

Morocco WPM Watershed Protection and Management Task Order No. 814 under the BIOFOR IQC

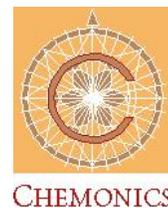
Contract No. LAG-I-00-99-00014-00

RFP Report *French*

Submitted to:
U.S. Agency for International Development
Submitted by:
Chemonics International Inc.



January 2004



This publication was made possible through support provided by the U.S. Agency for International Development, under the terms of Award No. LAG-I-00-99-00014-00. The opinions expressed herein are those of the author(s) and do not necessarily reflect the views of the U.S. Agency for International Development.

CHAPITRE I : INTRODUCTION

1 CADRE ET CONTEXTE DE L'ETUDE

La présente étude s'inscrit dans le cadre du projet WPM (Watershed Protection & Management) promu au Maroc par l'USAID (Agence Américaine pour l'Aide au Développement International). Ce projet se situe dans le prolongement du projet PREM dans le cadre duquel a été réalisé, dans la commune de Drarga, un système complet de traitement et de valorisation des eaux usées.

Dans le cadre de l'objectif du projet WPM visant la protection, la pérennité et l'économie de l'eau, il a été procédé dans une première phase à une étude d'identification des Centres, communes ou autres établissements ou zones touristiques susceptibles de faire l'objet d'une étude détaillée concernant l'implantation d'une station d'épuration et les possibilités de valorisation des eaux usées épurées. Il ressort de cette étude que *« le traitement des eaux usées de la région d'Ait Mimoun est devenu un impératif pour la sauvegarde de l'environnement qui devient très menacé et pour la protection des ressources en eau exploitées pour l'eau potable »*.

Cette étude a permis de définir les données de base relatives :

- au schéma du réseau d'assainissement ;
- à l'implantation, au choix de la filière et au dimensionnement de la station d'épuration ;
- aux possibilités de valorisation des eaux usées épurées ;

L'étude objet du présent rapport se rapporte à l'avant projet détaillé (APD) des deux premières composantes:

1- Réseau d'assainissement : conception, optimisation et dimensionnement du réseau d'assainissement en adéquation avec les choix déjà prédéfinis et les résultats de l'APS.

2 DEROULEMENT DE L'ETUDE

L'étude s'appuie essentiellement sur les choix déjà prédéfinis : identification des localités, implantation de la station d'épuration, les travaux topographiques et le dossier d'APS. Sur la base de ces éléments, plusieurs missions d'investigation ont été faites sur le terrain.

La zone d'étude est particulièrement caractérisée par un manque de cartes topographiques et de plans d'aménagement. Les seuls documents existants sont les plans établis par l'ONE dans le cadre de l'électrification de ces agglomérations. Ces plans sont anciens et incomplets et n'ont malheureusement pu être obtenu dès le démarrage de l'étude. Il a donc fallu entreprendre des travaux topographiques du réseau dont la définition devait être faite sur place sans appui sur un document pouvant aider à la projection des collecteurs. Ces travaux ont été fait en présence des associations et avec leur appui.

La collecte des informations concernant la démographie et les consommations en eau potable a été faite auprès des associations. L'association de Breij ne dispose malheureusement pas d'une longue série de statistiques sur ces consommations.

3 PRESENTATION DU RAPPORT

Cette étude présente les éléments suivants :

- Rappel des données de la première mission.
- la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement en tenant compte de la variante retenue au cours de la mission I.
- Estimation du coût du projet.

CHAPITRE II : RAPPEL DES RESULTATS DE LA MISSION I

1 DONNEES GENERALES

1.1 ZONE D'ETUDE

La zone d'étude est située dans la plaine de Souss Massa à l'Ouest de la route principale reliant Agadir et Tiznit, à une trentaine de Kilomètres environ au Sud de la ville d'Agadir. Elle est localisée autour des douars Ait Mimoun et Soualem et s'étend en direction de Tifnit.

1.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE

Les douars d'Ouled Mimoun sont composés de deux localités : Kherba Ouled Mimoun et Labreij Ouled Mimoun, situés de part et d'autre de la route allant vers Tifnit à une distance d'environ 2 km de la bifurcation avec la route principale allant d'Agadir vers Tiznit, à l'Est et à environ 7 km de la plage de Tifnit située sur l'océan Atlantique, à l'Ouest. Le Douar Soualem est situé à environ 3 km au Sud-Est de ces deux localités et s'étend pour traverser la dite route principale (voir plan de situation).

Les douars d'Oulad Mimoun relèvent de la commune de Sidi Bibi alors que le douar de Soualem relève de la Commune d'Ait Amira.

1.3 DONNEES CLIMATIQUES

Le climat de la zone d'étude est de type aride atténué par l'influence océanique. La hauteur moyenne des précipitations, en année normale, ne dépasse pas les 210 mm. La succession des années de sécheresse qui ont sévi dans la région depuis les années 80, ont entraîné un déficit pluviométrique de 25 % à 50 %.

A Agadir, ville proche, les amplitudes diurnes de température sont de 18° C en moyenne d'hiver, 8 – 10°C au fort de l'été, 32 et 40°C pour les extrêmes supérieurs (Ressources en eau du Maroc).

1.4 TOPOGRAPHIE ET RELIEF

La zone d'étude se situe dans une zone plate (plaine de Chtouka) légèrement ondulée, avec une pente moyenne Est - Ouest de 5 ‰. Cette pente devient plus faible dans la direction Sud-Est - Nord-Ouest dans laquelle se trouvent les douars Oulad Mimoun et Soualem.

1.5 GEOLOGIE (COUPE) ET HYDROGEOLOGIE :

Les Douars d'Ait Mimoun (El Kherba et Breij) et Soualem sont situés dans la plaine de Chtouka. Dans cette plaine, les formations affleurantes sont essentiellement des grès dunaires peu indurées et des calcarinites Quaternaires. Ces grès dunaires qui présentent parfois d'importantes passées sableuses surmontent un niveau calcaire d'origine lacustre. Ces formations ont une épaisseur de 20 à 100 m et leurs âges sont le Villafranchien et Quaternaire. Cette série, surmonte une puissante série fluvio-lacustre, constituée par des sables marneux, des marnes et des calcaires, avec des changements latéraux de faciès vers le Nord à partir de la zone de Biougra.

Le réservoir aquifère est localisé dans les formations plioquaternaires et miocènes. Il est limité au Sud par l'oued Massa et quelques remontées de schistes du substratum acadien, à l'Est par les formations de l'Anti –

Atlas (schistes Ordoviens - Acadiens et des calcaires Géorgiens), au Nord par les formations de la plaine de Souss.

Le substratum imperméable au centre de la plaine est constitué, en grande partie, par des formations calcaro-marneuses du crétacé.

Les anciennes cartes isopiézométriques montrent un écoulement général d'Est en Ouest, ce qui prouve que l'anti-Atlas constitue une zone d'alimentation.

La profondeur actuelle de la nappe est de d'environ 46m à Breij, 45 m à El kherba et 49 m à Soualem.

Plan de situation.

Coupe géologique de la plaine

2 HABITAT ET INFRASTRUCTURES DE BASE

2.1 Structure et typologie d'habitat

Dans des localités d'Ait Mimoun, l'habitat présente une structure groupée. Au niveau de ces deux localités, les mouvements d'extension urbaine sont peu marqués.

Au niveau du douar Soualem, le tissu urbain est très relâché. Autour d'un noyau relativement dense, les habitations sont essentiellement constituées de petites à moyennes exploitations agricoles très dispersées. Au Sud du noyau, un mouvement d'extension urbaine s'amorce. Ce mouvement est favorisé par l'arrivée d'ouvriers agricoles venant d'autres régions du pays qui s'installent dans le douar.

En matière de typologie d'habitat, dans les trois localités, on note une dynamique de changement qui tend à transformer les anciennes habitations traditionnelles en pisé en habitations « modernes » en dur. Ainsi, la majorité des habitations (environ 80%) sont actuellement en dur dont ~ 40 % sont à R+1 et R+2.

2.2 VOIRIE

Aucune des trois localités ne dispose de voirie revêtue. Le douar Kherba Ouled Mimoun, projette de revêtir la voie principale traversant la localité et joignant des deux côtés la route allant vers Tifnit. Le linéaire de cette voie est de 1,5 km.

2.3 EAU POTABLE

1 Description des systèmes d'eau potable

Les trois Douars dispose chacun d'un système indépendant d'alimentation en eau potable à partir de puits qui atteignent la nappe de Chtouka.

Breij Oulad Mimoun

Ressource : Puits N° IRE : 300/80
 Profondeur totale : 52 m
 Niveau piézométrique : 45.8m/sol
 Pas d'essais de débit

Pompage : le pompage est assuré par une pompe électrique qui refoule l'eau vers un réservoir surélevé construit à proximité du puits.

Le réservoir est de type surélevé, de forme circulaire, avec une capacité est de 68 m³. Sa côte radier est à 12 m du sol.

La conduite de refoulement est en acier galvanisé 2" est la longueur est d'environ 20m.

Le réservoir surélevé de 68 m³, alimente le Douar par le biais d'un réseau ramifié d'une longueur d'environ 9 km. Les conduites sont en PVC et en PEHD de diamètre variable, allant de DN 20mm à DN 110.

Tableau 1 : Caractéristiques du réseau de Distribution du douar Breij

Nature	PEHD	PEHD	PEHD	PEHD	PVC	PVC
Diamètre (mm)	20	32	40	50	63	110
Longueur (m)	324	506	7215	540	260	36

La javélation est assurée par une pompe doseuse.

Kherba Oulad Mimoun

Ressource : Puits N° IRE : 1186/69
 X=99.50 ; Y=360.70
 Profondeur totale : 50 m
 Niveau piézométrique : 44m/sol
 Q = 1.5 l/s
 Rs = 1.5 g/l

Le pompage est assuré par un groupe électropompe immergé (Grundfos SP16-14, P = 7,5 kw) qui refoule l'eau vers un réservoir surélevé construit à proximité du puits.

Le réservoir est de type surélevé, de forme circulaire, avec une capacité de 75 m³. Sa côte radier est à 17 m du sol.

La conduite de refoulement est en acier galvanisé 2" avec une longueur d'environ 25m.

Le réservoir surélevé de 75 m³, alimente le Douar par le biais d'un réseau ramifié d'une longueur d'environ 13 km. Les conduites sont en PVC et en PEHD de diamètre variable, allant de DN 20mm à DN 90.

Tableau 2 : Caractéristiques du réseau de Distribution du douar Kherba

Nature	PEHD	PEHD	PEHD	PEHD	PVC	PVC	PVC
Diamètre (mm)	20	32	40	50	63	75	90
Longueur (ml)	655	1357	5318	2903	1086	471	850

La javélation est assurée par une pompe doseuse.

Soualem

Ressource : Puits
 Profondeur totale : 55 m
 Niveau piézométrique : 49 m/sol
 Pas de mesure de débit

Le pompage est assuré par un groupe électropompe immergé qui refoule l'eau vers un réservoir surélevé construit à proximité du puits.

Le réservoir est de type surélevé, de forme circulaire, avec une capacité de 98 m³. Sa côte radier est à 28 m du sol.

La conduite de refoulement est en acier galvanisé 2" est la longueur est d'environ 35m.

La javélation est assurée par une pompe doseuse.

La longueur du réseau d'eau potable est d'environ 14 km.

Un forage d'une profondeur totale de 122 m a été réalisé par l'Association d'usagers pour le renforcement de la capacité de production du douar.

2 Gestion des systèmes d'eau potable

Les trois systèmes sont gérés par des associations locales d'usagers :

Association Oulad Mimoun pour le développement et la coopération : au niveau de Kherba Oulad Mimoun ;
 Association Anouar Breij pour le développement et la coopération: au niveau de Breij Oulad Mimoun ;
 Association Amal Soualem pour le développement et la coopération : au niveau de Soualem;

Les trois systèmes ont été mis en service au début de l'année 1996.

Le nombre d'abonnés au niveau des trois localités sont comme suit :

Kherba O.Mimoun	234
Labreij	202
Soualem	286

Les trois associations disposent de locaux suffisants pour abriter le personnel et les moyens matériels nécessaires pour la gestion du système d'AEP et éventuellement de l'assainissement liquide. L'association de Kherba dispose, en plus, d'un autre local destiné à l'organisation d'autres activités : alphabétisation, couture...etc.

2.4 ASSAINISSEMENT LIQUIDE

Le système d'assainissement est de type individuel. Chaque maison dispose d'un puits perdu.

Le diagnostic de ces installations est très difficile à établir, puisque les puits sont couverts de dalles en béton. Néanmoins, l'efficacité de ce système est de plus en plus contestée par les usagers. Selon plusieurs témoignages, on recourt de plus en plus à la vidange de ces ouvrages – qui auraient été conçus à l'origine pour de faibles consommations en eau - suite à leur remplissage. Ce qui entraîne des désagréments et des coûts élevés.

2.5 DECHETS SOLIDES

Les Douars Oulad Mimoun (Kherba et Lbreij) ne disposent pas de système de collecte de déchets solides alors que Soualem a mis en place un système de ramassage et d'évacuation confié à un privé disposant d'une petite camionnette moyennant une redevance mensuelle fixe de 10 DH/ménage.

3 DEMOGRAPHIE

3.1 Données des recensements

Les données des recensements de 1982 et 1994 relatives aux douars sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3: Données des recensements

Douar		1982	1994
Doars Oulad Mimoun : Kherba + Breij	Population	1.590	1.740
	Tx accroissement		0.8
Douar Soualem	Population	891	1.300
	Tx accroissement		3.2
Total ensemble douars		2.481	3.040

Dans les deux recensements, les deux douars de Kherba et Breij sont intégrés dans la même entité désignée par « Oulad Mimoun ».

Les taux d'accroissement constatés sont respectivement de **0,8 %** et **3,2%**.

3.2 ESTIMATION DE LA POPULATION ACTUELLE

Afin d'avoir la meilleure précision possible sur l'estimation de la population actuelle, on s'est basé sur le nombre d'abonnés au réseau d'eau potable et sur une enquête exhaustive définissant le nombre de personnes par abonnés dans chacun des trois douars.

Les résultats de ces enquêtes font ressortir les résultats suivants :

Tableau 4: Estimation de la population actuelle

Douar	Population 2002
Douar Oulad Mimoun	1 250
Douar Labreij	1 200
Total deux douars	2 450
Douar Soualem	1 950
Total Ensemble des douars	4 400

Le taux d'accroissement de la population pendant la période : 1982 – 2002 est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5: Evolution de la population pendant la période : 1982 - 2002

Douar		1982	1994	2002
Douar Oulad Mimoun	Population			1 250
Douar Labreij	Population			1 200
Total deux douars	Population	1 590	1 740	2 450
	Tx accroissement		0.8	4.4
Douar Soualem	Population	891	1 300	1 950
	Tx accroissement		3.2	5.2
Total ensemble douars		2 481	3 040	4 400

On constate que :

- pour les douars Oulad Mimoun, le taux d'accroissement est passé de **0,8 %** pendant la période 1982 – 1994 à **4,4 %** pendant la période 1994 – 2002 ;
- pour le douar Soualem, le taux d'accroissement est passé de **3,2 %** pendant la période 1982 – 1994 à **5,2 %** pendant la période 1994 – 2002 ;

Ces taux d'accroissement relativement élevés par rapport aux taux constatés pour le milieu rural à l'échelon national et pour la commune même de Sidi Bibi, dénotent du développement que connaissent les trois localités du fait de leur situation et de leurs potentialités.

A l'échelon national, pour la période 1982-1994, le taux d'accroissement de la population rurale est de 0,7 % pour un taux d'accroissement global de 2,06 % et un taux de 3,6 % pour la population urbaine.

3.3 PROJECTIONS DEMOGRAPHIQUES

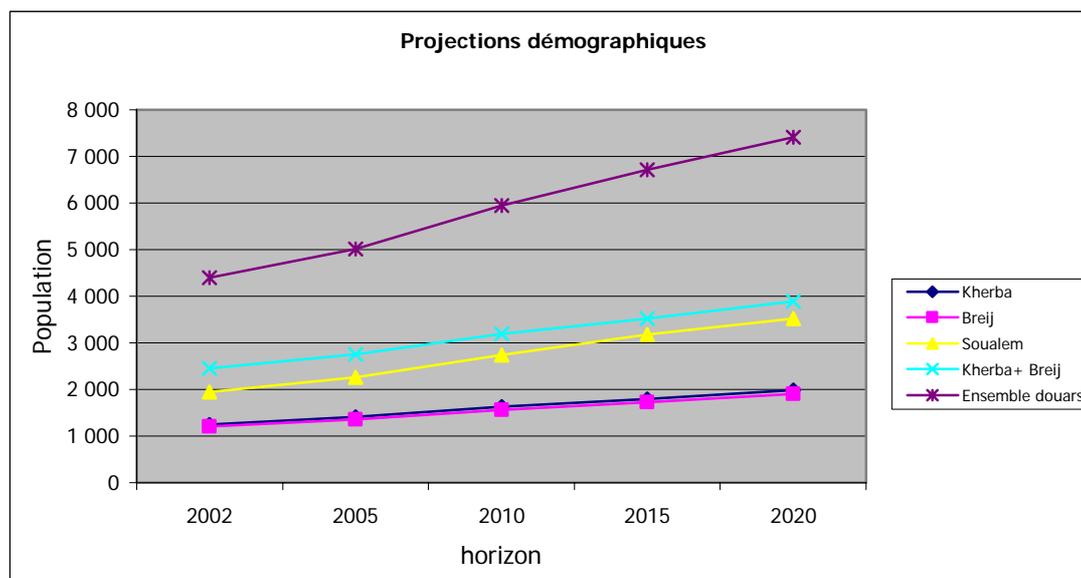
Les projections démographiques sont établies sur la base des données des recensements et des estimations de la population actuelle. Les taux d'accroissement constatés sont, compte tenu de leur niveau actuel élevé, projetés de manière dégressive de manière à atteindre un taux de 2% à terme.

Le Tableau ci-dessous donne les résultats de ces projections :

Tableau 6 : Projections démographiques

Douar		2002	2005	2010	2015	2020
Douar Oulad Mimoun	Population	1 250	1 406	1 630	1 800	1 987
	Tx accroissement		4	3	2	2
Douar Labreij	Population	1 200	1 350	1 565	1 728	1 908
	Tx accroissement		4	3	2	2
Total deux douars		2 450	2 756	3 195	3 527	3 895
Douar Soualem	Population	1 950	2 257	2 746	3 184	3 515
	Tx accroissement		5	4	3	2
Total Ensemble douars		4 400	5 013	5 941	6 711	7 410

Il est à noter que, selon les projections du CERED (Centre d'Etudes et de Recherches Démographiques), la population rurale à l'échelon nationale tendrait à décroître d'ici l'horizon 2020. Les projections ainsi faites correspondent donc à une plus large estimation des populations futures tenant compte des spécificités des localités objet de l'étude.



4 CONSOMMATION EN EAU POTABLE ET PRODUCTION D'EAUX USEES

4.1 STATISTIQUES DE CONSOMMATION EN EAU POTABLE

1 Nombre d'abonnées et consommation totale

Les données sur les consommations en eau potable disponibles au niveau des trois localités sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Statistiques de la consommation en eau potable

Douar		1999	2000	2001	2002
Douar Oulad Mimoun	Consommation [m3]	16 012	16 905	18 774	
	Nombre d'abonnés	205	221	230	234
Douar Labreij	Consommation [m3]			11 479	
	Nombre d'abonnés			197	202
Total deux douars	Nombre d'abonnés			427	436
Douar Soualem	Consommation [m3]	11 397	13 763	15 869	
	Nombre d'abonnés	194	232	262	286
Total Ensemble douars	Nombre d'abonnés			689	722

2 POPULATION BRANCHEE – TAUX DE BRANCHEMENT

Selon les enquêtes effectuées, le nombre moyen de personnes par abonné est comme suit :

- Kherba Oulad Mimoun : 4,6 personnes / abonnés
- Breij : 5,5 personnes / abonnés
- Soualem : 5,4 personnes / abonnés

Sur la base de ces ratios, les populations branchées et les taux de branchement pour les trois localités sont comme suit :

Tableau 8 : Taux de branchement

Kherba O.Mimoun	Nbre abonnés	234
	Pop branchée	1076
	Tx de branchement	0.86
Labreij	Nbre abonnés	202
	Pop branchée	1116
	Tx de branchement	0.93
Soualem	Nbre abonnés	286
	Pop branchée	1556
	Tx de branchement	0.80

3 Dotation unitaires

Sur la base des consommations en eau potable et de la population branchée, les dotations unitaires sont comme suit :

Dotation de la population branchée

Kherba O.Mimoun	49 l/hab/j
Labrej	30 l/hab/j
Soualem	30 l/hab/j

Dotation de la population non branchée

Cette dotation est prise égale à 20 l/hab/j, valeur généralement recommandée et adoptée au Maroc.

Dotations administrative et industrielle

Les dotations administrative et industrielle sont estimées égales à 5 l/hab/j et 3 l/hab/j. La dotation administrative est estimée sur la base des consommations de certains établissements : école, mosquée dont la consommation n'est pas comptabilisée dans les statistiques.

4.2 PROJECTION DES CONSOMMATIONS EN EAU POTABLE DES DOUARS

Les projections des consommations en eau potable sont faites sur la base des projections démographiques et des données issues de l'analyse des statistiques de consommation, tenant compte des autres consommations non comptabilisées.

Ces projections sont basées sur une :

- une évolution de la dotation unitaire de la population branchée pour atteindre, à terme, une dotation de 50 l /hab/j ;
- les mêmes valeurs que celles indiquées ci-dessus pour les autres dotations ;
- une évolution du taux de branchement variant selon le douar.

Les tableaux des données et figures concernant ce volet sont donnés en annexe 1.

Les résultats des projections des consommations en eau potable sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Projection des consommations en eau potable

Douar		U	2001	2005	2010	2015	2020
Douar Oulad Mimoun	Volume moyen journalier	m3/j	64	77	94	103	114
	Volume de pointe journalier	m3/j	115	139	168	186	205
Douar Breij	Volume moyen journalier	m3/j	43	58	75	100	110
	Volume de pointe journalier	m3/j	78	104	135	179	198
Total deux douars	Volume moyen journalier	m3/j	107	135	168	203	224
	Volume de pointe journalier	m3/j	193	243	303	365	403
Douar Soualem	Volume moyen journalier	m3/j	66	92	126	180	202
	Volume de pointe journalier	m3/j	119	166	227	324	363
	Volume moyen journalier	m3/j	173	227	295	383	426

Avant- détaillé

Total trois douars	Volume de pointe journalier	m3/j	312	409	530	689	767
--------------------	-----------------------------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Le coefficient de pointe journalière est pris égal à 1,8.

4.3 PROJECTION DES CONSOMMATIONS EN EAU DE LA BOURSE DES PRIMEURS

Un projet de bourse des primeurs est en phase de réalisation au niveau du croisement des routes Agadir – Tiznit et celle de Tifnit, c'est-à-dire à environ 2 km des agglomérations Ait Mimoun. L'estimation de la consommation en eau de ce projet est basée sur ses composantes qui sont comme suit :

- 217 Pavillons de ventes
- 3 Cafés restaurants
- 1 Café
- 1 Bloc administratif
- 1 Logement gardien
- 1 Bloc sanitaire
- 1 Frigos

Les dotations prises en ligne de compte sont les suivantes :

- Pavillons de ventes : avec une dotation de 20l/j/pavillons.
- Cafés restaurants : avec une dotation de 20 l/j/personne ; la capacité de chaque café restaurant est de 100 personnes/jour.
- Hôtel de 50 lits avec une dotation de 100 l/j/lit.
- Café de capacité 100 personnes avec une dotation de 10 l/j/personne.
- Bloc administratif avec une dotation de 400 l/j.
- Logement gardien avec une dotation de 100 l/j.
- Bloc sanitaire avec une dotation de 2000l/j.
- Frigos avec une dotation 100 l/j.

Ce qui nous donne une dotation en eau potable de la bourse égale à 0.196 l/s.

CHAPITRE III: PREDIMENSIONNEMENT DES RESEAUX

1 Critères de conception

1.1 Système d'assainissement

Systemes collectifs

Lors de la première mission, on a étudié le choix du système à adopter par mis les trois principaux systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux de pluie pour la réalisation d'un système d'assainissement collectif à savoir :

- Le système unitaire ;
- Le système séparatif ;
- Le système pseudo - séparatif.

Le système adopté

Compte tenu :

- d'une part, des caractéristiques urbanistiques des localités, des risques de colmatage des conduites (voirie inexistante...), de la faible population des ces agglomérations et, par conséquent, des faibles débits générés ;
- et, d'autre part, des considérations développées ci-dessus à propos des différents systèmes ;

il ressort que c'est le système séparatif qui est le mieux adapté. Le réseau d'eaux usées constitue une priorité compte - tenu de l'objectif assigné au projet : protection des ressources et valorisation des eaux usées. Les gênes et les perturbations causées par les eaux pluviales dans cette zone aride (durant quelques jours pendant l'année) ne justifient nullement la réalisation d'un réseau d'eaux pluviales dont le coût supplémentaire augmentera le coût global du projet. Ce qui risque de démotiver les communautés pour la réalisation du projet.

La faiblesse des débits d'eaux usées générés, d'une part et les limites imposées par les diamètres commercialisés et le diamètre minimum d'autre part, nous ont toutefois incité à envisager la possibilité d'un réseau pseudo – séparatif restreint. Le principe est de mettre à profit les collecteurs dont les taux de remplissage sont réduits avec les seuls débits des eaux usées. Les débits d'eaux pluviales introduites dans le réseau permettront d'améliorer les conditions hydrauliques d'écoulement.

Par souci d'optimisation du coût du projet (DN optimum et débit minimum pour la STEP), le réseau devrait être équipé de deux déversoirs d'orage, le premier est localisé entre Soualem et Kherba et le second entre Lbreij – Kherba et la STEP. La réalisation de ces déversoirs est coûteux compte tenu de l'aspect défavorable de la topographie (topographie plane).

Compte tenu de ces contraintes, on a étudié et retenu dans la première phase de cette étude le système séparatif.

1.2 Matériau des canalisations

Différents types de matériaux sont utilisés pour les tuyaux. Dans le cadre de ce projet, le choix a été porté sur les conduites en PVC pour les avantages importants qu'elles présentent, notamment :

- rugosité excellente par rapport aux autres matériaux ; ce qui permet d'avoir des conditions d'auto - curage avec des faibles débits et des faibles pentes ;

- bonne résistance à la corrosion et aux attaques chimique ; ce qui permet d'assurer une grande longévité au réseau.

Le diamètre minimum adopté est DN 250 mm.

2 Formules de calcul et de dimensionnement

2.1 DEBIT DES EAUX USEES

La détermination des débits d'eaux usées est basée sur les prévisions de l'évolution de la démographie des douars et de l'évolution des consommations d'eau potable des usagers telles que définies précédemment.

Le taux de restitution à l'égout des eaux usées provenant de la consommation de l'eau potable est pris égal à 80%.

Les eaux parasites sont évaluées à 30% du débit moyen.

Le coefficient de pointe horaire est déterminé par la relation suivante :

$$K = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_m}$$

Où Q_m est le débit moyen des eaux usées en l/s. Ce coefficient est pris égal au maximum à 3.

Les débits ainsi obtenus sont consignés dans les fiches rejets en annexe.

2.2 CALCUL DES DEBITS DES COLLECTEURS

Le calcul des débits des collecteurs est fait sur la base de la formule de *Manning* suivante :

$$Q = K S R_h^{2/3} I^{1/2}$$

Où :

Q est le débit en m³/s

K est le coefficient de rugosité, pris égal à 100 dans le cas des canalisations en PVC ;

R_h est le rayon hydraulique ;

I est la pente.

3 Variante retenue

3.1 Rappel des variantes étudiées

Lors de la première mission, 3 variantes ont été étudiées compte tenu des situations géographiques des différentes localités et de leurs caractéristiques urbanistiques:

Variante 1 consiste à collecter les eaux des deux localités d'Ait Mimoun (Kherba et Brejj) et les acheminer vers la station d'épuration. Cette variante constituerait le noyau de base du projet qui s'étendrait, à terme, pour intégrer également le douar de Soualem. En effet, les deux premières localités sont groupées et proches de la STEP, alors que le douar Soualem est relativement dispersé et se trouve à une distance d'environ 2 km de ces deux agglomérations.

Dans le cas de cette variante, le douar Soualem serait assaini selon un système autonome à définir dans le cadre d'une autre étude. Une première approche consiste à réaliser un système semi collectif qui sera constitué de fosses septiques pour des groupements de ménages (5, 10...) suivant les dispositions spatiales des logements. Cette solution est favorisée par la perméabilité élevée des formations géologiques et par la profondeur de la nappe. Le dimensionnement d'un cas (50 équivalent habitant) est donné en annexe avec les coût suivant le nombre d'usagers

Variante 2 consiste à collecter les eaux de l'ensemble des trois localités et les acheminer vers la station d'épuration. Cette variante permet de résoudre, dans le cadre d'un seul projet, la problématique de l'assainissement de ces agglomérations.

Variante 3 cette variante émane d'une vision plus large où l'on traiterai la problématique de l'assainissement dans toute la zone d'étude comprenant aussi bien les agglomérations rurales que les établissements existants ou projetés. Elle intègre donc, en plus des trois localités, la bourse des primeurs.

3.2 Variante retenue :

Compte tenue d'une part des faibles débits générés par la localité de Soualem et le projet Bourse et de d'autre part de leurs éloignement de la STEP, la variante 1 à été retenue au moins dans une première phase. En fonction du financement, une deuxième phase peut être réalisée en reliant le réseau projeté de Soualem à celui de Kherba moyennant une station de relevage en Amont de cette dernière.

4 SCHEMAS DU RESEAUX

La conception des réseaux est dictée par l'emplacement prévu pour la station d'épuration. Ils sont structurés autour d'un collecteur principal qui longe la route allant vers Tifnit, qui prend son départ au niveau du premier (vers l'Est) collecteur de Breij et fait office d'émissaire allant vers la station d'épuration. Celle-ci est située à environ 1,5 km des deux localités de Kherba et Breij. Les réseaux des douars Kherba et Breij sont raccordés au collecteur principal qui longe la route de Tifnit.

5 PREDIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS

Les tableaux des calculs de dimensionnement des collecteurs sont donnés en annexe .

Le calcul du réseau est fait sur la base des approches suivantes:

- A défaut de plans de développement donnant les perspectives d'extension des différentes localités :
 - La superficie qui sera urbanisée à l'horizon du projet (2020) est déterminée sur la base de la densité de population actuelle et de la population projetée pour cet horizon pour chacun des douars ;
 - Cette densité est maintenue uniforme pour tous les bassins versants d'une même localité.

Dans le cas du système séparatif adopté et en raison des faibles débits, les diamètres des collecteurs ne varient pas d'une zone à une autre. Le diamètre minimal 250mm est suffisant pour véhiculer les débits des eaux usées.

Le tableau ci-dessous donne les linéaires et les diamètres des collecteurs par localité :

Tableau 10 : linéaires et diamètres des collecteurs par localité

Localité	DN 250 mm
Kherba	5320 ml
Breij	3890 ml
Total Kherba + Breij	9 210 ml

Dans la détermination du linéaire du réseau, le collecteur principal a été comptabilisé dans le réseau de Kherba. Des 5320 ml du réseau de kherba, 740 ml correspondante à l'artère principal de la localité est en cours de réalisation.

6 Données géotechniques :

Les profils des collecteurs n'ont pas fait l'objet de reconnaissance géotechnique, néanmoins d'après la géologie de la zone on peut prévoir la rencontre des formations suivantes :

- à l'est la formation dominante est constitué de sable plus au moins argileux avec éventuellement des intercalation de niveaux calcaires.
- A l'ouest les formations de surface sont des calcaires dunaires qui surmontent les niveaux sableux. La puissance de chaque niveau est inconnue.

7 Conception des digues:

7.1 Creusement et endiguement

CHAPITRE IV: ESTIMATION DES COUTS

1 PRIX UNITAIRES

Les prix unitaires moyens retenus sont comme suit :

- Terrassement à des profondeurs variables: 30 DH/m³ pour les terrains meubles et 100 DH/m³ pour les terrains rocheux. Ne disposant pas de travaux de reconnaissance des profils des collecteurs, nous estimons que les terrains rocheux représentent 10% du volume total;
- Fourniture, transport et pose de conduite en PVC DN 250 mm : 220 DH/ml
- Regards de visite à des profondeurs inférieures à 2.50 : 800 DH/unité;
- Regards de visite à des profondeurs supérieures à 2.50 : 800 DH/unité;
- Lit de pose en sable dans les terrains meubles : 100 DH/m³;
- Lit de pose en gravette dans les terrains rocheux : 120 DH/m³ ;
- Echelons pour regards de visite ;
- Tampon en fonte à l'intérieur des douars : 1200 DH/unité ;
- Tampon en béton pour le collecteur principal : 300 DH/unité ;
- Regard borne : 300 DH/unité ;
- Démolition et réfection de la chaussée : 400 DH/m²
- Branchement : 450 DH/u

2 ESTIMATION DES COUTS

- L'estimation des coûts du réseaux d'assainissement de cette première tranche est évalué à : **3.413300 DH T.T.C**

Le détail de cette estimation est donné dans les tableaux suivants.

Estimation du coût

CHAPITRE V : STATION D'EPURATION

1 Conception

Le remplacement du système d'assainissement actuellement utilisé dans les Douars par un autre système ne peut être efficace que par l'intégration de la composante épuration.

Le système individuel utilisé actuellement, malgré qu'il est d'une conception rudimentaire a l'avantage de faire jouer au sol son rôle épurateur.

Le risque de contamination de la nappe peu profonde subsiste en l'absence d'un contrôle permanent (suivi de la qualité des eaux de la nappe) surtout que la population utilise les eaux de la nappe pour l'approvisionnement en eau potable.

Le traitement des eaux usées doit tenir compte de ces conditions (sauvegarde des eaux de la nappe) en assurant un degré d'épuration suffisant (réduction significatif de la concentration en DBO5 et du nombre de coliformes. Cet objectif ne peut être atteint que par une épuration mécanique et biologique.

Rappelons que lors de la première mission, il a été procédé à une comparaison entre les différentes filières de traitement en se basant sur les performances épuratoires et le coût du projet. De cette comparaison, il ressort que le lagunage naturel est la filière la mieux adaptée au contexte de l'étude.

Le système de traitement préconisé devra aboutir à une concentration moyenne de DBO5 de l'effluent de 50 – 70 mg/l, à une concentration des germes fécaux < 103/100ml en été et < 105/100ml en hiver, ainsi qu'une diminution des éléments nutritifs.

Compte tenu des objectifs d'épuration ainsi que du système de traitement choisi, la STEP comprend les ouvrages suivants :

- 1 dégrilleur manuel.
- 2 dessableurs.
- 2 bassins anaérobies.
- 2 bassins facultatifset un troisième en 2020.
- 2 bassins de maturation avant l'horizon 2020.

L'emplacement des différents ouvrages de la station est adapté le plus possible au relief et aux disponibilités du terrain.

2 DIMENSIONNEMENT

2.1 Données de base (horizon 2020)

2.72 l/s : Débit moyen eaux usées

8.16 l/s : Débit de pointe eaux usées

Charges polluantes : DBO5 : 34 g/hab/j en 2010 et 35 g/hab/j en 2015

MES : 40 g/hab/j en 2005 et 45 g/hab/j en 2015.

DCO : 80 g/hab/j en 2005 et 85 g/hab/j en 2015.

2.2 Dégrilleur

Les dimensions de la grille sont déterminées à l'aide de la formule suivante :

$$V_h = Q/A = Q/ (H \times L \times (d/(d+D)))$$

V_h : vitesse horizontale en m/s (elle devra être supérieure 0.3 m/s pour éviter la sédimentation des matières organique et inférieure à 1 m/s pour éviter que les déchets arrêtés soit entraînés).

Q : débit de pointe de dimensionnement (0.004 m³/s).

A : section mouillée.

H : profondeur du canal en m.

d : Distance entre barreaux.

D : Epaisseur des barreaux.

Pour une vitesse de 0.6 m/s et pour des barres d'épaisseur $D = 10$ mm et d'espacement $d = 25$ mm on trouve:

$$H \times L = 0.0191 \text{ m}^2$$

Pour une hauteur d'eau de 0.1 m, la largeur du canal est de 0.19 m (0.0191/0.1), soit 7 barreaux.

2.3 Dessableur

Le dessableur à pour objectif l'extraction des particules minérales plus au moins fines pour éviter de surcharger les stades de traitement en aval.

Le dessablage sera assuré de façon statique dans un canal rectangulaire permettant la rétention des particules ayant un diamètre supérieur à 0.15 mm pour le débit de pointe de l'horizon 2020.

Débit de pointe en 2020	: 8.16 l/s
Diamètres des particules à retenir	: 0.15 mm
Vitesse d'entraînement des particules	: $V_h = 0.3$ m/s
Vitesse de sédimentation des particules	: $V_s = 0.0167$ m/s
Largeur du dessableur	: $l = 0.1$ m

Section transversale $St = \text{Débit}/V_h = 0.0272 \text{ m}^2$;

$St = \text{largeur} \times \text{hauteur} \Rightarrow \text{hauteur} = 0.14 \text{ m}$

Section horizontale $Sh = \text{Longueur} \times \text{Largeur} = \text{débit}/V_s = 0.49 \text{ m}^2$

Les caractéristiques du dessableur sont :

Longueur = 2.57 m

Largeur = 0.19 m

Hauteur d'eau = 0.14 m.

2.4 Lagunes anaérobies

Le dimensionnement des bassins anaérobies est basé essentiellement sur :

La charge volumique qui varie de 100 à 300 g DBO5/m3/j selon la température de l'air.

Le temps de séjour Ts qui varie de 3 à 5 jours

La profondeur des bassins de 3 à 4 m.

La charge surfacique Cs qui est > 1000 kg/ha/j

Les dimensions des bassins sont données dans le tableau suivant :

Paramètres de dimensionnement des bassins anaérobies

Bassins anaérobies	2005	2010	2015	2020
Charge volumique : CV (g/m3.j)	181	229	118	135
Temps de séjour théorique : Ts (j)	4.2	3.1	5.0	4.3
Volume du bassin anaérobique (m3)	471	453	1021	1007
Profondeur du bassin (m)	3	3	3	3
Surface du bassin (m2)	157	151	340	336
Pertes par évaporation (6mm/j) et infiltration (0mm/j) (m3/j)	0.94	0.91	2.04	2.01
Charge surfacique : Cs (Kg/Hab.j)	5444	6876	3526	4063
Production de boues (l/hab/ans)	40	40	40	40
Production de boues (m3/3 ans)	330.72	383.4	423.36	467.4
Volume total du bassin anaérobique (m3)	578	578	1156	1156
Longueur (A)	18.6	18.6	19.10*	19.1*
Largeur (B)	9.8	9.8	9.60*	9.6*
Rapport Longueur / largeur	2			
Rendement épuratoire (%)	50	50	50	50

* Bassin supplémentaire à partir de 2015.

On opte pour un seul bassin en 2005 de dimension L*I = 18*9 m² et un autre bassin supplémentaire de 19.1*9.6 m² à partir de 2010.

2.5 Lagunes facultatives

Le dimensionnement des lagunes facultatives est effectué sur la base de la charge surfacique qui doit être comprises entre 100 et 500 Kg /ha/j ; le temps de séjour doit être compris entre 15 j et 30j.

En supposant un abattement de la charge organique de 50 % dans les anaérobies, le dimensionnement des lagunes facultatives est donné dans le tableau suivant :

Paramètres de dimensionnement des bassins facultatifs

Bassins facultatifs	2005	2010	2015	2020
Charge à l'entrée du bassin DBO5 (mg/l)	379	350	296	290
<i>Situation d'hiver</i>				
Débit journalier d'eau usée (m3/j)	111	147	200	233
Charge surfacique (Kg/Hab.j)	150	183	211	206
Profondeur du plan d'eau dans le bassin (m)	1.2	1.6	1.6	1.6
Volume du bassin (m3)	3342	4502	4502	5232
Surface du bassin (m2)	2814	2814	2814	3270
Temps de séjour théorique : Ts (j)	30.0	30.6	22.5	22.5
<i>Situation d'été</i>				
Débit journalier d'eau usée (m3/j)	167.1	220.9	300.1	348.8
Temps de séjour théorique : Ts (j)	26.9	20.4	15.0	19.4
Profondeur du bassin (m)	1.6	1.6	1.6	1.6
Volume du bassin (m3)	4502	4502	4502	6754
Surface du bassin (m2)	2814	2814	2814	4221
Charge surfacique (Kg/Hab.j)	225	274	316	240
Nombre de bassins	2	2	2	3
Dimension du bassin facultatif				
Rapport Longueur / largeur	1.6	1.6	1.6	1.6
Longueur (C)	47	47	47	47
Largeur (D)	30	30	30	30

On opte pour deux bassins de dimensions $L \times l = 47 \times 30 \text{ m}^2$ à partir de 2005 et 3 bassins à l'horizon 2020.

2.6 Bassins de maturation

Le critère de dimensionnement des bassins de maturation, est la réduction de la charge bactérienne N/N0.

L'abattement de la charge bactérienne est déterminé par la formule suivante :

$$N = N0 / ((1 + K \cdot \text{Tan}) \cdot (1 + K \cdot \text{Tf}) \cdot (1 + K \cdot \text{Tm1}) \cdot (1 + K \cdot \text{Tm}n))$$

Ou :

N : Charge bactérienne résiduelle escomptée à la sortie de la STEP (< 10³ CF/100ml, pour une éventuelle utilisation en irrigation).

N0 : Charge bactérienne des eaux usées

K : Coefficient de dégradation (K = 1.5 j⁻¹).

Tan : Temps de séjour bassin anaérobe.

Tf : Temps de séjour bassin facultatif.

Tm1 : Temps de séjour bassin de maturation M1.

Tm2 : Temps de séjour autres bassins de maturation.

n : Nombre de bassin de maturation de même temps de séjour.

Donc on a les bassins de maturation suivants :

Deux bassins en série M1 et M2 et à l'horizon 2020 deux autres bassins : M1' en parallèle avec M1 et M2' en parallèle avec M2.

Le dimensionnement de ces bassins est effectué dans le tableau suivant :

Paramètres de dimensionnement des bassins de maturation

Situation d'été	2005	2010	2015	2020
Débit journalier d'eau usée (m3/j)	167.1	220.9	300.1	348.8
K (j-1)	1.5	1.5	1.5	1.5
Profondeur du bassin (m)	1.5	1.5	1.5	1.5
Charge à l'entrée du 1er bassin maturation (DBO5 mg/l)				
<i>Bassin 1</i>				
No CF/100ml (entrée)	3.E+04	4.E+04	3.E+04	4.E+04
Temps de séjour de maturation : Tm (j)	6.0	4.5	3.3	5.0
Charge bactériologique en sortie CF/100ml	3.E+03	9.E+02	1.E+03	6.E+02
Volume (m3)	1003	1003	1003	1744
Surface (m2)	668	668	668	1163
Longueur (E)	37	37	37	48*
Largeur (F)	18	18	18	24*
Charge surfacique du 1er bassin de maturation (Kg/Hab.j)				
<i>Bassin2</i>				
No CF/100ml (entrée)	3.E+03	9.E+02	1.E+03	6.E+02
temps de séjour en maturation : Tm (j)	4.0	3.0	2.2	3.0
Charge bactériologique en sortie CF/100ml	4.E+02	9.E+02	1.E+03	8.E+02
Volume (m3)	663	663	663	1046
Surface (m2)	442	442	442	698
Rapport Longueur/largeur	2	2	2	2
Longueur (E)	30	30	30	37*
Largeur (F)	15	15	15	19*

*Les dimensions des bassins supplémentaires à l'horizon 2020.

La superficie nécessaire pour réaliser tous les ouvrages de la station est de **l'ordre de 1.9 Ha**

2.7 Imperméabilisation des bassins

Le faciès dominant dans la zone de la STEP est constitué de sable fin plus au moins consolidé avec des intercalations de banc de calcaires. Les essais de perméabilité effectués dans la zone donnent des valeurs de l'ordre de 10-5 m/s ce qui montre que les formations géologiques dans la zone de la STEP sont très perméables d'où la nécessité d'imperméabiliser les bassins.

3 Etude géotechnique

A l'exception des essais de perméabilité, la zone n'a pas fait l'objet d'essais géotechniques nécessaires pour l'identification du sol (pour la tenue des digues...) et la recherche de zone d'emprunt.

Dans le cas où les matériaux argileux sont éloignés du site ce qui probable compte tenu de la géologie de la zone, l'emploi de géomembrane pour imperméabiliser les bassins s'impose.

-- Essais d'identification.27-

- Essai Proctor

- Essai de cisaillement et Limite d'ATTERBERG ou équivalent sable.

Les mêmes essais en plus de l'essai de perméabilité au Laboratoire sont nécessaires pour les matériaux de zone d'emprunt.

4 Conception des digues

4.1 Creusement et endiguement

Le corps de la digue sera constitué de matériaux meubles extraits des bassins qui devront être traités et compactés par couche de 30 cm.

Les remblais seront construits avec les sables limoneux en place qui sont extraits des bassins (à confirmer par les essais géotechniques). Les matériaux utilisés en remblais doivent être bien homogènes. Des contrôles de densité sèche et de teneur en eau doivent être effectués, au cours d'exécution pour poursuivre la qualité de compactage.

Les talus des digues en contact avec l'eau seront étanches le long du talus, l'étanchéité sera assurée soit par des argiles (si les matériaux sont disponibles à une distance convenable), soit par la mise en place d'une géomembrane.

La crête de la digue est surmontée par une couche de tout venant de 0.20 m d'épaisseur sur la largeur de la crête pour la rendre carrossable.

4.2 Stabilité des digues

En l'absence d'essais géotechniques, l'angle du talus considéré est 26° qui est légèrement inférieur à l'angle de frottement des sables en place.

Ainsi, pour éviter des problèmes de tenue à long terme et afin d'assurer la stabilité des digues dans les conditions les plus sécuritaires, l'IC a retenu un talus de 2h/1V que pour le parement aval (non exposé à l'eau). Ce profil présente des facilités de mise en place des digues lors de la phase d'exécution.

4.3 Sol support

Le sable limoneux en place constitue un bon support eu égard au projet à confirmer par la détermination des caractéristiques géotechniques.

4.4 La revanche

Elle permet d'éviter la submersion de la crête des digues due :

- Aux vagues
- A des tassements
- Augmentation passagère du débit d'entrée

Pour une surface de bassin comprise entre 1 et 3 ha, la hauteur de revanche varie généralement de 0.5 m à 2m.

Vu la taille des bassins de la STEP, l'IC retient une revanche de 0.5m pour tous les bassins.

4.5 Etanchéité

L'utilisation de la géomembrane pour l'imperméabiliser les digues et les bassins peut présenter un gain important au plan économique si les matériaux d'emprunt sont éloignés.

En outre, sur le marché existent différents types de géomembranes employés dans un bassin de lagunage : en particulier, des géomembranes bitumineuses, en polyéthylène haute densité de vinyle plastifié (PVC). Ces derniers sont les plus utilisés dans les bassins de lagunage et caractérisés par :

Une stabilité contre les rayons UV

Très haut niveau d'étanchéité, même sous déformation permanente

Résistance au gonflement et pourriture

Résistance au poinçonnement élevée

Résistance aux racines

Très bonne soudabilité par air chaud et coins chauffants

Une tranchée d'encrage est disposée en crête de digue.

Le contrôle systématique des joints, entre les différents panneaux de géomembrane, est indispensable, après la pose.

5 Ouvrages divers de la station d'épuration

5.1 *Ouvrages de prétraitement*

Les ouvrages de prétraitement constitués principalement par un dégrillage et dessablage sont installés en amont.

5.2 **Ouvrages de communications**

Différents types de communications peuvent exister entre les bassins :

Une canalisation d'entrée

Une canalisation de sortie

Des Vanes murals pour permettre de déconnecter un bassin.

Le by-pass permettant de déconnecter l'ensemble des bassins pour intervention de curage ou pour réfection

5.3 Ouvrage de répartition d'EU dans les lagunes anaérobies

L'équipartition du débit d'EU entre les deux bassins est assurée par un ouvrage répartiteur en béton armé (voir plan de détail).

5.4 Conduites de communication entre lagunes

Les conduites de communication entre bassins seront en PVC série 2 de diamètre DN 250 mm, et permettent la liaison entre l'ouvrage de sortie d'un bassin et celui d'entrée du bassin à alimenter.

5.5 Alimentation des lagunes

Les bassins anaérobies sont alimentés par une conduite en PVC série 2 DN250mm en provenance du répartiteur de débit.

Quant aux bassins facultatifs et maturation, l'alimentation s'effectuera sous le niveau d'eau dans chaque bassin par une conduite PVC qui avance dans le bassin afin de briser la stratification thermique qui peut se créer en période chaude.

Les conduites à l'entrée des bassins reposeront sur des tasseaux en béton, ancrés dans le fond du bassin.

5.6 Sortie des lagunes

L'ouvrage de sortie des lagunes sera constitué par une structure en béton sur laquelle est installée une cloison siphonée suivie d'une cloison type déversoir formée de batardeaux en acier inoxydable et dont la hauteur est réglable, certaines sorties seront équipées de Vanes (voir plan).

L'utilisation d'ouvrages de communication avec un système à batardeaux permet de réguler la hauteur d'eau dans la lagune. En effet, les batardeaux sont de 5 à 10cm de hauteur que l'on peut ajouter ou enlever de manière à élever ou baisser la hauteur du déversoir. Ceci permet de réguler le temps de séjour de l'effluent dans la lagune en augmentant ou diminuant la capacité volumique du bassin.

L'exécution de ces ouvrages sera conforme aux plans joints.

5.7 Ouvrages et équipements de vidange des bassins

La vidange des bassins anaérobies se réalisera à l'aide d'une motopompe mobile à boues. Il sera prévu dans le bas talus de chaque bassin toute installation nécessaire au raccordement et mise en service de la pompe pour vidanger le bassin. Les tuyaux d'évacuation ainsi que la pompe doivent être facilement démontables et seront stockés convenablement dans le magasin du bâtiment d'exploitation.

Les bassins facultatifs ainsi que les bassins de maturation seront munis des ouvrages de vidange qui sont sous forme d'une structure en génie civil aménagée au niveau des digues. L'ouvrage de vidange permet la collecte des eaux du bassin, leur transport via une canalisation en PVC DN 250mm, pour rejoindre le collecteur d'évacuation.

L'ouverture et la fermeture sera faite par manipulation manuelle de la vanne placée à l'intérieur de l'ouvrage de vidange.

5.8 Evacuation des eaux épurées

L'ouvrage d'évacuation des eaux épurées est constitué d'une canalisation de diamètre DN 250mm.

6 Exploitation de la station d'épuration

6.1 Maintenance des ouvrages

Des opérations d'entretien et de contrôles devront être effectuées au niveau des conduites d'alimentation et des ouvrages de communication entre bassins afin d'assurer une bonne circulation de l'effluent.

6.2 Entretien de la surface des lagunes

Cette opération est essentielle pour permettre la pénétration de la lumière et l'oxygénation des bassins facultatifs et de maturation. En effet, elle consiste en l'élimination des flottants et des plantes aquatiques et macrophytes se développant à la surface des bassins.

6.3 Vidange des bassins

Les lagunes de la station d'épuration ont été conçues en tenant compte des considérations d'exploitation et d'entretien de la station.

En effet, chaque lagune est hydrauliquement isolée par simple manœuvre des vannes murales placées au niveau des ouvrages de connexion entre bassins.

6.4 Curage des lagunes

Les indicateurs d'une décision de curage d'un bassin sont :

- Des problèmes liés à une quantité de boues au fond des bassins trop importante
- Une baisse des rendements épuratoires due à une diminution du temps de séjour
- Une remontée fréquente des boues en surface ou l'apparition d'odeurs

Trois techniques de curage existent :

Curage en plein eau :

Pour les grandes lagunes, ce procédé nécessite de gros matériels pour séchage des boues avant leur transport vers les zones d'épandage (centrifugation, presses, hydrocureur...). Il est conseillé pour les curages partiels des bassins ou pour des volumes inférieures à 100m³.

Curage avec vidange partielle de la lagune :

C'est la technique de curage la plus recommandée. Elle consiste en l'abaissement du niveau des lagunes jusqu'au niveau supérieur de la couche de boue, puis le pompage à l'aide d'une pompe à boue ou d'un hydrocureur

Curage après assèchement du bassin :

Ce procédé déconseillé du fait qu'il présente des inconvénients :

Lagunage est en non fonctionnement pendant une longue période

Le curage avec une pelle mécanique risque d'entraîner une perte d'étanchéité du bassin

Il est intéressant de souligner que quelque soit la forme des bassins, il existe trois zones de dépôts importantes : les cônes en entrée et en sortie des bassins et le long des berges.

L'épaisseur des sédiments déposés dépend de plusieurs paramètres :

- Le débit et la teneur en MES des effluent à l'entrée de la lagune
- La forme des bassins
- L'environnement de la lagune (arbre ...)

6.5 Evacuation des boues

Un curage des bassins et une évacuation des boues déposées dans le fond est nécessaire à une fréquence de l'ordre de 2 à 3 ans pour les bassins anaérobies, dans lesquels se déposent plus de 50% des sédiments, de 10 à 20 ans pour les autres bassins. Il est effectué par pompage des boues de fond après vidange partielle des bassins. Les boues extraites sous forme liquide doivent être déshydratées pour réduire leur volume et éviter les risques de nuisances ultérieures par fermentation.

Il est prévu une lagune de séchage des boues dans laquelle les boues liquides sont stockées pendant une durée suffisamment longue (en général de 6 mois à un an) pour pouvoir être extraite sous forme solide. Les boues déshydratées seront évacuées en épandage sur les terrains agricoles avoisinants pour lesquels elles constitueront un apport d'éléments nutritifs.

La lagune à boues se présente sous forme d'un bassin en terre semblable à une lagune anaérobie dans lequel les boues sont épandues sur une hauteur maximale de 1.5m.

Les boues des étangs anaérobies ont un taux de matière sèche de l'ordre de 10% et sont fortement minéralisées du fait de leur taux de séjour important dans les bassins. Le taux de matière minérale atteint généralement 80 à 85%, elles sont donc parfaitement stabilisées.

6.6 Construction des lagunes à boues

Les lagunes à boues seront réalisées par creusement et endiguement. Les boues seront déshydratées par évaporation naturelle et par drainage à l'aide d'un drain placé au milieu de la lagune.

Elles sont au nombre de deux. Le calage et les caractéristiques géométriques de chacune des lagunes à boues sont comme suit :

- Profondeur totale : 1.5m
- Superficie d'une lagune : 350 m² (au fond du bassin)
- Pente du talus : 1/2
- Pente de fond de lagune : 1%

Le drain de diamètre ø200mm, est posé dans une tranchée de section (0.50m x 0.50m).

6.7 Réutilisation des boues d'épuration

La majeure partie des éléments polluants et leurs produits de transformation, qui sont retirés des eaux usées dans la station d'épuration lors des différentes phases de l'épuration, se trouve finalement ressemblée dans les boues d'épuration. Ces dernières constituent de ce fait un produit de grande valeur agronomique en raison de leur teneur en éléments fertilisants et surtout en matières humides qui contribuent à la formation de l'humus et à l'amélioration du pouvoir de rétention d'eau du sol.

Afin de réduire au maximum les nuisances et risques éventuels et de rendre possible leur valorisation ou évacuation de manière inoffensive et économique, les boues fraîches produites par la décantation primaire et l'épuration biologique nécessitent d'abord un traitement spécifique consistant d'une part à réduire leur volume afin de rendre plus facile et économique le traitement, le stockage et l'évacuation des boues et d'autre part à stabiliser les composés organiques des boues afin de minimiser les risques et nuisances liés à une fermentation incontrôlée. En ce qui concerne les boues cette spécification est parfaitement respectée en raison de la durée du séjour des boues dans les bassins. Les boues de lagunages atteignent des taux de minéralisation de l'ordre de 80 à 85%.

Aux critères de stabilisation des boues et de réduction de leur volume se rajoute, pour leurs réutilisation en agriculture une contrainte d'hygiène pour éviter des risques sanitaires (élimination des germes pathogènes). Une élimination poussée des germes pathogènes est réalisée dans le cas d'une étape de digestion anaérobie des boues.

Sous cette condition, la valorisation agricole des boues résiduelles permet le recyclage intégral de la matière organique et des éléments fertilisants qu'elles contiennent et constitue de ce fait une voie particulièrement judicieuse d'élimination des boues.

Du point de vue réglementaire, rien ne s'oppose de ce fait à la réutilisation des boues de la station d'épuration en agriculture, en faisant si nécessaire ou par souci de sécurité, certaines restrictions telles que la limitation de l'épandage à certains types de cultures et le respect de délais entre l'épandage et la récolte. Ce d'autant plus que la seule alternative à une réutilisation agricole est une mise en décharge contrôlée, ce que compliquerait, non seulement la renonciation à la valorisation de la matière organique et des éléments fertilisants contenus dans les boues, mais également la création d'un besoin supplémentaire de décharge contrôlée avec les contraintes liées à la gestion des déchets.

6.8 Aménagement divers au niveau de la station d'épuration

Piste d'accès

Une piste d'accès sera aménagée en tout venant pour l'entrée de la station et pour les voies de circulation à l'intérieur.

Loge gardien et bâtiment d'exploitation

La loge du gardien ainsi qu le bâtiment d'exploitation seront groupés en un seul local et situé à l'entrée de la station, il présente une superficie approximative de 22.5m².

Clôture

La clôture de la station sera réalisée par grillage plastifié à simple torsion, de mailles en forme de losange. Ce grillage sera maintenu par des poteaux tubulaires ancrés dans des blocs de béton non armé.

Toutefois, la clôture au passage de l'entrée, sera en maçonnerie comportant un portail à deux vantaux de 3m de large chacun en profilé acier galvanisé.

Alimentation en eau potable

Pour les besoins en eau potable de la loge de gardien et du laboratoire, un piquage peut être réalisé à partir du réseau de Breijj.

Alimentation en énergie électrique

L'alimentation en électricité peut se faire à partir du réseau de Breijj.

7 Coût d'investissement

Le coût d'investissement de la station d'épuration est présenté en détail en dans les tableaux suivants.

Désignation	Montant DH-HT
- bassins anaérobies + lit de séchage	423770
- bassins facultatifs	338400
- bassins de maturation + clôture et bâtiment	636820
Total sans terrain	1.399000

Schéma de la STEP.

CHAPITRE I	: INTRODUCTION.....	1
1	CADRE ET CONTEXTE DE L'ETUDE	1
2	DEROULEMENT DE L'ETUDE.....	1
3	PRESENTATION DU RAPPORT	1
CHAPITRE II	: RAPPEL DES RESULTATS DE LA MISSION I	2
1	DONNEES GENERALES.....	2
1.1	ZONE D'ETUDE.....	2
1.2	SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE	2
1.3	DONNEES CLIMATIQUES.....	2
1.4	TOPOGRAPHIE ET RELIEF.....	2
1.5	GEOLOGIE (COUPE) ET HYDROGEOLOGIE :	2
2	HABITAT ET INFRASTRUCTURES DE BASE	6
2.1	Structure et typologie d'habitat	6
2.2	VOIRIE	6
2.3	EAU POTABLE.....	6
2.4	ASSAINISSEMENT LIQUIDE.....	8
2.5	DECHETS SOLIDES	8
3	DEMOGRAPHIE	8
3.1	Données des recensements.....	8
3.2	ESTIMATION DE LA POPULATION ACTUELLE.....	9
3.3	PROJECTIONS DEMOGRAPHIQUES.....	9
4	CONSOMMATION EN EAU POTABLE ET PRODUCTION D'EAUX USEES	11
4.1	STATISTIQUES DE CONSOMMATION EN EAU POTABLE.....	11
4.2	PROJECTION DES CONSOMMATIONS EN EAU POTABLE DES DOUARS	12
4.3	PROJECTION DES CONSOMMATIONS EN EAU DE LA BOURSE DES PRIMEURS.....	13
CHAPITRE III:	PREDIMENSIONNEMENT DES RESEAUX	14
1	Critères de conception	14
2	Formules de calcul et de dimensionnement.....	15
2.1	DEBIT DES EAUX USEES.....	15
2.2	CALCUL DES DEBITS DES COLLECTEURS.....	15
3	Variante retenue	15
3.1	Rappel des variantes étudiées.....	15
3.2	Variante retenue :	16
4	SCHEMAS DU RESEAUX.....	16
5	PREDIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS	16
6	Données géotechniques :	17
7	Conception des digues:.....	17
CHAPITRE IV:	ESTIMATION DES COUTS	18
1	PRIX UNITAIRES.....	18
2	ESTIMATION DES COUTS	18
Estimation du coût	19
CHAPITRE V :	STATION D'EPURATION	22
1	Conception.....	22
2	DIMENSIONNEMENT.....	22
2.1	Données de base (horizon 2020).....	22
2.2	Dégrilleur.....	23
2.3	Dessableur	23
2.4	Lagunes anaérobies	24
2.5	Lagunes facultatives.....	24
2.6	Bassins de maturation.....	25
2.7	Imperméabilisation des bassins.....	27
3	Etude géotechnique.....	27
4	Conception des digues.....	27
4.1	Creusement et endiguement.....	27

4.2	Stabilité des digues	27
4.3	Sol support	28
4.4	La revanche.....	28
4.5	Etanchéité.....	28
5	Ouvrages divers de la station d'épuration	28
5.1	Ouvrages de prétraitement	28
5.2	Ouvrages de communications	28
5.3	Ouvrage de répartition d'EU dans les lagunes anaérobies.....	29
5.4	Conduites de communication entre lagunes	29
5.5	Alimentation des lagunes	29
5.6	Sortie des lagunes	29
5.7	Ouvrages et équipements de vidange des bassins.....	29
5.8	Evacuation des eaux épurées.....	30
6	Exploitation de la station d'épuration.....	30
6.1	Maintenance des ouvrages.....	30
6.2	Entretien de la surface des lagunes.....	30
6.3	Vidange des bassins.....	30
6.4	Curage des lagunes.....	30
6.5	Evacuation des boues	31
6.6	Construction des lagunes à boues	31
6.7	Réutilisation des boues d'épuration	31
6.8	Aménagement divers au niveau de la station d'épuration.....	32
7	Coût d'investissement	33

Liste des Annexes :

Annexe A1 : Débits eaux usées.

Annexe A2 : Dimensionnement des collecteurs.

Annexe A3 : Caractéristiques des collecteurs.

Liste des Plans Réseau:

Tracé en plan des collecteurs du Douar Breij et de la bourse

Tracé en plan des collecteurs du douar Kherba.

Profils en long des collecteurs du Douar Breij (B1, B1bis, B2,...., B6, B6bis, B7,...., B13).

Profils en long des collecteurs du Douar Kherba (K1, K2a, K2b, K2c, K3, K4, K5..., K12, K12bis, K13,...., K18).

Liste des Plans Réseau:

Plan de masse de la STEP

Profil du collecteur d'entrée

Coupes et calage des bassins

Ouvrages de prètraitement

Répartiteur

Détail des ouvrages d'entré et de sortie des bassins

Annexe 1 : Débits des eaux usées

Annexe 2 : Dimensionnement des collecteurs

Annexe 3 : Caractéristiques des collecteurs