGA, la deuxième station située à Cheglibi Mekhlouf vers le réservoir projeté de Hamala.

Pour les matériaux utilisés, le choix s'est porté sur le PEHD et l'acier vu les avantages qu'ils présentent.

La protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire et la protection contre la corrosion des conduites.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre formation.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

- [1] **A. Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [3] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101
- [4] **B. SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [5] **DELGA M., 1969** : Mise au point sur la structure du Nord-Est de la Berbérie.Publ. Serv. Carte géol. Algérie, N. S., Bull. n°39, pp 89-131, 9 fig.
- [6] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972,p.289.
- [7] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
- [8] **J F., 1974** : Géologie du centre de la chaîne numidique (Nord – Constantinois,Algérie). Mém. Soc. Géol. Fr., N.S., t. LIII, n°121, 164 p., 62 fig., 11 pl.h.t.
- [9]**VILA J M., 1980** : La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro- tunisiens.Thèse Sc. Univ. Paris VI, 3 vol, 663 p., 199 fig., 40 pl., 7 pl.h.t.

Mémoires de fin d'étude :

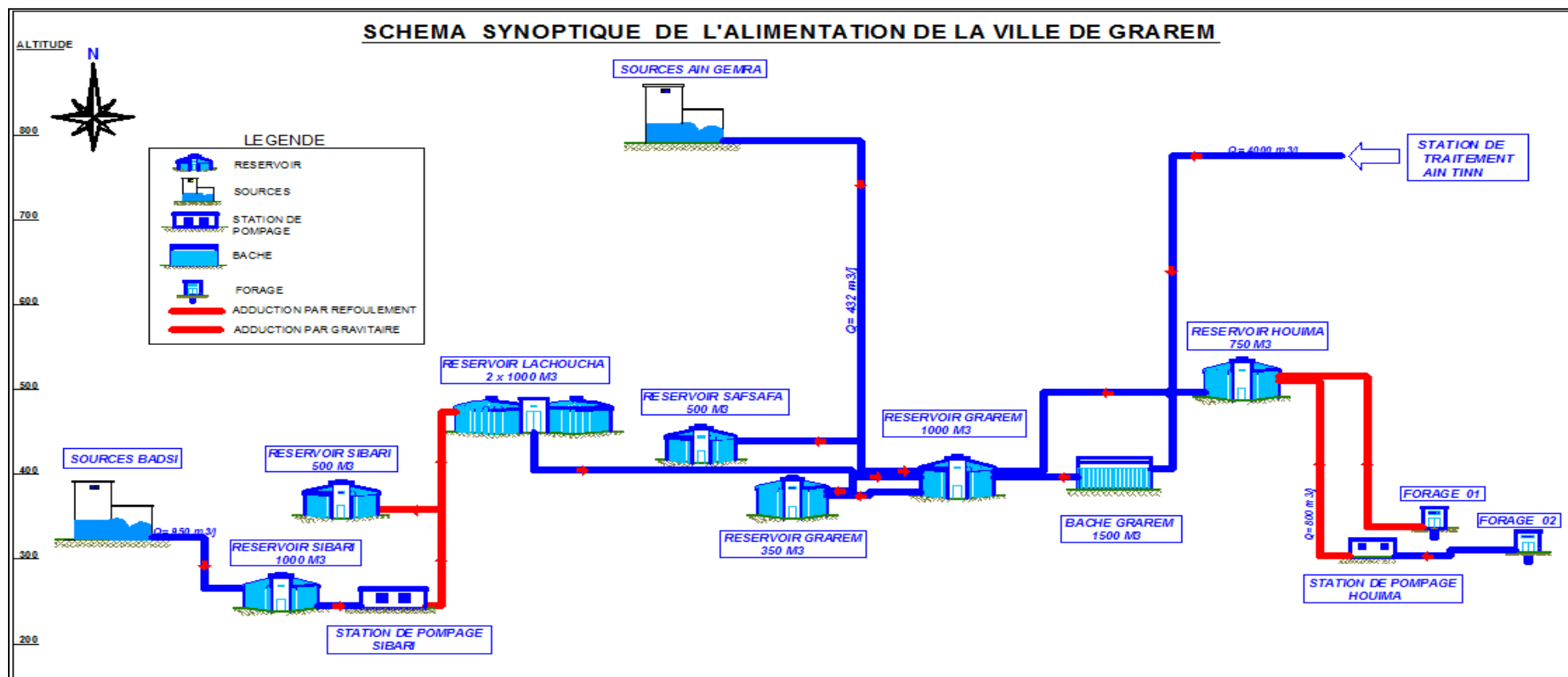
- [7] Mr GUERGOUR SAMIR, «Adduction en eau potable de la ville de Boghni à partir du barrage de Koudiet Acerdoune (W.TIZI-OUZOU)», (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2010-2011).
- [8] Mr MECHEKEF Abdelghani, « Renforcement de l'adductions d'aep de la ville de Tahira partir du barrage d'elagrem», (Mémoire de fin d'étude, ENSH,2010-2011).
- [9] Etd préliminaire ANBT « Etude de renforcement en eau potable des communes déficitaires de la wilaya de MILA », HPE, 2019.

Catalogues

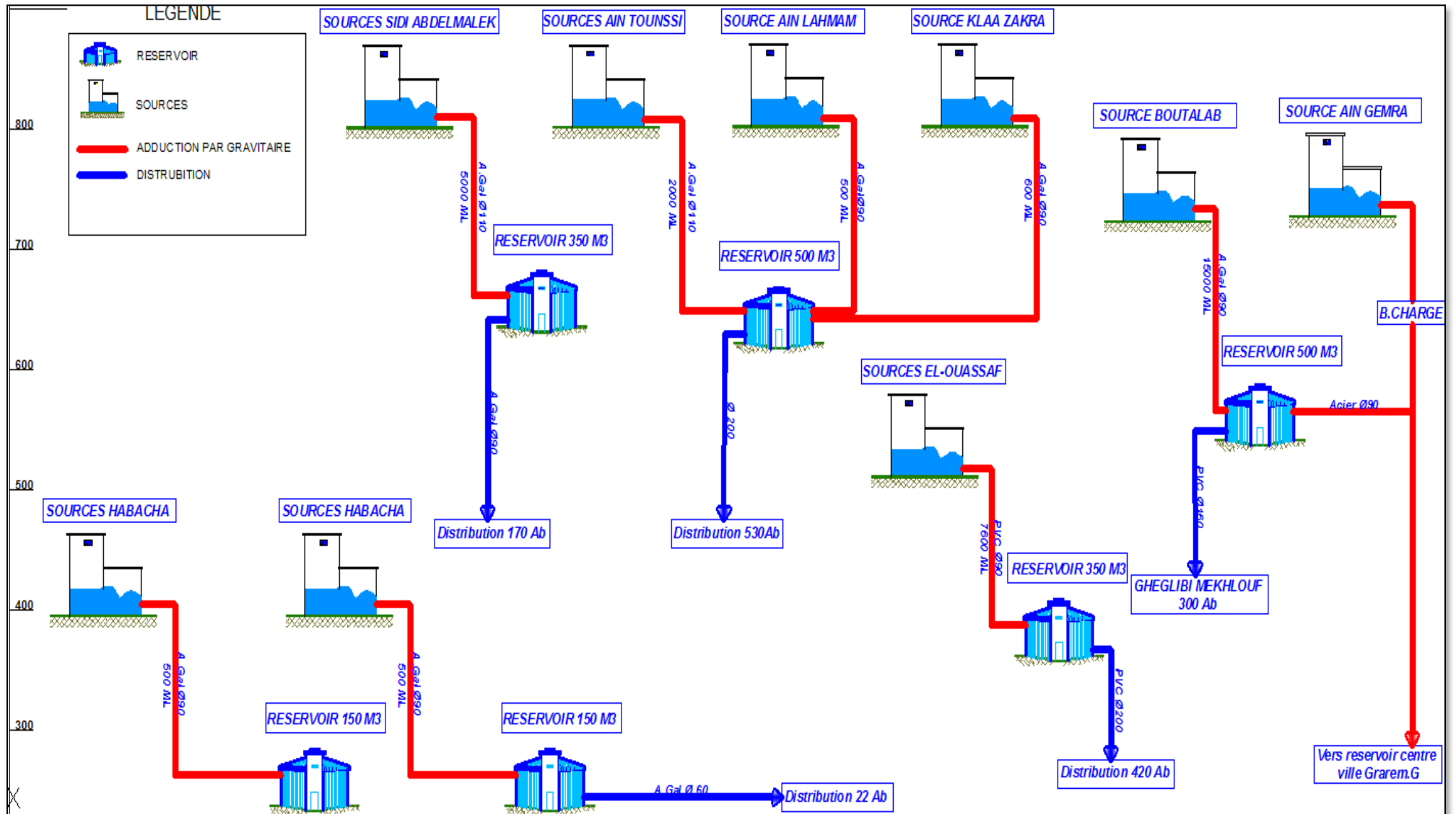
- [10] CAPRARI « pompes multicellulaires à haute pression ».

ANNEXES

ANNEXE1 : SCHEMA SYNOPTIQUE DE L'ALIMENTATION LA VILLE DE GRAREM .



ANNEXE2 : SCHEMA SYNOPTIQUE DE L'ALIMENTATION DE LA VILLE DE HAMALA.



ANNEXE3 : LA REPARTITION DES RESSOURCES EXPLOITEES PAR COMMUNE ARRETEE AU 31/12/2014

<i>LA REPARTITION DES RESSOURCES EXPLOITEES PAR COMMUNE ARRETEE AU 31/12/2014</i>																					
Commune	Nbr d'habitants	Puits					Sources					Forages					Total débit produits m ³ /an	Apport BBH (m ³ /j)	Apport BBH (m ³ /an)	TOTAL Mobilisé (m ³ /an)	TOTAL Mobilisé + Apport BBH (m ³ /an)
		Nbr de Puits	Q mob (l/s)	Q pro (l/s)	Q mob (m ³ /an)	Q pro (m ³ /an)	Nbr de sources	Q mob (l/s)	Q pro (l/s)	Q mob (m ³ /an)	Q pro (m ³ /an)	Nbr de Forages	Q mob (l/s)	Q pro (l/s)	Q mob (m ³ /an)	Q pro (m ³ /an)					
Mila	73773	1	15	0	473040.00	0.00	13	9.4	6.4	296438.40	201 830.40	5	145	34	4 572 720.00	693 520.00	1 098 350.40	13000	4 745 000.00	5 342 198.40	10 087 198.40
Ain Gu	8739	0	0	0	0	0.00	3	2	2	63072.00	63072.00	0	0	16	0.00	420480	483 552.00	0.0	0.00	63 072.00	63 072.00
S/Khetla	5326	0	0	0	0	0.00	13	5.5	5.5	173448.00	173 448.00	1	15	15	473 040.00	59 130.00	232 578.00	0.0	0.00	646 488.00	646 488.00
G.Gouga	45681	0	0	0	0	0.00	19	36.86	36.86	1162416.96	1162416.96	1	25	0	790 560.00	4 608.00	1 167 024.96	5000	1 825 000.00	1 952 976.96	3 777 976.96
Hamala	12211	0	0	0	0	0.00	23	20.87	17.17	688156.32	541473.12	1	6	6	169 734.40	142 300.00	683 773.12	0.0	0.00	847 890.72	847 890.72
S/Merouane	26095	0	0	0	0	0.00	16	6.54	4.44	206245.44	140019.84	2	23.5	12	743 126.40	63 480.00	203 469.84	2500	912 500.00	949 371.84	1 361 871.84