



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**REHABILITATION DU PERIMETRE DE DAIET ZRAGUET
COMMUNE D'AIN SKHOUNA (W. SAÏDA) 1200 ha**

Présenté par :

MANSOUR MAHDI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Mohamed	Professeur	Président
SAADOUNE Samra	MCB	Examineur
MEDJDOUB Sonia	MMA	Examineur
KOLAI Djaffar	Assistant	Examineur
AZIEZ Ouahiba	MMA	Promoteur

Session 2018/ 2019

REMERCIEMENTS

Je tiens par cette présente thèse à remercier solennellement :

❖ Ma promotrice M^{me} AZIEZ.OUAHIBA d'avoir bien voulu m'encadrer tout au long de cette étude et tout au long de mes années de spécialité de toute la confiance qu'elle m'a accordé en me confiant ce travail.

❖ -Mr **MEDDI Mohamed** qui m'a fait l'honneur de présider ce jury et de m'avoir enseigné, assisté, guidé et conseillé durant mon parcours d'ingénieur .que Je lui exprime ici ma profonde reconnaissance.

❖ - Monsieur **D. KOLIAI** qui m'a fait l'honneur de bien vouloir juger ce travail et ma encadrée l'année passé dans le projet de cour qui ma fait énorme plaisir de travaillé avec vous chère enseignants .

❖ - Mme **SAADOUNE Samra** de m'avoir enseigné et honorer le jury.

❖ -Madame **MEDJDOUB Sonia** qui m'a fait l'honneur de bien vouloir juger ce travail.

❖ **Mr. Rabii Missoume, Mr lakhal Mohamed**, et tous les cadres de la direction générale l'Office Nationale de L'irrigation et drainage

❖ Tous les cadres de L'ANRH BLIDA ET la direction générale .

❖ Mon chère ami **MENOUKATE OUSSAMA** pour leur aide dans la finalisation de ce travail.

❖ **Mr. MANSOUR** le bibliothécaire.

❖ L'ensemble des personnels enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

MAHDI MANSOUR

DEDICACE

Je dédie ce travail en signe de
reconnaisances et de gratitude :

D'abord à ma **mère** pour son soutien immense
qu'elle n'a pas cessé de m'apporter. Ainsi
que les conseils qu'elle me prodigue.
J'avoue que sans elle, je ne serai pas ce
que je suis aujourd'hui.

A mon **père**, pour ces conseils, son soutien
financière et moral et pour tout ses efforts et
les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné
la volonté de réaliser et de finir ce travail et
éteindre ces grande honorons

A mes frères : **Hichem, Mohamed et Houcin**

A mes sœurs : **Chahinez,**

A mes très chères amis : Oussama. Ahmed
.Saad. mohamed .a

Anis.Mohcen.et tous mes amis

-A tous mes mes enseignant dans tout mon
parcoure et specialemment ****Mme Ouliya**** et
****Mme boujelale****

A tous et à toutes, je dédie ce travail

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة مشروع تهيئة الأرض الفلاحية المسماة بضاية زراقت بمنطقة عين السخونة بجنوب شرق ولاية سعيدة. حيث تناولنا دراسة هذه المنطقة التي تعتلي طبقة مياه جوفية ضخمة، حيث لاحظنا مجموعة من العوائق أهمها أن المنطقة تتميز بتضاريس صعبة و جبليتها ملوحة مياه معتبرة. تهدف الدراسة لتسهيل عملية ضخ الماء من باطن الارض وتوزيعه على الحوض المائي ومنها إنشاء شبكات توزيع المياه داخل المحيط الزراعي للحصول على أنجع الطرق وأكثرها حداثة واقتصادية و التي تتمثل هي طريقة التقطير والرش المحوري مراعاة لنوعية النباتات وكذا ملاءمة الطرق لتضاريس المنطقة. وفي نهاية العمل توصلنا إلى مجموعة من النتائج كما اقترحنا حلولاً وإرشادات لمستغلي هذه الأراضي بغية تطبيقها في الميدان لضمان زيادة المردودية .

Résumé

Le mémoire de fin d'étude a pour objectif, l'étude d'une réhabilitation d'un réseau d'adduction pour irriguer une surface agricole d'une superficie de 1200 ha.

La source d'eau est une nappe multi-clénale au-dessous de la commune d'AIN skhouna (WSaida)

Le schéma d'addiction établie a certaine particularité du cite à savoir une topographie plus en moins accidenté qui nous incite à préconiser une station de pompage et afin d'assurer le remplissage d'un réservoir et de pouvoir disposer une pression minimale à chaque borne des différents îlots.

Summary

The aim of the final thesis is to study the rehabilitation of a water supply network to irrigate an agricultural area of 1200 ha.

The source of water is a multi-layered groundwater below the commune of AIN skhouna (WSaida)

The cowshed addiction scheme has a certain peculiarity of the city, namely an increasingly uneven topography which encourages us to recommend a pumping station and to ensure the filling of a reservoir to be able to have a minimum pressure at each terminal of the different islets

LIST DES FIGURES

FIGURE I- 1 Les accès pour le périmètre.....	3
FIGURE I- 2 Localisation des seuils au tour de périmètre.....	4
FIGURE I- 3 Diagramme bioclimatique d'Emberger.....	11
FIGURE I- 4 Climogramme de Gaussen	12
FIGURE II- 1 Carte des aptitudes des sols de périmètre de AIET EZ ZRAGUET	14
FIGURE II- 2 Carte des aptitudes des sols	19
FIGURE III- 1 Les seuilles de périmètre	23
FIGURE III- 3 Diagramme de classification des eaux d'irrigation	31
FIGURE III- 4 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton	39
FIGURE IV- 1 Les résultats sont afficher dans le logicielle cropwat 8.0 de ET0.....	43
FIGURE VI- 1 SCHEMA DETAILLE SUR LES ORGANE D'UNE SYSTEME GOUTE A GOUTE	89
FIGURE VII- 1 Schéma d'une tranchée.....	105
FIGURE VII- PROFILE EN TRAVER DE TYPE DE PISTE A PROJETER	115

LIST DES TABLEAUX

Tableau I- 1 Caractéristiques géographiques de la station de AIN SKHOUNA.....	6
Tableau I- 2 Les températures max et min	7
Tableau I- 3 Variation de l'humidité relative de l'air	7
Tableau I- 4 Données des vitesses du vent de la zone d'étude.....	8
Tableau I- 5 Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de sirocco.....	8
Tableau I- 6 Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières	8
Tableau I- 7 Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée.....	9
Tableau I- 8 Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée.....	9
Tableau I- 9 Pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1985-2006)	10
Tableau I- 10 Classification du climat selon De Martonne.....	10
Tableau I- 11 températures moyennes et températures moyennes.....	12
Tableau II- 1 Superficie des différentes classes d'aptitude de sols	16
Tableau II- 2 Seuils de stresse	18
Tableau II- 3 Vitesses d'infiltration en mm/h	18
Tableau III- 1 Le bilan global du système au niveau du calage en régime permanent	27
Tableau III- 2 Le bilan global du système au niveau du calage en régime permanent	28
Tableau III- 3 Résultats des simulations effectuées sur le modèle ENIT – ANRH de 1992 ...	28
Tableau III- 4 Série des pluies mensuelle	33
Tableau III- 5 Caractéristiques de la station pluviométrique	34
Tableau III- 6 Test d'homogénéité de la série pluviométrique de AIN SKHOUNA.....	35
Tableau III- 7 Test de validité des deux ajustements	38
Tableau III- 8 Ajustement à la loi de Galton.....	39
Tableau III- 9 pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm).....	39
Tableau IV- 1 Evapotranspiration de référence (eto) de la zone d'étude selon Penman Monteith	44
Tableau IV- 2 Précipitation efficace dans la zone d'étude.	46
Tableau IV- 3 Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre .	49
Tableau IV- 4 Assolement propose pour le périmètre DAIT ZRAGUET	50
Tableau IV- 5 Calcul des besoins en eau du Blé tendre.....	52
Tableau IV- 6 Calcul des besoins en eau du Blé orge.....	52
Tableau IV- 7 Calcul des besoins en eau de la vesce avoine.	53

Tableau IV- 8 Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (de saison).	53
Tableau IV- 9 Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (arrière saison).....	54
Tableau IV- 10 Calcul des besoins en eau de la carotte	54
Tableau IV- 11 Calcul des besoins en eau de Luzerne.....	55
Tableau IV- 12 Calcul des besoins en eau de Sorgho.	55
Tableau IV- 13 Calcul des besoins en eau de l'olivier.....	56
Tableau IV- 14 Récapitulatif des besoins pour l'assolement1	56
Tableau IV- 15 Récapitulatif des besoins pour l'assolement2 le plus exigeant.....	57
Tableau IV- 16 Besoin en eau d'irrigation des cultures	59
Tableau IV- 17 Dose de lessivage de chaque culture.....	61
Tableau V- 1 Caractéristiques des d'îlots d'irrigation.	67
Tableau V- 2 Choix de diamètre de la borne.....	71
Tableau V- 3 La distribution des différent diamètre de réseau.....	75
Tableau V- 4 Le calcul détaillé de perte de charge	79
Tableau v- 5 Les pert de charge de chaque trancon principale l.	79
Tableau VI- 1 Résultat du calcul pratique d'aspersion.	101
Tableau VII- 1 Quantité des travaux de terrassement.	107
Tableau VII- 2 Estimation du cout de pose de la conduite d'adduction.....	107
Tableau VII- 3 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.....	108
Tableau VII- 4 Estimation du cout des réservoirs R16 000 m ³	109
Tableau VII- 5 Estimation du cout de diagnostique des stations de pompage	109
Tableau VII- 6 Equipements internes des parcelles d'irrigation aspersion.	110
Tableau VII- 7 Equipements internes des parcelles d'irrigation localisé.	110
Tableau VII- 8 Devis estimatif et quantitatif des vannes (fourniture, transport et pose et les piste).....	111
Tableau VIII - <i>Linéaire des brises vent</i>	115

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITE I PRESENTATION DES DONNES DE LA ZONNES D'ETUDES

I-1 Introduction	2
I-2 PRESENTATION de la zone d'étude	2
I-2-1 CHOIX DU PERIMETRE D'ETUDE	2
I-2-2 ACCES AU PERIMETRE	3
I-2-3 HYDROGRAPHIE	3
I-2-4 GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE	4
I-3 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE	6
I-3-1 CARACTERISTIQUES DE LA STATION METEOROLOGIQUE	6
I-3-1-1 TEMPERATURE.....	6
I-3-1-2 L'HUMIDITE DE L'AIR	7
I-3-1-3 LE VENT	8
I-3-1-4 LE SIROCCO.....	8
I-3-1-5 INSOLATION.....	8
I-3-1-6 GELEE BLANCHE	9
I-3-1-7 LA GRELE ET NEIGE.....	9
I-3-1-8 PLUVIOMETRIE	9
I-3-2 CLASSIFICATION DU CLIMAT	10
I-4 Conclusion.....	13

CHAPITRE II EDOLOGIQUE ET SOCIO-ECONOMIQUE

II-1 INTRODUCTION	14
II-2 ETUDES DE LA RESSOURCE SOL.....	14
II-2-1 CARTE DES SOLS	14
II-2-2 CARTE DES APTITUDES DES ILOTS PARCELLAIRES	15
II-2-2-1 RECUEIL ET ANALYSE DES DOCUMENTS EXISTANTS	16
II-2-2-2 CAMPAGNE DE TERRAIN.....	16
II-2-2-3 SYNTHESE DES DONNEES	16
II-2-3 CONCLUSION.....	19
II-3 ANALYSE DE LA SITUATION AGRO SOCIO ECONOMIQUE.....	20

II-3-1 ETUDE ANTERIEURE REALISEE PAR LA DSA EN 2005	20
II-3-2 LISTE DES IRRIGANTS COMMUNIQUEE PAR L'OPI (OFFICE DU PERIMETRE D'IRRIGATION DE LA PLAINE D'AÏN SKHOUNA)	21
II-3-3 ETAT ACTUEL DU PERIMETRE.....	21
II-3-3-1 Résidence des agriculteurs	21
II-3-3-2 Occupation du périmètre	21
II-3-4 RELANCE DU PERIMETRE	22
II-3-5 AVANT L'ARRET DU PERIMETRE.....	22
II-3-6 REDEVANCE ET FONCTIONNEMENT DU PERIMETRE.....	22
II-4 CONCLUSION	22

CHAPITRE III ETUDE DES RESSOURCES EN EAUX

III-1 INTRODUCTION	23
III-2 RESSOURCE HYDRIQUE	23
III-2-1 EAUX SUPERFICIELLES	23
III-2-2 EAUX SOUTERRAINES	23
III.2.2.1. MODELE SOGREAH (1960/63)	25
III.2.2.2. Modèle ENIT de Tunis	26
III-3 COMPOSITION CHIMIQUE DE L'EAU D'IRRIGATION	29
III-3-1 PROBLEME DE SALINITE ET TOXICITE :	29
III-3-1-1 PROBLEME DE SALINITE	29
III-3-1-2 PROBLEME DE TOXICITE.....	29
III-4 CLASSIFICATION DES EAU D'IRRIGATION.....	30
III-4-1 CLASSIFICATION MONDIALE (F.A.O).....	30
III-4-2 CLASSIFICATION AMERICAINE	30
III-4-2-1 POUR LA CONDUCTIVITE ELECTRIQUE C.E	30
III-4-2-2 POUR LE COEFFICIENT D'ADSORPTION DU SODIUM S.A.R.....	30
III-5 ETUDE HYDROLOGIQUE	32
III-6 CHOIX DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE.....	33
III-7 ETUDE DE L'HOMOGENEITE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE	34
III-8-1 AJUSTEMENT statistique des pluies	36
III-8-1-1 AJUSTEMENT DES PLUIES ANNUELLES A LA LOI DE GAUSS OU LOI NORMALE.....	36
III-8-1-2 AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE (GALTON) :.....	37
III-8-1-3 TEST DE VALIDITE D'UN AJUSTEMENT	37
III-8-1-4 DETERMINATION DE L'ANNEE DE CALCUL	39
III-8 CONCLUSION.....	40

CHAPITRE IV CALCULE DES BESOINS EN EAUX DES CULTURES

IV-1 INTRODUCTION.....	41
IV-2 BESOINS EN EAU DES CULTURES.....	41
IV-2-1 EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE ETP	41
IV-2-2 L'EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE DE REFERENCE (ETO) :.....	41
IV-2-3 CALCUL DE L'EVAPOTRANSPIRATION DE REFERENCE (ETO) PAR LA FORMULE PENMAN-MONTEITH :	42
IV-2-4 L'EVAPOTRANSPIRATION MAXIMALE (ETM OU ET _C):	44
IV-2-5 EFFICIENCE DE L'IRRIGATION:	45
IV-3 LA PLUIE EFFICACE:	45
IV-3-1 CHOIX DES CULTURES :	46
IV-3-2 L'OCCUPATION DES SOLS	46
IV-3-3 CULTURES ET CYCLES VEGETATIFS	47
IV-3-3-1 Céréales	47
IV-3-3-2 Fourrage Association.....	47
IV-3-3-3 Luzerne	48
IV-3-3-4 Pomme de terre.....	48
IV-3-3-5 Mode de calcul	48
IV-4 ROTATION DES ASSOLEMENTS :	49
IV-4-1 AVANTAGES DE LA ROTATION DES CULTURES:	49
IV-5 DETERMINATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURES.....	51
IV-5-1 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES CEREALES	52
IV-5-2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURE MARAICHERS.....	53
IV-5-3 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES FOURRAGES.....	55
IV-5-4 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE L'ARBORICULTURE	56
IV-6 CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR L'ASSOLEMENTS	56
IV-6-1 CALCUL DU DEBIT SPECIFIQUE :	57
IV-6-2 EVALUATION DU DEBIT CARACTERISTIQUE :	58
IV-7 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU TOTAUX DU PÉRIMÈTRE	58
IV-8 CONCLUSION	59

CHAPITRE V CALCULE HYDRAULIQUE

V-1 INTRODUCTION	63
V-2 LE RESEAU D'IRRIGATION :	63
V-2-1 ROLE ET FONCTION DU RESEAU D'IRRIGATION.....	63
V-2-2 TYPE DE RESEAUX :	63
V-2-3 CHOIX DU TYPE DE RESEAU :	64
V-2-4 MATIERE DES TUYAUX :	64

V-2-5 CHOIX DU MATERIAU :	65
V-2-6 ASSEMBLAGE DES CONDUITES :	66
V-2-7 APPAREILLAGE DE FONCTIONNEMENT ET DE PROTECTION :	67
V-2-8 PLAN DE BORNAGE	68
V-3 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION :	68
V-3-1 LOI DE DEBIT :	68
V-3-2 VITESSES :	69
V-3-3 CALCUL DE PERTES DE CHARGE :	69
V-3-4 PRESSION DEMANDEE AUX BORNES D'IRRIGATION :	70
V-3-5 LES DIAMETRES :	70
V-4 CALCULE hydraulique :	72
V-4-1 DEBIT NECESSAIRE A CHAQUE BORNE	72
V-4-2 CALCULE DE DIAMETRE ECONOMIQUE DU CANAL D'ADDUCTION	72
V-4-3 APPROCHE POUR LE CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE	73
V-5 STATION DE POMPAGE :	76
V-5-1 DESCRIPTION DE LA STATION DE POMPAGE :	76
V-5-2 GROUPES ELECTROPOMPES	76
V-5-2-1 Groupes de forage :	76
V-5-2-2 Groupes de reprise :	77
V-5-3 EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES	77
V-5-3-1-1 Groupe de forage :	77
V-5-3-1-2 Groupes de reprise :	77
V-5-4 GENIE CIVIL DES STATIONS	77
V-5-5 DETERMINATION DE LA PUISSANCE DE LA STATION DE POMPAGE :	78
V-5-6 DEBIT BRUT :	78
V-5-7 HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE	78
V-5-8 PERTE DE CHARGE :	79
V-5-9 Nombre des pompes principales :	79
V-5-9-1-1 Détermination du débit calculé d'une pompe de refoulement	80
V-5-9-1-2 Choix du type de la pompe:	80
V-5-9-1-3 Bâtiment de la station de pompage :	80
V-5-9-1-4 Choix d'équipement hydraulique :	81
V-5-9-1-5 Les équipements d'aspiration :	81
V-5-9-1-6 L'équipement de refoulement :	81
V-6 LE RESERVOIR DE REGULATION :	82
V-6-1 DEFINITION	82
V-6-2 LE ROLE DU RESERVOIR DE REGULATION	82
V-6-3 CONDUITE DE TROP PLEIN	83
V-6-4 CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR	84

V-6-5 L’AUTOMATISATION DE LA STATION DE POMPAGE	86
V-7 CONCLUSION.....	87

CHAPITRE VI ETUDE DE DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

VI-1 INTRODUCTION	88
VI-2 CALCUL DE L’INSTALLATION DE GOUTTE À GOUTTE.....	88
VI-2-1 INTRODUCTION.....	88
VI-2-2 DEFINITION	88
VI-2-3 Les composants essentiels d’une installation d’irrigation localisée.....	89
VI-2-3-1 Un point de fourniture d’eau sous pression appropriée	89
VI-2-3-2 Unite de tête	89
VI-2-3-3 La conduite principale	90
VI-2-3-4 Les Porte- rampes	90
VI-2-3-5 LES RAMPES	90
VI-2-3-6 Les distributeurs.....	90
VI-2-4 CALCUL DE L’INSTALLATION D’IRRIGATION	90
VI-2-4-1 Calcul des besoins en eau des cultures (olivier)	90
VI-2-4-2 Besoins journaliers.....	90
VI-2-4-3 Dose nette	91
VI-2-4-4 Dose pratique	91
VI-2-4-5 Fréquence d’arrosage	92
VI-2-4-6 Dose brute	92
VI-2-4-7 Duré d’arrosage.....	92
VI-2-4-8 Débit caractéristique	92
VI-2-4-9 Débit de l’installation.....	92
VI-2-5 CALCUL HYDRAULIQUE DE RESEAU DE GOUTTE A GOUTTE.....	93
VI-2-5-1 Calcul de la rampe	93
VI-2-5-1 Calcul du porte rampe.....	93
VI-2-6 CONCLUSION	94
VI-3 LE CALCUL DE L’INSTALLATION D’ASPERSION	95
VI-3-1 INTRODUCTION.....	95
VI-3-2 LE CHOIX DE L’INSTALLATION D’ASPERSION	95
VI-3-2-1 Les Différents Types d’installation d’aspersion	95
VI-3-2-2 Choix de l’installation.....	95
VI-3-3 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU RESEAU D’IRRIGATION PAR ASPERSION :	96
VI-3-3-1 DONNÉES GÉNÉRALES	97
VI-3-3-2 CALCUL DE LA DOSE PRATIQUE.....	97
VI-3-3-3 DIMENSIONNEMENT THEORIQUE	97

VI-3-3-4 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES RAMPES / PORTES RAMPES	100
VI-4 CONCLUSION	102

CHAPITRE VII CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

VII-1 INTRODUCTION.....	103
VII-2 DIFFERENTS TRAVAUX A ENTREPRENDRE :	103
VII-2.1 TRAVAUX CONCERNANT L'ADDUCTION ET LE RESEAU DISTRIBUTION :	103
VII-2.2 CALCUL DES VOLUMES DES TRAVAUX DE L'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION :.....	104
VII-2.2.1 CALCUL DU VOLUME DE TERRASSEMENT :.....	104
VII-3 ESTIMATION DE COUT TOTAL DE PROJET	107
VII-3.1 Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction :.....	107
VII-3.2 Estimation du cout du réseau de distribution	108
VII-3.3 Estimation du cout du réservoir :	109
VII-3.4 Estimation du cout du diagnostic de les deux station de pompage :.....	109
VII-3.5 Devis du réseau d'irrigation par aspersion et localisé :.....	110
VII-3.6 Devis estimatif et quantitatif des vannes (fourniture, transport et pose) :	111
VII-3.7 Devis estimatif de projet :	112
VII-4 CONCLUSION	112

CHAPITE VIII AMENAGEMENT CONEXES ET CHRONOGRAMME DES TRAVEAUX

VIII-1: INTRODUCTION	
VIII-2--LESAMENAGEMENTSCONNEXES	113
VIII-2-1ACCES	113
VIII-2-2PISTES	113
VIII-2-3BRISES VENT	114
VIII-3 EXPLOITATION ETCHRONOLOGIE DE REALISATION	114
VIII-3-1 GESTION ET EXPLOITATION DU SYSTEME D'IRRIGATION	114
VIII-3-2 CHRONOLOGIE D'EXECUTION DES TRAVAUX	115
VIII4 -Conclusion	117
COLONCLUSION GENERALE	118

INTRODUCTION GENERALE

Dès les premiers civilisations l'homme assure sa substance après la découverte de l'agriculture et par conséquent le nombre d'habitant dans la même population à augmenter d'où une nécessité d'assuré plus la nourriture, et la intervient l'irrigation et depuis cette époque la science de l'irrigation évolue jour après jour pour le but d'assurée des besoins pour la population soit directe (fruits & légumes)ou indirectement (fourragère pour les bétails)

Et les autorités Algérienne a but atteindre un autosuffisance locale des (céréale et fourragère)

Dans ce cadre notre projet a but réhabilitées un périmètre qui s'arrête de fonctionner depuis 1996 a fin de permettre au agriculteur de commencer l'activité principale dans cette région c'est l'agriculture.et le bétail.

On' a commencer par le premier chapitre : ou on fait une étude climatique ,puis on passe dans le deuxième chapitre qui est une étude pédologique pour la classer le sol et le troisième chapitre consiste a classé les eau de notre nappe et déterminée les quantités de pluie annuelle et dans le chapitre suivant on 'a calculer les besoins des différents culture envisagé et déterminé le débits spécifiques et dans le chapitre calcule hydraulique on' a déterminées pour chaque tronçon le type du conduite et leur diamètre et différents accessoires ensuite on a verefier est-ce-que le réservoir est suffisant après on'a dimensionnée la station de pompage et à la fin on termine par une étude de rentabilité technico-économique pour le projet d'une durée de vie de 50 ans (durée de vie de PRV)

I-1 Introduction**I-2 PRESENTATION de la zone d'étude****I-2-1 CHOIX DU PERIMETRE D'ETUDE****I-2-2 ACCES AU PERIMETRE****I-2-3 HYDROGRAPHIE****I-2-4 GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE****I-3 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE****I-3-1 CARACTERISTIQUES DE LA STATION METEOROLOGIQUE****I-3-1-1 TEMPERATURE****I-3-1-2 L'HUMIDITE DE L'AIR****I-3-1-3 LE VENT****I-3-1-4 LE SIROCCO****I-3-1-5 INSOLATION****I-3-1-6 GELEE BLANCHE****I-3-1-7 LA GRELE ET NEIGE****I-3-1-8 PLUVIOMETRIE****I-3-2 CLASSIFICATION DU CLIMAT****I-4 Conclusion**

I-1 INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à une présentation bien détaillée de notre zone d'étude, du point de vue situation géographique, caractéristiques climatiques, et socio-économique, afin de déterminer les différents paramètres qui nous permettront de caractériser la zone d'étude et qui nous aident à connaître la nature du climat de la zone d'étude, ce qui est indispensable dans une étude d'irrigation, puisque c'est la base du calcul des besoins en eaux d'irrigation.

I-2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le périmètre hydro-agricole de Daitt zractest situé dans la région Sud-Ouest de l'Algérie, dans les hauts plateaux du SAIDA, à environ 56km à l'est de la ville de SAIDA.

La ville de SAIDA se trouve à 350 km au Sud-Ouest de la wilaya d'Alger, dans la région du plateau du de AIN SKHOUNA, ce dernier est limité par:

- Au Nord : les frontières de la wilaya de Tiaret
 - Au sud: les plaines de la commune de Ain Skhouna .
 - A l'Ouest: la route nationale N°92.
 - A l'Est : les frontières de la wilaya de Tiaret et la route nationale N° 90
- ✓ Le périmètre est compris entre les trois points
A=34°38'33, 40''N /0°45'24, 89''E
B=34°35'31, 80''N /0°46'31, 80''E
C=34° 36'15,13''N /0° 40'55.97''E
- ✓ La superficie totale du périmètre est de 1000à 1200 ha.

I-2-1 CHOIX DU PERIMETRE D'ETUDE

Le périmètre à équiper est une vaste plaine, située à environ 70 Km au Sud Est de Saïda et à 13 Km au Nord d'Aïn Skhouna. Le secteur a déjà fait l'objet d'un aménagement au début des années 80, qui a fonctionné jusqu'en 1996.

Le périmètre équipé représentait alors de 1000 à 1200 ha, et les raisons de l'arrêt de son exploitation sont essentiellement liées à un déséquilibre financier d'exploitation, lui-même causé par un coût énergétique trop élevé, des pannes trop nombreuses, et un mauvais recouvrement des taxes d'usage.

Afin de ne pas répéter les erreurs du passé, le présent travaille a été précédé par des études préalables dont l'un des objectifs était de définir l'ensemble des paramètres de conception de l'aménagement permettant d'aboutir à des coûts d'exploitation compatibles avec le tarif de l'eau d'irrigation et avec les moyens des futurs irrigants.

I-2-2 ACCES AU PERIMETRE

L'accessibilité à la zone de l'étude à partir de la commune de ain skhouna se fait à travers la route nationale RN N°94 et la route nationale RN N°40 passe à 7.2 km du site du la retenue et traverse de Ouest de la zone d'étude et d'une multitude de routes et de pistes surtout les remblais de



FIGURE I- 1 Les accès pour le périmètre.

la conduite d'amenée et la conduite de distribution principale.

I-2-3 HYDROGRAPHIE

Le réseau hydrographique de la région se caractérise par un tracé bien individualisé et un écoulement assez concentré donnant naissance à un lit d'oued bien dessiné se manifestant sous forme d'une grande vallée alluviale asymétrique. Sa structure est assez dense dans son tronçon amont, représenté par un grand nombre d'oueds à écoulement intermittent, alors qu'en aval elle devient assez lâche.

Le périmètre de notre étude est une cuvette qui est alimenté par plusieurs oueds saisonniers Qui sont barrée par des multitudes des seuils pour empêcher les inondations et destruction de l'agriculture



FIGURE I- 2 Localisation des seuils au tour de périmètre.

Et le périmètre est équipée par un système de drainage pour évacuer les excès d'eau dans le sol et le stocké dans la retenue principale pour réutilisée à nouveau

I-2-4 GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE

La chotte de chergui qui est le plus grand et le plus élevé des chottes des hautes plaines d'Algérie occupe l'axe et flan septentrional d'une grande cuvette synclinale jurasico-cretacé dans laquelle s'est déposée au cours de 1ere de Moi-pliocène une épaisseur important de dépôt semi perméable. Sa géologie connue grâce aux études réaliser se compose stratigraphiquement des couches de terrain du plus ancienne au plus récente de la manière suivante :

TRIAS

Venues diapyrs d'argile et de marne avec gypse et gemme

JURASSIQUE

Lias : formé de calcaire noirs au gris de calcaire claires massifs et marno-calcaire gris noirs avec des niveaux argileux sa puissance est d'environ 1000 m.

DOGGER

Bajo Bathonian et aaleno-Bathonien

Reposent sur les calcaire marneux de lias supérieur le bajo et l'aeléno-Bathonien qui représentent presque les mêmes caractéristiques sont difficiles a différencier ils ont chacun une puissance d'environ 200m et sont représentée par des dolomies massives souvent cristallines constituent leur faciès classique

A leur base comprennent quelques niveaux calcaires lenticulaires tandis que le sommet des dolomies passe littéralement a des dolomies a silex est des calcaires a silex

MALM

- ***Callovo-oxfordien***

Ce groupe d'étage qui est constituer par des argiles compacte parfois légèrement sableuse de grée de calcaires dolomies et d'argile a passées gréseuses a une épaisseur d'environ 400 m

- ***lusatanien***

Épais d'à peu près 400m il est représentée par des grés intercalée de lits argilo-marneux et d'argile schisteuse avec gréseuses a tracés végétales

- ***Kimméridgien Portlandien***

Le Kimméridgien Constituer de dolomies de l'épaisseur de 100 m est surmontée par des calcaires blancs d'une puissance de 50m reprenant le portlandien qui termine ainsi la série des dépôts jurassique.

CRETACE INFERIEUR

- ***Nécomien***

Faisant suite au jurassique supérieur celui-ci est représenté par des marnes et des calcaires sur environ 500 m.

- ***Hautirivien***

Constitué par environ 300 m de marnes de marmo-calcaires en petit bancs de calcaires marneux d'argiles a gypses de grées et d'argiles

- ***Barrémien***

Il est formé par des marnes versicolores intercalées de gros banc de gypses stratifiés et de grés sa puissance atteint 300m

- ***Aptien***

Il est représenté par a peu près 150 m de calcaires en gros bancs séparés par des intercalation de marmo-calcaires.

CRETACE SUPERIEUR

- *Cénomanién*

Représenté par des alternances d'argiles rouges jaunes et vertes et de marnes très souvent chargées de gypse Sa puissance est environ 150 m

- *Touronien*

Constitué par un 150a 200 m de calcaires en gros bans dolomitiques souvent chargées de silex

- *Sinonien*

Il est représenté par des calcaires a pates fines transgressives reposant le plus souvent sur l'ensemble grés-marneux de call vo lusitanien et parfois sur l'aaléno-bathonien.

TERTIAIR CONTINETALE

Les sédiments d'âges tertiaire appartenant au Nummulitique et MOI-Pliocène remplissant la dépression du bassin du chott chergui ont une puissance de plusieurs centaines de mètres Au sondage H7 la base de ces dépôts n'a pu être atteint après 650 m de forage.

I-3 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

L'étude du climat, est une étape primordiale dans les projets hydro-agricoles, puisqu'elle permet de quantifier les paramètres intervenant dans le choix des cultures et le dimensionnement des réseaux d'irrigation.

I-3-1 CARACTERISTIQUES DE LA STATION METEOROLOGIQUE

Les données climatiques nous ont été fournies par l'office National Météorologique, nous avons aussi utilisé les données de les trois stations pluviométriques de Ain skhouna et AIN Kramés et oued el Aoedj gérée par l'ANRH, et ayant comme code sur la carte des station de L'ANRH , ses coordonnées sont détaillées comme suit :

Tableau I- 1 Caractéristiques géographiques de la station de AIN SKHOUNA

Station	Latitude (x)	Longitude(y)	Z	Code
AINSKHOUNA	34°01' N	00°51' E	1 000	81901
MAAMORA	34°23' N	00°30' E	1 148	8606
AIN SEFRA	32°45' N	00°36' O	1 072	8701
AIN KRAMES	354.65	180.3	1 118	13207

Source ONM

I-3-1-1 TEMPERATURE

La température est un facteur climatique très important qui joue un rôle dans les projets d'irrigation, car elle conditionne l'évapotranspiration des cultures, et donc le développement des

plantes. Les températures moyennes mensuelles de la zone d'étude sont données par le tableau ci-dessous :

Les valeurs des températures mensuelles présentées dans le tableau ci-dessous montrent comment le caractère continental du climat apparaît en passant de la côte à la région du périmètre irrigué : les températures hivernales sont plus froides et les températures estivales sont nettement plus chaudes.

Les températures à Rebahia et à Aïn Sefra sont similaires à notre zone d'études AIN SKHOUNA

Tableau I- 2 Les températures max et min

	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece
moy max	10.60	11.90	13.33	17.67	21.90	26.33	29.23	30.07	24.43	21.30	15.37	12.37
moy min	6.17	4.90	9.43	11.63	15.03	21.10	26.07	26.43	20.93	16.50	9.87	7.13
moy moy	8.59	8.82	11.55	14.97	18.62	23.01	27.95	27.74	22.93	18.94	12.78	9.45

Source ONM

M températures moyenne des maximale $M = 27.95 \text{ }^\circ\text{C}$

m température moyenne des minimale $m = 8.59 \text{ }^\circ\text{C}$

Avec :

- T_{\min}° : Moyenne de tous les minima observés pour chaque mois.
- T_{\max}° : Moyenne de tous les maxima observés pour chaque mois.
- T_{moy}° : Moyenne mensuelle.

D'après le tableau précédent, on remarque que les mois les plus chauds sont les mois de juin et juillet et Aout et septembre, avec une moyenne de max 27.95°C , tandis que la période froide correspond aux mois de Décembre, janvier et Février, avec une moyenne des min de $8.59 \text{ }^\circ\text{C}$.

I-3-1-2 L'HUMIDITE DE L'AIR

L'humidité relative ou l'état hygrométrique de l'air (exprimé en %) est le rapport de la tension de vapeur d'eau à sa tension maximale. Elle est mesuré à l'aide d'un hygromètre ou avec un psychromètre.

Tableau I- 3 Variation de l'humidité relative de l'air

Stations	Statistiques	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece
SAIDA	Max	83.0	80.0	77.0	78.0	70.0	56.0	52.0	53.0	72.0	74.0	76.0	81.0
SAIDA	Min	62.0	68.0	63.0	53.0	49.0	45.0	35.0	32.0	49.0	54.0	58.0	61.0
SAIDA	Moy	74.4	74.1	69.5	65.8	59.6	50.6	40.7	44.9	58.6	62.7	71.3	74.2

Source ONM

L'humidité est presque constante durant l'année a 70% sauf les mois chaud elle diminue à cause de diminution des eaux de surface

I-3-1-3 LE VENT

Le vent est l'un des composantes du climat, il influe directement sur le rendement végétatif par l'augmentation ou la diminution de l'évapotranspiration du couvert végétal.

La vitesse du vent est mesurée par l'anémomètre (Km/h) ou (m/s), et sa direction est indiquée par la girouette.

Tableau I- 4 Données des vitesses du vent de la zone d'étude

Stations	Statistiques	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nov	Dece
SAIDA	Max	13.6	17.0	16.0	14.3	14.4	13.6	14.5	16.0	15.7	13.7	14.0	14.5
SAIDA	Min	7.1	9.7	8.4	7.7	7.6	8.4	7.9	8.8	8.5	7.8	6.7	6.4
SAIDA	Moy	10.7	12.1	11.8	11.8	11.4	11.8	12.4	12.9	12.1	11.3	11.3	10.4

Source ONM

La vitesse moyenne du vent présente une petite variation pendant toute l'année, en oscillant entre une valeur minimale en mois de décembre, de l'ordre de 6.4 m/s et une valeur maximale de 17 m/s environ en mois de février

I-3-1-4 LE SIROCCO

La région du périmètre irrigué est fortement exposée au sirocco .Le nombre de jours de Sirocco est présenté dans le tableau suivant :

Tableau I- 5 Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de sirocco

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Année
N.jours	0.1	0.2	0.3	0.9	1.9	1.8	3.5	3.8	0.9	0.5	0.1	0.0	14

Source ONM

Les mois de juillet et août sont ceux où le sirocco est le plus représentatif, avec une moyenne annuelle de 14 jours pendant l'année à AIN SKHOUNA

I-3-1-5 INSOLATION

L'insolation dépend de la latitude, du mois de l'année, de l'exposition solaire et de la nébulosité, ce qui explique les variations des valeurs d'un site à l'autre.

Tableau I- 6 Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Année
Insolation heure/j	5.6	7.1	7.4	8.5	9.3	10.9	11.2	9.9	8.8	7.5	6.2	5.5	97.9

Source ONM

La moyenne annuelle d'insolation est estimée à 8,5 heures par jour avec un pique au mois de juillet où sont enregistrés 11,2 h par jour et une valeur minimale pendant le mois de décembre (5.5 h par jour).

I-3-1-6 GELEE BLANCHE

La gelée blanche est nuisible pour les cultures et peut causer des dégâts mécaniques et biochimiques vis à vis des rendements agricoles. Les valeurs moyennes des gelées sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau I- 7 Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Nombre de Jours	10.6	9.5	4.7	2,3	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1,8	8.8	37.9

Source ONM

Dans la région de AIN SKHOUNA, les mois les plus froids sont ceux qui présentent une occurrence plus grande de gelée, avec en moyenne de 8,8 jours en décembre, et 10,6 jours en janvier.

I-3-1-7 LA GRELE ET NEIGE

Le tableau suivant présente les valeurs moyennes de jours avec l'occurrence de grêle dans les stations de SAIDA et AIN SKHOUNA

Tableau I- 8 Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée.

Mois (jours)	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Moy j/mois	1.1	1.6	1.3	0.8	0.1	0.2	0.2	0.1	0.3	0.0	0.4	1.1	7.2

Source ONM

I-3-1-8 PLUVIOMETRIE

La connaissance de la pluviométrie et sa répartition à l'échelle annuelle est une donnée essentielle pour un projet d'irrigation, puisqu'elle permet de connaître le régime pluviométrique. Ce dernier a une influence directe sur le dimensionnement du réseau d'irrigation et sur le calendrier des arrosages. La répartition mensuelle des pluies est donnée par le tableau suivant :

Tableau I- 9 Pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1985-2006)

Aïn Skhouna	sept	oct	Nov	Dec	janv	Fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
p moy	14.28	24.28	15.79	12.42	15.06	14.12	16.14	20.02	20.2	11.03	4.663	5.546	173.5

Source ONM

La zone d'étude reçoit une pluviométrie moyenne annuelle de 173.5 mm environ (valeur enregistrée dans la station climatologique (081901) d'AIN SKHOUNA pendant la période (1968-2013). Les valeurs moyennes maximales de précipitations sont observées au mois d'octobre et les valeurs minimales en juillet.

I-3-2 CLASSIFICATION DU CLIMAT

Pour la classification du climat, on utilise généralement les paramètres agro-météorologiques, qui reposent sur la température et la pluviométrie de la zone.

I-3-2-1 INDICE DE MARTONNE

L'indice d'aridité de Martonne est un paramètre qui permet la classification du climat en fonction d'un rapport de température sur la pluviométrie annuelle, cet indice nous renseigne sur la nécessité d'introduction de l'irrigation par rapport au climat :

$$I_A = \frac{P}{T + 10}$$

Avec : I_A : indice climatique.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

T : température moyenne annuelle (°C).

Tableau I- 10 Classification du climat selon De Martonne

Valeurs de I	Type de climat	Irrigation
$I < 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I < 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I < 20$	Sec	Souvent Indispensable
$20 < I < 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I > 30$	Humide	Inutile

Dans notre cas, nous avons :

$$Q = \frac{173.5}{16.72 + 10} = 6.49$$

$I_A = 6.49$, donc : $5 < I_A \leq 10$

D'où notre climat est très sec, on conclue que l'irrigation est souvent indispensable.

I-3-2-2 CLASSIFICATION DU CLIMAT SELON LE DIAGRAMME D'EMBERGER

Le quotient pluviométrique d'Emberger s'exprime par la formule suivante

$$Q = \frac{1000 \cdot p}{\frac{M+m}{2} \cdot (M - m)} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot p}{M^2 - m^2}$$

Avec :

Q : coefficient pluviométrique d'Emberger.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

M : moyenne des températures maximales (Kelvin). =303.07 M²= 91851.42

m : moyenne des températures minimales (Kelvin). =277.9 =m² = 77228.41

Pour : P=173 ; M= 30.07°C et m =4.90°C

D' où →Q =23.66

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (voir Figure [I-3]), on peut dire que le climat de notre région est un climat aride , Sous l'étage : hiver tempéré.

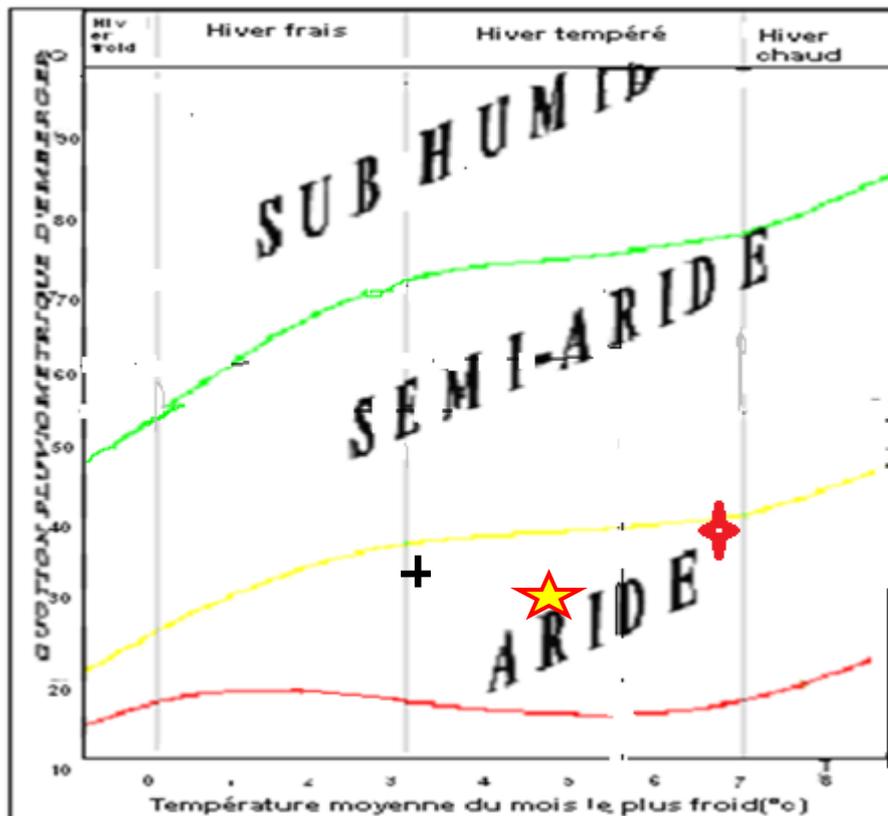


FIGURE I- 3 Diagramme bioclimatique d'Emberger

I-3-2-3 CLASSIFICATION DU CLIMAT SELON L'INDICE DE BAGNOULS ET GAUSSEN

Dans cet indice, on considère qu'un mois est sec quand le cumul des précipitations exprimées en millimètre est inférieur au double de la température, c'est-à-dire quand le rapport $P/T < 2$, ce diagramme ombrothermique permet la détermination de la période sèche.

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

Dans le tableau ci dessus les mesures de la pluies et température moyennes

Tableau I- 11 températures moyennes et températures moyennes

Aïn Skhouna	Sept	oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	Juil	Aout
p moy /moi (mm)	14	24	16	12	15	14	16	20	20	11	5	6
T moy/mois °C	6	8	11	16	19	24	28	27	23	17	11	7

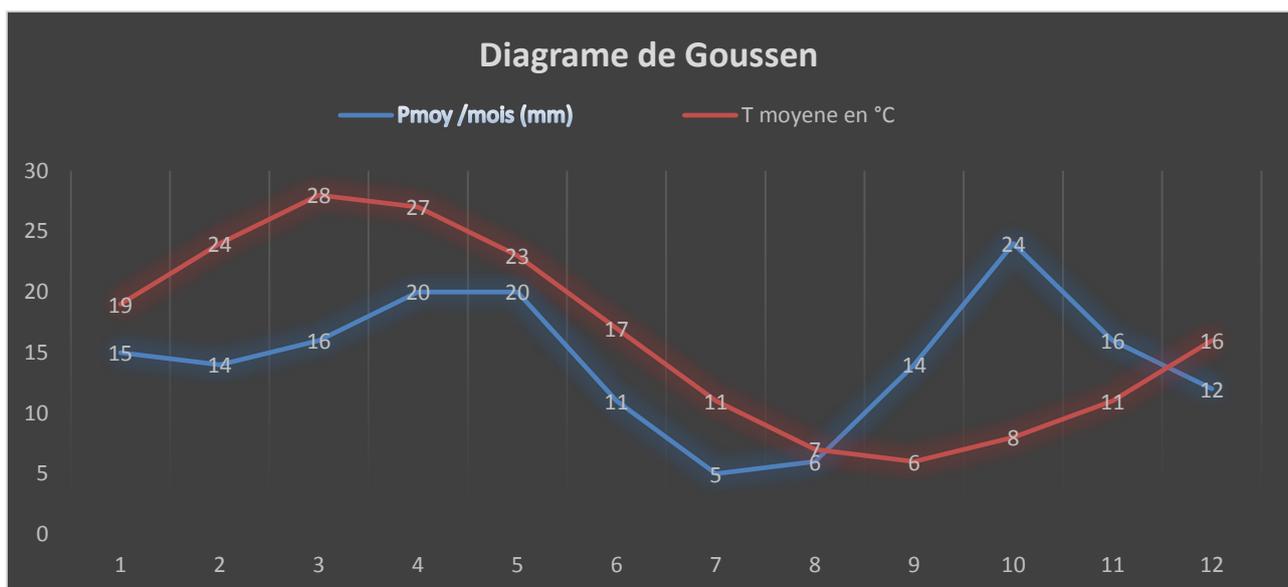


FIGURE I- 4 Climogramme de Gausson

D'après le graphe I-4, on voit que la période sèche s'étale du mois de **Décembre**, jusqu'au mois de **Aout**.

Dans ce chapitre nous avons traité les principaux données nous aiderons à connaître. Les paramètres climatiques et agro-météorologiques développés dans ce chapitre indiquent que la zone d'étude est relativement Aride.

L'introduction de l'irrigation est donc indispensable pour un développement des cultures et une intensification de l'agriculture.

I-4 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons traité les principaux données nous aiderons à connaître. Les paramètres climatiques et agro-météorologiques développés dans ce chapitre indiquent que la zone d'étude est relativement Aride.

L'introduction de l'irrigation est donc indispensable pour un développement des cultures et une intensification de l'agriculture.

EDOLOGIQUE ET SOCIO-ECONOMIQUE**II-1 INTRODUCTION****II-2 ETUDES DE LA RESSOURCE SOL****II-2-1 CARTE DES SOLS****II-2-2 CARTE DES APTITUDES DES ILOTS PARCELLAIRES****II-2-2-1 RECUEIL ET ANALYSE DES DOCUMENTS EXISTANTS****II-2-2-2 CAMPAGNE DE TERRAIN****II-2-2-3 SYNTHESE DES DONNEES****II-2-3 CONCLUSION****II-3 ANALYSE DE LA SITUATION AGRO SOCIO ECONOMIQUE****II-3-1 ETUDE ANTERIEURE REALISEE PAR LA DSA EN 2005****II-3-2 LISTE DES IRRIGANTS COMMUNIQUEE PAR L'OPI (OFFICE DU PERIMETRE D'IRRIGATION DE LA PLAINE D'AÏN SKHOUNA)****II-3-3 ETAT ACTUEL DU PERIMETRE****II-3-3-1 Résidence des agriculteurs****II-3-3-2 Occupation du périmètre****II-3-4 RELANCE DU PERIMETRE****II-3-5 AVANT L'ARRET DU PERIMETRE****II-3-6 REDEVANCE ET FONCTIONNEMENT DU PERIMETRE****II-4 CONCLUSION**

II-1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va traiter tous les données de notes sols et analyser tous les essais effectués en laboratoire et le but final est d'avoir une carte d'aptitude culturelle bien détaillée de notre périmètre.

II-2 ETUDES DE LA RESSOURCE SOL

L'objectif principal de cette mission est de délimiter les sols aptes à recevoir une agriculture irriguée. Elle est basée sur une analyse critique des informations cartographiques existantes suivie d'une évaluation sur le terrain de l'évolution subie par les différents sols du périmètre depuis l'élaboration de ces documents.

L'étude de la ressource en sol est conduite en trois phases par l'ONID : ou ANRH ou APD (avant-projet détaillé)

- Phase 1 : recueil, analyse et synthèse des documents existants
- Phase 2 : campagne de terrain : vérification des documents cartographiques, échantillonnage pour analyses physico-chimiques, mesures hydrodynamiques
- Phase 3 : synthèse des analyses et des mesures.

II-2-1 CARTE DES SOLS

L'élaboration du périmètre irrigué d'Aïn Skrouna a été précédée d'une campagne de levés pédologiques réalisées en 1967 par une équipe soviétique. Ce document n'a pas été retrouvé mais une synthèse aurait été réalisée par l'ONID en 1970 ; cette synthèse est citée et décrite

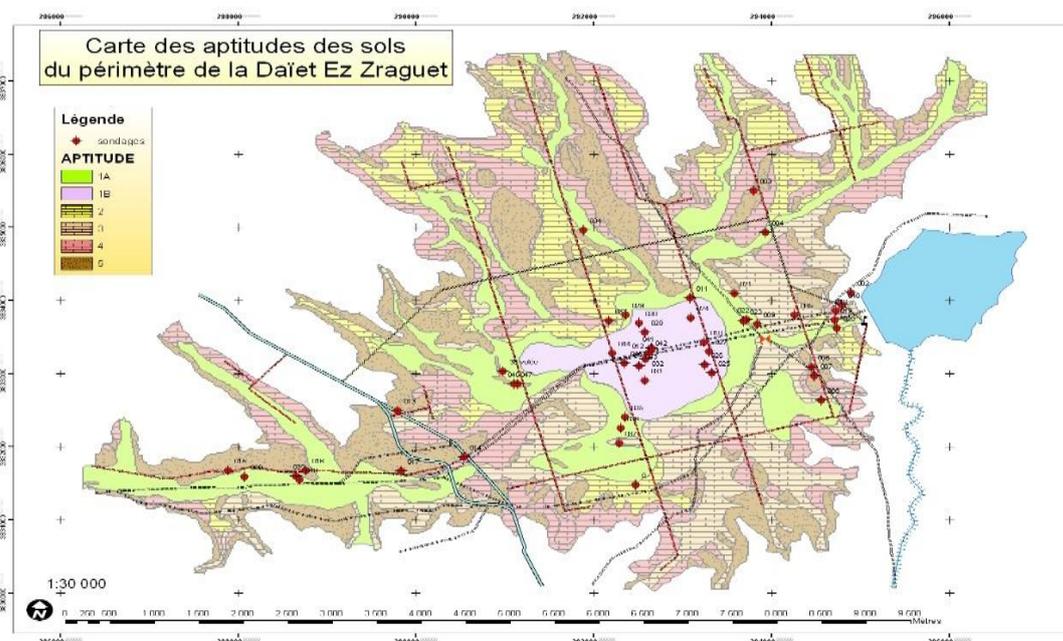


FIGURE II- 1 Carte des aptitudes des sols de périmètre de AIET EZ ZRAGUET

dans un rapport d'APD¹ qui s'accompagne d'une carte au 1/5.000 (non identifiée), ainsi que d'une carte des aptitudes de sol au 1/30.000

Les modalités d'élaboration de la carte initiale de 1967 ne sont pas connues, de même que celles de la synthèse présentée dans le dossier APD.

La carte d'aptitude des sols définit 6 catégories

- **Sols de la catégorie Ia** : il s'agit des sols « profonds, de texture moyenne argilo-sableuse, avec une structure et une porosité de surface relativement bonnes » ; ces sols se localisent dans les « couloirs colluviaux-éluviaux ».
- **Sols de la catégorie Ib** : ces sols se distinguent de la catégorie Ia par des caractères vertiques affirmés. Ils sont également localisés dans les couloirs colluviaux-éluviaux, plus précisément en position de fond de dépression.
- **Sols de la catégorie II** : cette catégorie regrouperait les types de sol 3 et 4, selon l'étude de 1967 ; un encroûtement calcaire à profondeur moyenne, 30 à 50cm, en distingue les sols de ceux de la catégorie Ia.
- **Sols de la catégorie III** : cette catégorie devrait comprendre les sols sur encroûtement calcaire à profondeur similaire de ceux de la catégorie II, mais les encroûtements surmontent ici des horizons tuffeux qui conduisent à définir cette classe supplémentaire. Toutefois, le rapport mentionne qu'ont également été incluses dans cette catégorie des unités de sol variées appartenant par aux types I ou II.
- **Sols de la catégorie IV** : elle regroupe des sols superficiels (15 à 30cm) sur encroûtement calcaire, c'est à dire les sols de type 6 et 11 selon l'étude de 1967.
- **Sols de la catégorie V** : cette catégorie regroupe les sols squelettiques.

1.3.1 - FIABILITE DE LA CARTE DES SOLS

Les observations de terrain montrent que la carte d'aptitude des sols disponible dans les rapports peut être traduite en carte des sols ; en effet, les types de sol regroupés au sein de chacune des classes d'aptitude présentent globalement assez peu de variation les uns par rapport aux autres, sauf dans le cas de deux secteurs qui seront décrits ci-après. Un type de sol original a été observé de façon très localisée au sein de la classe d'aptitude Ib ; l'étendue spatiale de ce sol étant très restreinte (une centaine de m²), il n'a pas été créé d'unité particulière.

II-2-2 CARTE DES APTITUDES DES ILOTS PARCELLAIRES

Une carte des aptitudes des îlots parcellaires a été dressée au 1/5000. Cette carte reprend la classification établie pour la carte des aptitudes de sol et présente donc 6 classes d'îlots

parcellaires. Chaque îlot peut recouvrir des sols appartenant à plusieurs classes, donc d'aptitudes diverses.

Le tableau ci-dessous regroupe les superficies de chacune des classes d'aptitude concernant soit les sols, soit les îlots parcellaires. La superficie totale couverte par la carte (mesurée après digitalisation des unités) est d'environ 3745 ha.

Tableau II- 1 Superficie des différentes classes d'aptitude de sols

Classe d'aptitude (sols ou îlots parcellaires)	Nombre d'unités délimitées	Superficie (sols, en ha) mesurée
Ia	4	200
Ib	1	210
II	10	180
III	6	145
IV	8	220
V	/	110

Rapport de l'étude faites par les soviats en 1962

1.3.2 - CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DES SOLS

II-2-2-1 RECUEIL ET ANALYSE DES DOCUMENTS EXISTANTS

II-2-2-2 CAMPAGNE DE TERRAIN

Les objectifs de la campagne de terrain sont :

- De décrire et d'analyser les sols inclus dans chaque unité d'aptitude
- De contrôler la carte existante, tant au niveau des limites que du contenu des unités
- D'échantillonner les différents types de sol afin de caractériser l'état physico-chimique initial avant remise en fonctionnement du périmètre
- De produire de nouvelles valeurs de perméabilité

Les paramètres analysés sur les échantillons de terre sont : granulométrie 5 fractions, CE (extrait pâte saturée), pH, Ntotal, {P, K, Mg, Ca, Na} échangeables.

Calcul du **SAR** et de **ESP**

II-2-2-3 SYNTHÈSE DES DONNÉES

Une nouvelle carte est alors proposée, intégrant ces modifications

II-2-2-3-1 Caractéristiques physiques communes des sols cultivés

Tous les sols des parcelles cultivées observés présentent globalement un horizon de surface de 10 cm d'épaisseur de structure très fine, de porosité très développée, surmontant un horizon tassé, de structure massive, d'environ 10 à 15cm d'épaisseur. La rupture de perméabilité entre les deux horizons est très nette et s'effectue en moins de 1cm d'épaisseur. L'exploration racinaire est limitée à l'horizon de surface, comme le montrent les profils ouverts dans les parcelles ensemencées. Cette caractéristique n'est pas notée dans le rapport de 1980 ; elle semblerait liée aux itinéraires culturaux adoptés dans le périmètre, qui aboutissent à la création d'une semelle de labours : cette conclusion est d'autant plus motivée que cette semelle de labours n'a pas été observée dans les sols de la classe *Ib (vertique)* situés au sud de la cuvette centrale.

II-2-2-3-2 Caractéristiques physico-chimiques des horizons de surface

Les analyses réalisées sur les 22 horizons de surface de sols présentent les caractéristiques suivantes

- des pH tous supérieurs à 7.1, mais inférieurs à 8.0, avec des teneurs en carbonates totaux et calcaire actif variables selon le site échantillonné (effervescence forte à HCl dès la surface) ;
 - Des teneurs en carbone faibles à très faibles ;
 - Des teneurs en azote total également faibles à très faibles ;

Les sols du périmètre présentent donc un déficit en matières organiques et le stock d'azote minéralisable est faible. Il est probable qu'en corollaire l'activité biologique de ces sols soit également réduite;

- **La CEC** est élevée, ce qui est logique compte-tenues des teneurs également élevées en argile
- **Le rapport S/T** est supérieur à 80, sauf pour de rares exceptions, c'est à dire que complexe absorbant est sub-saturé à saturé, ici par le calcium.
- **La teneur en K⁺ échangeable** est faible à moyenne, ce qui pourrait représenter un autre facteur limitant pour certaines cultures.
- **La teneur en P₂O₅ assimilable** est faible à très faible, insuffisante pour la plupart des cultures, notamment pour une bonne induction de la croissance racinaire après la germination ; il s'agit là encore d'un probable facteur limitant.

Les résultats d'analyse ne montrent pas de caractère halomorphe accusé. Les seuils couramment admis en matière d'halomorphie ont été regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.2 : seuils de stress estimés pour la plupart des cultures en fonction des paramètres S.A.R., E.S.P. (obtenu par la formule $ESP = [Na^+] \times 100 / CEC$) et C.E. (mS/cm)

Tableau II- 2 Seuils de stresse

	Stress estimé			
	Faible	moyen	fort	Extrême
SAR	4	04-08	08-12	12
ESP	<15	>15	>15	>15
CE (mS/cm)	<2	02-4	04-8	>8

Les résultats montrent tous que :

- les conductivités électriques ne dépassent pas 2.2 mS/cm.
- le SAR est inférieur à 0.62.
- l'ESP est inférieure à 8.3.

II-2-2-3-3 Caractéristiques hydrodynamiques des sols

Les caractéristiques hydrodynamiques de quelques sols ont été déterminées grâce à la réalisation de mesures de perméabilité selon la méthode Müntz à double anneaux, puis les valeurs ont été comparées à celles obtenues lors de l'étude antérieure du périmètre. Les dispositifs ont été implantés à la profondeur de 10cm à 15cm dans les sols suivants : *Ib*, *Ib(vertique)*, *Ia*, *Ia(SI)*.

Tableau II- 3 Vitesses d'infiltration en mm/h

Classe d'aptitude du sol	Profondeur (cm)	Mesures 1980		Mesures 2007
		max	Min	
Ia	10-15	200	35	140-180
Ia	60	52	20	
Ia(SI)	10-15	/	/	60-70
Ib	10-15	60	15	50
Ib	55	35	2	/
Ib(vertique)	10-15	/	/	30
II	10-15	50	10	30
II	45-60	50	0	40
III	10-15	80	60	70

Les valeurs de vitesse d'infiltration obtenues lors de cette campagne de mesures sont légèrement supérieures à celles mentionnées dans le rapport de 1980 (protocole non décrit), tout en restant néanmoins comprises dans l'ordre de grandeur. Ces vitesses sont cohérentes par rapport aux observations de porosité et de structure des sols :

Les résultats expérimentale obtenu voir (**annexe A**)

-donc la carte pédologique est obtenue comme celle-ci

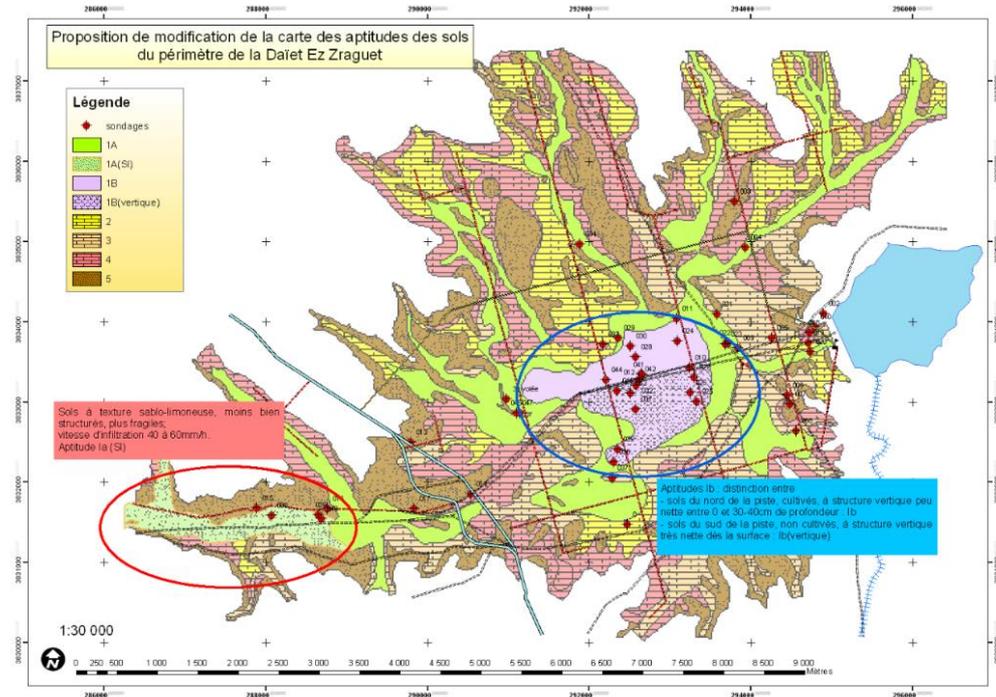


FIGURE II- 2 Carte des aptitudes des sols

II-2-3 CONCLUSION

après tous les différents analyses et synthèses des données cumulées, on a constaté que

1. Le CEC est un peu élevé et la teneur en k^+ échangeable est très faible
2. La teneur en P_2O_5 est très faible
3. On a $CEC < 2.2$ ms/cm
4. Le $SAR < 0.62$
5. L'ESP < 8.3

Les profondeurs de sol sont acceptables dans le pire des cas, on a une profondeur de 40 cm

Il est culturel par des fourragères

II-3 ANALYSE DE LA SITUATION AGRO SOCIO ECONOMIQUE

Les études préliminaires agro socio-économiques ont cherché à répondre à deux séries de questions :

1. Quelle est la situation actuelle du périmètre ? Quelle est la position des agriculteurs par rapport à un possible relance du périmètre d'irrigation ?
2. Quelles sont les cultures les plus adaptées au contexte local ? Quels sont les besoins en eau d'irrigation de ces cultures ?

II-3-1 ETUDE ANTERIEURE REALISEE PAR LA DSA EN 2005

Le service des Statistiques et des Comptes Economiques Agricoles de la Direction des Services Agricoles (DSA) de la Wilaya de Saïda a effectué en 2005 une enquête sur l'état et la répartition des exploitants du périmètre de Daïet Zraguet. On peut notamment remarquer que :

- la DSA a recensé 506 exploitants plus une Ferme pilote sur le périmètre de Daïet Zraguet ;
- il existe 2 statuts par rapport au foncier : celui d'agriculteurs dotés « d'actes » et celui d'agriculteurs dotés « d'arrêtés ».

La DSA a par ailleurs fourni un fichier des 122 noms d'attributaires dotés d'actes administratifs, avec les numéros et dates de ces actes. Sur la liste des 122 noms fournie par la DSA figurent pour chaque agriculteur, outre son numéro de borne et la surface attribuée (4.23 ou 8.46 ha), un numéro d'arrêté pris au cours de l'année 1985, plus un numéro d'acte administratif daté de l'année 1992. Un agriculteur avec acte possède donc 2 documents, un arrêté plus un acte.

II-3-2 LISTE DES IRRIGANTS COMMUNIQUEE PAR L'OPI (OFFICE DU PERIMETRE D'IRRIGATION DE LA PLAINE D'AÏN SKHOUNA)

L'OPI a fourni une liste de 507 agriculteurs (y compris la Ferme Pilote), répartis selon 13 antennes.

L'ONID a récupéré **208 fiches**, ce qui signifie que pratiquement tous les agriculteurs ont été enquêtés. L'enquête s'est ainsi transformée en **recensement**.

Ces 447 fiches représentent une surface de **1100 ha**.

D'après l'ONID, sur ces fiches, 180 correspondent à des agriculteurs possédant un acte (dont 85 sont référencés dans le fichier des 122 noms de la DSA) et 86 à des agriculteurs possédant seulement un arrêté.

II-3-3 ETAT ACTUEL DU PERIMETRE

II-3-3-1 Résidence des agriculteurs

Sur les 208 enquêtes, 90 agriculteurs résident à Aïn Skhouna et 57 à Daiet-Zraguet. 64% des agriculteurs sont donc présents sur place.

Si on y ajoute les agriculteurs résidant à Hassasna et à Maamora, on arrive à 80% des agriculteurs présents dans la Daïra de Hassasna, qui est composée des trois communes de El Hassasna, Maamora et Aïn Shkouna (dont fait partie l'agglomération de DayetZraguet).

La grande majorité des agriculteurs sont donc encore présents, soit sur place, soit à proximité du périmètre.

8% des agriculteurs résident à Saïda et 2% à Oran.

II-3-3-2 Occupation du périmètre

Seules 238 enquêtes ont pu être dépouillées actuellement, soit 53% du total. Elles représentent une surface de 1 083 ha.

Pratiquement tous ces agriculteurs cultivent leur terre, et ce dans la majorité des cas, exclusivement avec de l'orge. Quelques-uns cultivent un peu de pomme de terre (environ 8%), un peu de blé tendre ou de blé dur.

29% déclarent avoir un élevage, mais seuls 8% ont cité le nombre de têtes qu'ils possédaient et qui sont essentiellement des ovins.

82% de ces agriculteurs n'ont pas d'autre occupation.

II-3-4 RELANCE DU PERIMETRE

Sur les 208 enquêtes dépouillées, tous les agriculteurs sont intéressés à reprendre l'irrigation avec le même type de matériel qu'avant, c'est-à-dire avec des asperseurs. Deux évoquent un système goutte à goutte.

85% de ces agriculteurs indiquent vouloir irriguer des pommes de terre et 88% des céréales si le périmètre redémarre. Quelques-uns évoquent d'autres types de légumes comme les oignons, les carottes et les tomates. 6% parlent d'implanter des arbres fruitiers.

5% seulement parlent d'irrigation de fourrage (en mentionnant de l'orge ou de l'avoine), mais cependant, quand on le leur demande, 82% sont prêts à suivre un modèle agropastoral et 72% sont prêts à devenir éleveurs, en général à la fois d'ovins et de bovins.

II-3-5 AVANT L'ARRET DU PERIMETRE

Sur les 208 enquêtes dépouillées, tous irriguaient des pommes de terre et des céréales avant l'arrêt du périmètre. 10% irriguaient d'autres types de légumes, notamment de l'oignon et de la carotte.

Tous trouvaient les asperseurs faciles à utiliser. Tous soulignent un problème avec le vent, mais ils sont cependant tous prêts à repartir avec le même type de matériel.

II-3-6 REDEVANCE ET FONCTIONNEMENT DU PERIMETRE

Sur les 208 enquêtes dépouillées, tous sont d'accord pour payer une redevance d'eau sur la base du relevé d'un compteur. Tous sont d'accord avec l'établissement d'un quota d'eau.

Ceux à qui la question a été posée sont d'accord pour irriguer la nuit.

La majorité est d'accord pour fonctionner en Association d'irrigants. Quelques-uns ont répondu non à cette question, mais il s'agit de tous les questionnaires d'un même enquêteur ; on peut se demander alors s'il n'y a pas une incompréhension dans la traduction de la question.

II-4 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a traité tous les données de notes sols et analysées élaborer tous données et le but final on a obtenu une carte d'aptitude culturelle bien détaillée de notre périmètre

III-1 INTRODUCTION

III-2 RESSOURCE HYDRIQUE

III-2-1 EAUX SUPERFICIELLES

III-2-2 EAUX SOUTERRAINES

III.2.2.1. MODELE SOGREAH (1960/63)

III.2.2.2. Modèle ENIT de Tunis

III-3 COMPOSITION CHIMIQUE DE L'EAU D'IRRIGATION

III-3-1 PROBLEME DE SALINITE ET TOXICITE

III-3-1-1 PROBLEME DE SALINITE

III-3-1-2 PROBLEME DE TOXICITE

III-4 CLASSIFICATION DES EAU D'IRRIGATION

III-4-1 CLASSIFICATION MONDIALE (F.A.O)

III-4-2 CLASSIFICATION AMERICAINE

III-4-2-1 POUR LA CONDUCTIVITE ELECTRIQUE C.E

III-4-2-2 POUR LE COEFFICIENT D'ADSORPTION DU SODIUM S.A.R

III-5 ETUDE HYDROLOGIQUE

III-6 CHOIX DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE

III-7 ETUDE DE L'HOMOGENEITE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE

III-8-1 AJUSTEMENT statistique des pluies

III-8-1-1 AJUSTEMENT DES PLUIES ANNUELLES A LA LOI DE GAUSS OU LOI NORMALE

III-8-1-2 AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE (GALTON)

III-8-1-3 TEST DE VALIDITE D'UN AJUSTEMENT

III-8-1-4 DETERMINATION DE L'ANNEE DE CALCUL

III-8 CONCLUSION

III-1 INTRODUCTION

Avant d'entamer une étude d'aménagement hydro-agricole, il faut d'abord localiser et quantifier l'eau nécessaire à l'irrigation pour cela et à travers ce chapitre nous présentons les ressources en eau et leurs qualités.

III-2 RESSOURCE HYDRIQUE

III-2-1 EAUX SUPERFICIELLES

On distingue 08 seuils qui barre des oueds au des oueds secondaires dont les noms varient le long de leurs cours. De nombreux chaabets descendent des source de chotte chergui en bas dans les environs de Ain Seffra .



FIGURE III- 1 Les seuilles de périmètre

Mais ces seuilles jouent le rôle de battre d'eau pour puise s'infiltrer a la nappe percher qui se trouve a dessous de périmètre

III-2-2 EAUX SOUTERRAINES

La ressource en eau principale du Chott Chergui est constituée d'un vaste réservoir multicouche regroupant des formations géologiques allant du Lias au Crétacé supérieur. Au sein de ces formations dont l'épaisseur cumulée peut dépasser 1000 m, trois niveaux carbonatés principaux jouent le rôle de drains d'un certain nombre de formations semi-perméables (à dominante grés-argileuse).

Ces niveaux sont de haut en bas :

1. les « calcaires supérieurs », d'âge turonien, qui affleurent au Nord d'Aïn Skhouna et dans la partie Nord-Est du bassin,
2. les calcaires du jurassique moyen (Dogger et Aalénien), qui affleurent dans les monts de Saïda à l'ONO d'Aïn Skhouna,
3. les calcaires et dolomies du Lias.

Ces trois formations ont pu, à des degrés et des âges divers, se trouver portées à l'affleurement par des phases d'érosion majeure qui ont permis leur caractérisation, d'où découlent, dans les secteurs correspondants, d'excellentes propriétés hydrodynamiques.

L'ensemble des formations secondaires s'est trouvé ensuite, dans l'axe du Chott formant un grand synclinal, recouvert par des argiles tertiaires et quaternaires, formant une couverture imperméable atteignant près de 500 m d'épaisseur en son centre, qui maintient captive la nappe sous-jacente.

Cette imperméabilité d'ensemble de la couverture n'est pas totale et il existe, intercalés dans les argiles, quelques niveaux sableux ou de croûtes calcaires qui peuvent renfermer une nappe phréatique drainée par le Chott. En bordure de celui-ci d'autre part, des hétérogénéités locales ont permis à la nappe profonde en charge de se frayer un chemin vers la surface, créant ainsi les grands exutoires naturels que sont les sources d'Aïn Skhouna (550 l/s lors des premières mesures des années 1945) et, dans une moindre mesure, de Kheiter (120 l/s).

La pression de l'eau au sein de cette nappe captive s'établissait dans les années 1950, dans toute la partie centrale du bassin, aux environs de la cote +992 m, soit environ +7 m au dessus du fond du Chott situé à + 985 m d'altitude.

Même si une certaine recharge de la nappe est possible de façon localisée dans le temps et dans l'espace, il faut considérer que l'essentiel de la ressource provient de la vidange naturelle, aujourd'hui accélérée par les nombreux points de captage, d'un vaste réservoir rempli lors des périodes pluvieuses de l'ère quaternaire.

Pour bien quantifier les quantités d'eau et le rabattement dans les nappes on a effectuée deux simulations (**faite par des bureaux études étrangère et nous sommes prendre leur conclusion**)

III.2.2.1. MODELE SOGREAH (1960/63)

Nous ne possédons que des informations indirectes sur ce modèle, au travers des références qui y sont faites dans le rapport SCET-Coop / CACG de 1970 (Note synthétique sur l'utilisation des Ressources en Eaux Souterraines)

Il s'agit apparemment d'un monocouche, de maille 20 km (direction Sud-Ouest / Nord-Est) x 10 km (direction Nord-Ouest / Sud-Est).

Le calage « en régime permanent naturel » a été obtenu par procédé itératif avec les principaux résultats suivants :

Exutoire principal d'Aïn Skhouna :

- Débit de la source : 550 l/s
 - Autres pertes au travers du toit argileux : - 550 l/s
- 1 100 l/s

Exutoire Nord (secteur de la « chute piézométrique »,

- De Daïet Ez-Zraguet à O. Kherouf amont : - 600 l/s
- Exutoire Sud-Est (rive Sud du Chott, secteur salé) : - 190 l/s
- Total des principales sorties naturelles -1 900 l/s

La valeur totale du débit sortant par l'exutoire d'Aïn Skhouna est jugée correcte qui justifient le chiffre de 550 l/s de pertes au travers du toit argileux de l'aquifère par l'existence connue de tassements dans ce toit.

On notera que si on limite cette zone de pertes ascendantes au tracé de l'iso pièze 992.50 m, on obtient une surface approximative de 200km², ce qui correspondrait à un débit unitaire de 2,75 l/s/km². Si on retient une valeur moyenne de perméabilité $k = 10^{-9}$ pour les argiles du toit, le gradient nécessaire à ce débit doit être de $i = Q / K = 2.75$, et en tous cas supérieur à 1, ce qui semble très élevé. L'estimation du flux ascendant de 550 l/s nous semble être en conséquence surévaluée, à moins que l'on ne l'applique, non plus au secteur d'Aïn Skhouna, mais à une partie beaucoup plus importante du Chott (et que l'on y inclue tout ou partie du débit des autres sources).

Pour le débit de fuite vers le Nord révélé par la carte piézométrique (dont la réalité et le devenir restent d'ailleurs à confirmer), la zone de fort gradient dite de la « chute piézométrique » correspondrait à elle seule à une sortie de 440 l/s, soit 10 l/s/km pour une longueur de front de l'ordre de 45 km.

le gradient moyen de 1.33%, mesurable sur la carte piézométrique, ce débit correspond à une transmissivité $T = \frac{Q}{Li} = 7.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui constitue clairement un contraste de transmissivité par rapport au secteur d'Aïn Skhouna (où T est $\geq 10^{-1} \text{ m}^2/\text{s}$) mais reste loin de constituer une barrière étanche.

Le calage en régime transitoire n'est pas détaillé ; le rapport mentionne que l'influence des débits provenant de la consolidation des argiles y est diminuée et même annulée, le prélèvement sur les réserves ne se faisant plus qu'au travers de l'emmagasinement des couches calcaires.

Les simulations effectuées montrent :

- que le pompage d'un débit de l'ordre de **1,1 m³/s**, correspondant à peu près aux flux permanents convergeant vers l'exutoire principal d'Aïn Skhouna, crée un rabattement limité (3 à 5 m) et stabilisé,
- qu'**au-dessus de 1,1 m³/s**, on ne peut déterminer avec précision les effets de pompes prolongés :
 - entre 1,1 et 1,7 m³/s, il est probable que les rabattements se stabiliseraient, mais avec des valeurs déjà fortes comprises entre 5 et 10-12 mètres,
 - **au-delà de 1,7 m³/s**, il est probable que les rabattements ne se stabiliseraient jamais.

Le rapport ne mentionne ni la localisation des mailles pompées, ni la répartition des rabattements dans l'espace. Cependant, les essais de pompage ont montré que ceux-ci se propageaient loin et de façon peu amortie dans l'espace, ce qui implique que la ressource soit en conséquence appréhendée de façon globale.

On rappellera d'autre part que la limite Nord des « eaux salées » (30 à 60 g/l) ne se situait dans les années 60 qu'à 20 km d'Aïn Skhouna, et à des cotes comprises entre +980 m NGA (dans l'axe principal de l'écoulement) et +992 m NGA (sur les bordures), c'est-à-dire entre 0 et -12 m sous les niveaux du secteur de la source. Une *avancée de ce front salé s'avère donc possible* même avec de faibles rabattements.

III.2.2.2. Modèle ENIT de Tunis

Le modèle réalisé est un bicouche dans lequel la couche inférieure C2 (195 mailles de 10 x 10 km) représente l'aquifère Jurassique - Crétacé, et la couche supérieure C1 (104 mailles de 10 x 10 km) représente les niveaux perméables du remplissage tertiaire (cette couche est fictive car les

formations perméables au sein du remplissage sont d'extension beaucoup plus limitée que celle qui a été modélisée, avec une T uniforme de $1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$).

Les conditions aux limites de la couche C2 sont des potentiels imposés ; le Chott a été imposé pour les 2 couches à la cote 984 m.

Tableau III- 1 Le bilan global du système au niveau du calage en régime permanent

Entrées (l/s)	Sorties (l/s)
Apports aux limites de C2 = 1 150 Infiltration dans C1 = 312 + 1 462	Sources et drainage par le Chott = - 1 392 Sortie par limite N (chute piézo) = -68 - 1 460

Le bilan global du système au niveau du calage en régime permanent s'établit ainsi :

On note :

- a) que les 312 l/s d'infiltration dans le réservoir C1 correspondent à une recharge uniforme supposée de 3 l/s/maille, équivalente à 1 mm/an ; cette valeur est faible, mais comme en fait l'infiltration est certainement nulle sur toute la surface du Chott ainsi que sur une partie notable du domaine modélisé (notamment la zone au Sud du Chott), ce 1 mm moyen correspond à 2 ou 3 mm sur la zone Nord plus arrosée, ce qui devient notable et ne traduit pas forcément la réalité,
- b) que les autres paramètres du calage restent très imprécis et assez différents de ceux du modèle SOGREAH (68 l/s vers la limite Nord au lieu de 440 l/s par exemple),
- c) que le schéma bicouche n'est pas forcément une amélioration par rapport au modèle précédent.

Un calage transitoire sur la période des essais à fort débit a été ensuite réalisé, avec des résultats jugés satisfaisants par les auteurs. Les rabattements calculés au terme des 40 mois de pompage sont de 20 à 27 m pour la zone d'Aïn Skhouna, compris entre 10 et 20 m sur une superficie de 10 000 km², et inférieurs à 5 m dans les secteurs Sud-Ouest (Kheiter-Bouktoub) et Nord-Est (Medrissa).

A l'issue de ce calage, un recalage du modèle permanent a été effectué sur une « situation de référence 1991 » pour tenir compte de cet historique ; ce recalage a consisté à remplacer les limites à potentiel par des limites à débit imposé (le débit calculé en régime transitoire), ce qui s'est traduit par une augmentation de l'alimentation par les limites (+ 203 l/s). On a ainsi obtenu pour cette situation de référence.

Tableau III- 2 Le bilan global du système au niveau du calage en régime permanent

Entrées (l/s)	Sorties (l/s)
Apports aux limites de C2=+1 353	Sources et drainage par le Chott (C1)= - 568
Infiltration dans C =+ 312	Pompages dans C2 =- 1 037
	Sortie par limite N (chute piézo) = - 62
+ 1 665	- 1 667

Les simulations suivantes ont ensuite été effectuées :

Tableau III- 3 Résultats des simulations effectuées sur le modèle ENIT – ANRH de 1992

Simulations	Prélèvements en l/s				Rabattements calculés en mètres			
	Secteur A.S.	Secteur Kheiter	Autres existants	Total prélevé	Secteur A.S.	Secteur Kheiter	Limite N	Limite S (zone salée)
S1 (20 ans)	1770	325	72	2167	40	16	25-30	25-30
S2 (20 ans)	960	560	104	1624	10	12	10-13	10-20
S3 (50 ans)	1260	380	104	1744	26	12	12-20	10-20
S4 (50 ans)	1260	560	104	1924	36	29	27-33	18-26
S5 (50 ans)	1460	380	104	1944	43	22	18-34	15-37

En conclusion :

- Toutes les simulations marquent le tarissement des sources et la disparition de l'artésianisme dans les 10 années suivant l'instauration de régimes de pompage,
- Seules les simulations s2 et s3 montrent des rabattements admissibles, ne dépassant pas 15 m en 20 ans et 25 m en 50 ans ; les auteurs en déduisent que 1 750 l/s constitue la limite des capacités de production de la nappe du chott chergui,
- Cependant, les résultats doivent être considérés avec une grande précaution ; en effet, il faut souligner que le modèle fait entrer par construction sur ses bordures 1 353 l/s auxquels s'ajoutent les 312 l/s de recharge verticale, soit 1 665 l/s au total, ce qui représente 102% du volume total prélevé dans la simulation s2 et 95% de celui prélevé dans la simulation 3 ; il y a donc très peu de prélèvements sur les réserves, ce qui limite artificiellement les rabattements.

Ce problème, inhérent à la construction des modèles dont les limites (à potentiel ou à flux) sont maintenues constantes en régime transitoire, devrait conduire à reporter ces limites le plus loin possibles des mailles exploitées. Or, la limite N du modèle ne se situe qu'à 20 km (2 mailles) des mailles exploitées du secteur Aïn Skhouna, et il en est de même de la limite Ouest vis-à-vis des pompages de Kheiter.

Le paradoxe est que les très fortes transmissivités introduites pour simuler l'aquifère, qui sont l'expression d'une réalité au moins dans l'axe du Chott, propagent fortement les influences des pompages jusqu'aux limites du modèle, et l'imposition de limites à flux constant se révèle alors un moindre mal par rapport au potentiel imposé.

Dans la réalité, le réservoir se prolonge vraisemblablement plus loin vers le Nord et l'Ouest que le domaine modélisé, mais doit être limité par des zones beaucoup moins transmissives (par perte de la fissuration ou accident tectoniques) qui **limitent alors fortement les apports latéraux** : l'essentiel de l'eau extraite du réservoir doit alors provenir de son stockage, qui bien qu'énorme, n'est pas infini.

Les moyens de calcul actuels, et le *bagage d'informations incomparable* que constituent les essais à gros débit d'une part, l'historique de l'exploitation depuis 1948 d'autre part, devraient permettre de caler un **nouveau modèle** suffisamment représentatif de la réalité, à condition que l'évolution des niveaux puisse être jalonnée par quelques mesures fiables (notamment pour caractériser l'état actuel).

III-3 COMPOSITION CHIMIQUE DE L'EAU D'IRRIGATION

D'après les analyses faites au laboratoire de l'ANRH. La composition chimique moyenne de l'eau donnée les résultats suivants:

III-3-1 PROBLEME DE SALINITE ET TOXICITE :

III-3-1-1 PROBLEME DE SALINITE

Une eau de mauvaise qualité peut avoir des incidences graves sur le développement des plantes.

La plante peut absorber l'eau de deux façons soit par les organes aériens (cas du l'irrigation par aspersion) soit par les racines, mais la quantité d'eau absorbée par les feuilles est toujours faibles .ce sont les racines qui assurent la quantité d'eau nécessaire.

III-3-1-2 PROBLEME DE TOXICITE

La toxicité pose un problème différent de celui de la salinité, car elle se manifeste dans le végétal lui-même comme le résultat de l'absorption et de l'accumulation de certaines substances contenues dans l'eau d'irrigation.

Chaque élément présent dans les solutions salines peut avoir un effet toxique spécifique sur la plante, ainsi la plupart des ions sont toxiques à forte concentration. Généralement les problèmes de la toxicité accompagnent ceux de la salinité, parmi les principaux éléments toxiques il y'a le sodium (Na), le chlore (Cl), et le bore (B).

III-4 CLASSIFICATION DES EAU D'IRRIGATION

III-4-1 CLASSIFICATION MONDIALE (F.A.O)

La classification donnée en fonction de la concentration des sels

- *1 g/l bonne irrigation.
- *1-3 g/l faiblement salée.
- *3-5 g/l moyennement salée
- *5-10 g/l fortement salée.
- *>10g/l extrêmement salée.

III-4-2 CLASSIFICATION AMERICAINE

La classification américaine est basée sur deux paramètres (CE à 25°C et S.A.R)

III-4-2-1 POUR LA CONDUCTIVITE ELECTRIQUE C.E

•C1 : C.E<0,250	mmhos/cm	l'eau de faible salinité
•C2 : 0,250<C.E<2,750	mmhos/cm	l'eau de salinité moyenne
•C3 : 0,750<C.E<2,250	mmhos/cm	l'eau à forte salinité
•C4 : C.E>2,250	mmhos/cm	l'eau à très forte salinité

III-4-2-2 POUR LE COEFFICIENT D'ADSORPTION DU SODIUM S.A.R

S.A.R est calculé par la formule suivante :

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}}$$

Avec : Na⁺, Ca⁺⁺, et Mg⁺⁺ en meq/l.

S1 : S.A.R<10

L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans qu'il y ait à craindre que des difficultés ne surgissent du point de vue alcalinisation.

S2 : 10<S.A.R<18

Les eaux contenant une faible quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol, ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau.

S3 : 18<S.A.R<26

Les eaux contenant une quantité de sel élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matière organiques. S'il y a une forte quantité de gypse dans le sol, il peut ne pas surgir de difficultés pendant quelques temps. S'il n'y pas de gypse, il faut ajouter un amendement chimique exerçant le même effet.

S4 :S.A.R>26

Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité moyen ou faible, lorsque l'usage de gypse ou amendements analogues permettent l'utilisation. Voir figure [3.1].

-dons notre cas le calcul du sar donne la valeur suivante

La table des paramètres chimique de l'eau de la nappe de chotte chergui est dans ANNEXE

$$SAR=4.47$$

$$CE =4.8 \text{ m hos/cm}$$

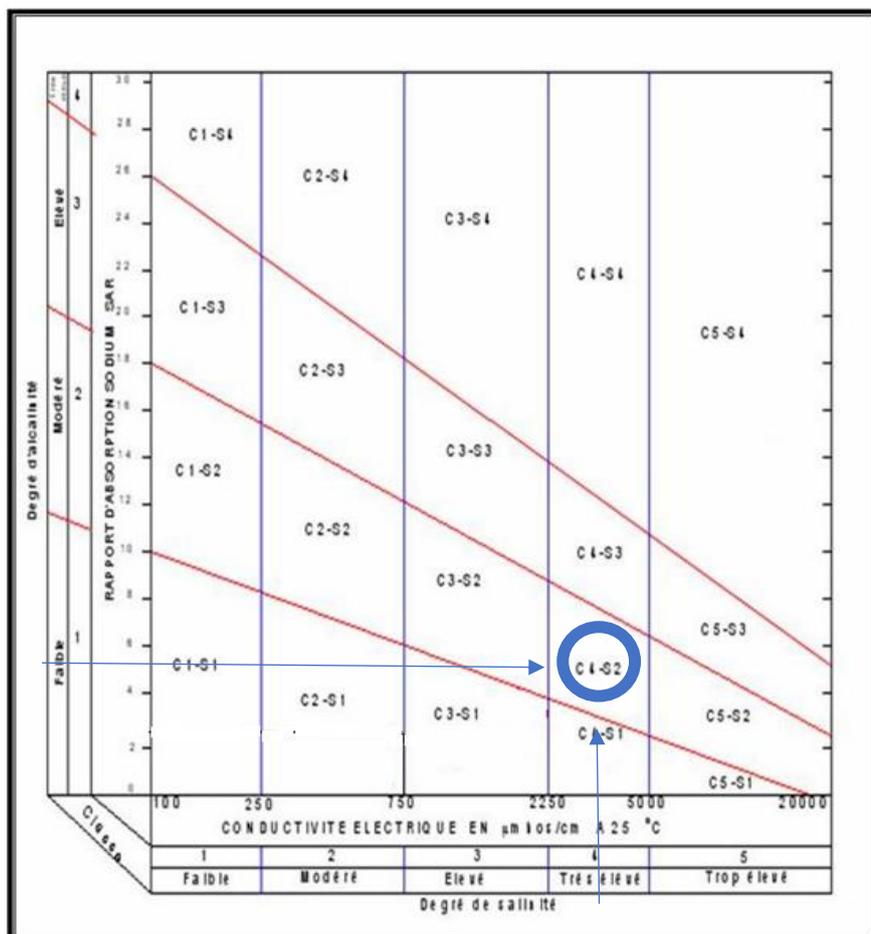


FIGURE III- 2 Diagramme de classification des eaux d'irrigation

III-5 ETUDE HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique est nécessaire dans les projets d'irrigation, elle permet de déterminer les pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole, tels que :

- Le calcul des besoins des cultures projetées dans le périmètre.
- Le dimensionnement du réseau de distribution.

III-6 CHOIX DE LA STATION PLUVIOMÉTRIQUE

Tableau III- 4 Série des pluies mensuelle

Aïn Skhouna	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1976	5	25	5	11	41	33	22	12	13	6	0	15	187
1977	3	2	6	16	50	17	5	3	60	9	10	1	184
1979	62	59	10	29	31	1	11	38	12	0	0	2	255
1980	5	4	5	3	41	0	34	39	39	4	4	7	184
1981	9	11	53	21		5	14	0	39	48	0	1	202
1982	10	84	7	10	4	7	22	26	2	22	0	0	193
1983	0	0	14	39	0	34	28	26	1	31	0	14	187
1984	34	16	6	0	2	10	12	25	61	7	0	0	172
1985	13	3	21	10	2	24	18	24	31	1	12	4	163
1986	21	45	16	31	33	7	0	39	35	0	11	5	242
1987	11	28	51	5	25	5	18	24	0	1	0	4	171
1988	5	25	5	11	41	33	22	12	5	7	6	8	179
1989	6	60	9	12	28	19	28	36	6	0	0	0	204
1990	73	8	47	7	3	12	7	30	3	17	0	12	219
1991	3	5	0	2	14	25	16	113	20	28	0	0	225
1992	18	22	30	17	0	9	3	0	8	10	0	0	117
1994	12	38	24	0	28	14	11	2	12	0	0	0	140
1995	4	6	0	17	15	5	20	1	5	6	0	0	78
1996	6	46	4	2	3	35	7	11	0	4	31	0	148
1997	0	0	0	0	20	10	2	29	17	18	0	0	94
1998	8	39	26	1	11	4	0	0	0	69	1	38	197
1999	11	15	6	7	35	0	7	6	46	7	0	1	140
2000	16	13	29	13	13	23	61	8	26	12	3	6	220
2001	16	68	6	25	3	17	23	13	50	11	31	1	262
2002	2	8	15	4	1	19	28	12	34	3	0	2	128
2003	26	27	22	29	8	22	33	1	0	2	1	17	186
2004		24	24	4	4	8	28	29	0	26	0	11	159
2005	6	67	3	16	30	15	23	13	50	11	31	1	265
2008	2	8	15	4	1	19	8	0	0	4	3	10	74
2009	26	27	22	29	0	0	1	14	26	0	0	3	147
2010	44	23	12	19	29	13	5	17	1	0	0	3	166
2011	41	18	5	8	0	6	16	56	75	1	9	8	242
2012	1	13	23	7	1	19	8	0	0	4	3	10	89
2013			30	23	8	10	9	44	30	18	1	1	173
2014	4	12	5	8	5	13	16	0	0	5	8	10	84
P MOY	14.28	24.28	15.79	12.42	15.06	14.12	16.14	20.02	20.2	11.03	4.663	5.546	173.5

ANRH

Les stations pluviométriques retenues pour l'estimation des précipitations dans le bassin versant ont été sélectionnées sur la base de l'emplacement géographique de ces stations et la période d'observation de ces dernières.

La région d'étude dispose d'une station pluviométrique gérée par l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH). Nous avons choisi la station d'AIN SKHOUNA dont les coordonnées sont présentées comme suit :

Tableau III- 5 Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude Z	Période d'observation	N. d'années observées
		X	Y			
AIN SKHOUNA	081901	34°01 ' N	00°51' E	1000	1980-2014	34

Source ANRH

Les pluies mensuelles de la station pluviométrique de AIN SKHOUNA sont données dans le tableau suivant :

D'après les résultats du tableau pendant la période 1976 –2014, On remarque une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

III-7 ETUDE DE L'HOMOGENEITE DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon. La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé suivant:

- On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que : N_1 et N_2
- Représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_1 > N_2$
- On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant, on attribue a chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% (Touaibia, 2004), si la relation ci-dessous est vérifiée.

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Avec :

$$W_x = \left| \text{Rang} \right|_x$$

W_x : Somme des rangs de sous-séries.

$$W_{\min} = \left(\frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \left(\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{1/2}$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{\min}]$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés comme suit :

Tableau III- 6 Test d'homogénéité de la série pluviométrique de AIN SKHOUNA

rang	Aïn Skhouna	serie A	serie X	serie Y	serie tri	rang	Rang
1	1976	187	255	265	265	y	1
2	1977	184	242	262	74	y	2
3	1979	255	225	242	78	y	3
4	1980	184	219	220	84	y	4
5	1981	202	204	197	89	y	5
6	1982	193	202	186	94	y	6
7	1983	187	193	173	117	x	7
8	1984	172	187	166	128	y	8
9	1985	163	187	159	140	y	9
10	1986	242	184	148	140	y	10
11	1987	171	184	147	147	y	11
12	1988	179	179	140	148	y	12
13	1989	204	172	140	159	y	13
14	1990	219	171	128	163	x	14
15	1991	225	163	94	166	y	15
16	1992	117	117	89	171	x	16
17	1994	140		84	172	x	17
18	1995	78		78	173	y	18
19	1996	148		74	179	x	19
20	1997	94			184	x	20
21	1998	197			184	x	21
22	1999	140			186	y	22
23	2000	220			187	x	23
24	2001	262			187	x	24
25	2002	128			193	x	25
26	2003	186			197	y	26
27	2004	159			202	x	27
28	2005	265			204	x	28
29	2008	74			219	x	29
30	2009	147			220	y	30
31	2010	166			225	x	31
32	2011	242			242	x	32
33	2012	89			242	y	33
34	2013	173			255	x	34
35	2014	84			262	y	35

A la fin des calculs on obtient :

$$W_x = 367 \quad W_{\min} = 166.6 \quad ; \quad W_{\max} = 901,60$$

Donc : $166.6 < W_x < 901,60$

La condition de **M^r Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station de **AIN SKHOUNA** est homogène.

III-8-1 AJUSTEMENT statistique des pluies

Les données de pluies annuelles sont souvent ajustables à des lois statistiques nombreuses, ceci est dû à la faible variabilité interannuelle pour certaines stations. Dans notre cas, on utilise pour celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées dans le cas de pluies annuelles sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi normale
- Loi de Galton ou loi log–normale

III-8-1-1 AJUSTEMENT DES PLUIES ANNUELLES A LA LOI DE GAUSS OU LOI NORMALE

Le procédé de calcul consiste à:

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de Hazen par exemple).
- Variable réduite de gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$
- Calcul des caractéristiques empirique de loi (\bar{X} ; δ ; Cv; CS=0).
- Calculer le coefficient de variation : $Cv = \frac{\delta}{\bar{X}}$.

L'équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien:

- $XP\% = \bar{X} + \delta * Up\%$ Avec:
- Avec : XP%: précipitation de probabilité P%.
- Up%: variable réduit de Gauss.
- \bar{X} : Moyenne arithmétique.
- Écart type

III-8-1-2 AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE (GALTON) :

L'ajustement par la loi log-normale se fait comme suit :

Les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l'échelle du log normale.

Nous avons l'équation de la droite de Galton qui s'écrit comme suit :

$$\text{Ln}(X_p \%) = \overline{\text{Ln}(X)} + \delta \text{Ln} * U_p \%$$

$X_p\%$: précipitation probable à P%.

$\overline{\text{Ln}(X)}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

δLn : la variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique

sa formule s'écrit comme suit :

$$\delta \text{Ln} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n < 30$$

$$\delta \text{Ln} = \sqrt{\frac{1}{1-n} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n \geq 30$$

$U_p\%$: variable réduite de Gauss.

III-8-1-3 TEST DE VALIDITE D'UN AJUSTEMENT

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

Soit un échantillon de N valeurs, classées par ordre croissant ou décroissant à étudier, et pour le quel une loi de répartition F(X) a été déterminée :

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune n_i valeurs expérimentales. Le nombre V_i est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition,

Donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^x f(X) dX = N [F(X_i) - F(X_{i+1})]$$

$f(X)$: étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

$$\lambda = K - 1 - P$$

Avec :

P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition (P=2).

On calcule χ^2 .

On calcule le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

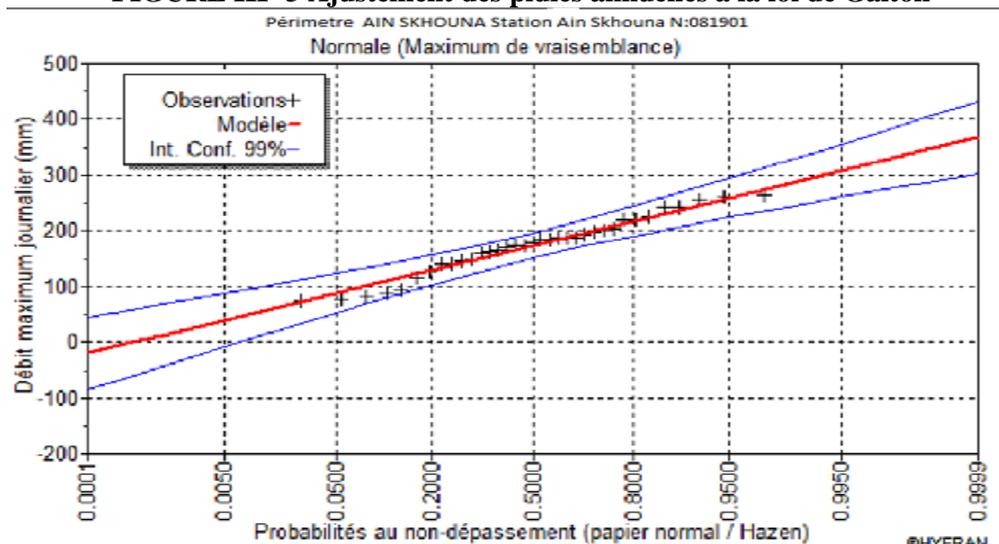
La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.01$ si et seulement si : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

Tableau III- 7 Test de validité des deux ajustements

<i>Loi normale</i>	<i>Loi log normale</i>
$\chi^2_{\text{calculé}} = 8.80$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 3.17$
<i>Degré de liberté $\gamma = 5$.</i>	<i>Degré de liberté $\gamma = 5$.</i>
$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$	

Après examen des ajustements obtenus, il ressort que la loi log-normale ajuste mieux la série des pluies annuelles à la station de ain skhouna

FIGURE III- 3 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton**III-8-1-4 DETERMINATION DE L'ANNEE DE CALCUL**

Puisque la loi log-normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région

Tableau III- 8 Ajustement à la loi de Galton

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100	0.99	295	17.1	251	339
50	0.98	281	15.7	240	321
20	0.95	259	13.6	224	294
2	0.5	174	8.81	151	196

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 %.

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} * \frac{P_{\text{théorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}}}$$

$$P_{\text{théorique de 50\%}} = 281 \text{ mm}$$

$$P_{\text{théorique de 80\%}} = 259 \text{ mm}$$

$$P_{\text{moy } 80\%} = 0.92 P_{\text{moy-mensuelle}}$$

Tableau III- 9 pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm)

Mois	Jan	Fév	Mars	avri	Mai	Juin	juil.	Aou	sept	Oct	nov	déc.
P _{moy} mm/mois	15.06	14.12	16.14	20.02	20.20	11.03	4.66	5.55	14.28	24.28	15.79	12.42
P _{moy80%} mm/mois	13.85	12.99	14.85	18.42	18.58	10.15	4.29	5.102	13.13	22.33	14.53	11.42

III-8 CONCLUSION

La conductivité étant de 2.7 mmho/cm compte tenu de ce paramètre, l'eau de la nappe servant à l'irrigation du périmètre peut être classé suivant le tableau Riverside, à la limite de la classe C₄S₂ donc on peut conclure, prudence que celle eau est un peu salée

Selon la classification américaine, l'eau d'irrigation se situe dans la classe de couple C₄-S₂. D'où elle présente une qualité moyenne à médiocre (à utiliser avec précaution) et nécessite de drainage avec des doses de lessivage et /ou apports de gypse

De point de vue alcalinité, l'eau ne présente aucun danger surtout si l'on tient compte de la texture légère des terres à irriguer si leur taux élevé calcium sous forme des gypses

Et les pluies annuelles sont 170mm donc c'est une très petite quantité par rapport à la superficie de périmètre donc il faut fournir les besoins des cultures et avec des quantités suffisantes

CALCULE DES BESOINS EN EAUX DES CULTURES**IV-1 INTRODUCTION****IV-2 BESOINS EN EAU DES CULTURES****IV-2-1 EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE ETP****IV-2-2 L'EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE DE REFERENCE (ETO)****IV-2-3 CALCUL DE L'EVAPOTRANSPIRATION DE REFERENCE (ET_o) PAR LA FORMULE PENMAN-MONTEITH****IV-2-4 L'EVAPOTRANSPIRATION MAXIMALE (ETM OU ET_c)****IV-2-5 EFFICIENCE DE L'IRRIGATION****IV-3 LA PLUIE EFFICACE****IV-3-1 CHOIX DES CULTURES****IV-3-2 L'OCCUPATION DES SOLS****IV-3-3 CULTURES ET CYCLES VEGETATIFS****IV-3-3-1 Céréales****IV-3-3-2 Fourrage Association****IV-3-3-3 Luzerne****IV-3-3-4 Pomme de terre****IV-3-3-5 Mode de calcul****IV-4 ROTATION DES ASSOLEMENTS****IV-4-1 AVANTAGES DE LA ROTATION DES CULTURES****IV-5 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURES****IV-5-1 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES CEREALES****IV-5-2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURE MARAICHERS****IV-5-3 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES FOURRAGES****IV-5-4 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE L'ARBORICULTURE****IV-6 CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR L'ASSOLEMENTS****IV-6-1 CALCUL DU DEBIT SPECIFIQUE****IV-6-2 EVALUATION DU DEBIT CARACTERISTIQUE****IV-7 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU TOTAUX DU PÉRIMÈTRE****IV-8 CONCLUSION**

IV-1 INTRODUCTION

De nos jours, la plupart des conduites de l'irrigation résultent soit d'un bilan hydrique de la culture, soit de mesure in situ de la réponse à la sécheresse des plantes, dans les systèmes agraires modernes, et la majorité des prévisions d'irrigation dépendent de l'évaluation de la quantité d'eau disponible dans le sol pour la culture.

Le régime d'irrigation est l'ensemble du nombre de doses et des dates d'arrosage qu'il faut appliquer aux cultures cultivées, au cours de toute leur période de végétation, dans le but de compenser le déficit hydrique dans la couche active du sol.

IV-2 BESOINS EN EAU DES CULTURES

La première étape de l'établissement d'un projet d'irrigation consiste à déterminer les besoins en eau des cultures.

En termes généraux, le besoin en eau d'une culture est équivalent au niveau d'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale.

IV-2-1 L'EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE DE REFERENCE (ETO) :

C'est l'évapotranspiration maximale (c.à.d. Le sol est à sa capacité de retentions) d'un gazon ras couvrant complètement le sol, bien alimenté en eau, en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment étendue (**Perrier, 1977**).

De façon précise, le besoin en eau est défini comme le niveau d'évapotranspiration d'une culture indemne de maladie et poussant dans une parcelle d'une surface supérieure à un hectare dans les conditions optimales de sol ; ces dernières consistent en une fertilité et une humidité suffisante pour atteindre le potentiel de production de la culture dans le milieu considéré.

Pour prédire l'évapotranspiration de référence on utilise des méthodes basées sur des variables climatiques, parmi les plus communiquaient employés sont:

- Méthodes de lysimètre
- Méthodes des stations expérimentales
- Méthodes directes de l'évaporation
- Méthodes empiriques

En ce qui concerne les méthodes empiriques, il existe des formules de calcul dont les principales sont:

- Prinstley- Taylor
- Makkink
- Turc
- Hargreaves
- Blaney – Cridle
- Thornthwaite
- Penman et Monteith modifiée.

Sur la base des résultats de plusieurs études, notamment celle de (**Jensen, 1990**), la consultation d'experts menée par la FAO sur les méthodologies d'estimation des besoins en eau des cultures (**Smith 1992**), a conduit à recommander la méthode de Penman Monteith modifiée comme méthode privilégiée l'estimation de ETo.

IV-2-2 CALCUL DE L'EVAPOTRANSPIRATION DE REFERENCE (ET0) PAR LA FORMULE PENMAN-MONTEITH :

La détermination de l'évapotranspiration de référence (ET₀) est calculée en se basant sur la formule de Penman-Monteith modifiée :

Avec:

$$ET_0 = \frac{0,408 \Delta (Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)}$$

ET₀ : évapotranspiration de référence [mm jour-1],

R_n : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m-2 jour-1],

G : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m-2 jour-1],

T : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]

u₂ : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s-1],

e_s : pression de vapeur saturante [kPa],

e_a : pression de vapeur réelle [kPa],

e_s-e_a : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

D : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C-1],

g : constante psychrométrique [kPa °C-1].

Pour l'exécution des calculs, nous avons appliqué le logiciel CROPWAT, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de Bordj AIN-SKHOUNA:

- Température : Les températures minimales et maximales mensuelles.
- Humidité de l'air : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- Insolation journalière : donnée en heures d'insolation.
- Vitesse de vent : La vitesse du vent peut être introduite en km/jour.

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ETo calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Month	Avg Temp °C	Humidity %	Wind m/s	Sun fraction	Rad MJ/m ² /day	ETo mm/month
January	18.6	74	3.0	0.30	7.4	58.27
February	23.0	74	3.0	0.40	10.5	72.73
March	28.0	69	3.4	0.30	11.9	120.98
April	27.7	66	3.3	0.30	14.4	140.22
May	22.9	60	3.2	0.20	14.0	139.92
June	19.0	51	3.3	0.40	18.7	151.23
July	12.8	41	3.4	0.40	18.3	138.67
August	9.4	45	3.6	0.40	16.8	112.01
September	8.6	59	3.4	0.30	12.7	77.00
October	8.8	63	3.1	0.20	8.8	61.62
November	11.6	71	3.1	0.20	6.8	48.83
December	15.0	74	2.9	0.20	6.0	47.66
Average	17.1	62	3.2	0.30	12.2	1169.13

FIGURE IV- 1 Les résultats sont afficher dans le logicielle cropwat 8.0 de ETO

Tableau IV- 1 Evapotranspiration de référence (ETo) de la zone d'étude selon Penman Monteith

Pays: ALGERIE Station climatique : AIN SKHOUNA W SAIDA							
Mois	Temp.		Humidité	Vent	Insolation	Radiation	ETo -
	Min	Max					
	°C	°C	%	m/s	% /jour	heurs	

						MJ/ m ² .jour	mm / moi
Janvier	6.17	10.6	74	3	0.3	9.7	58.27
Février	4.9	11.9	74	3	0.4	13.4	72.73
Mars	9.43	13.33	69	3.4	0.3	16.7	120.98
Avril	11.63	17.67	66	3.3	0.3	20.8	140.22
Mai	15.03	21.9	60	3.2	0.2	23.4	139.92
Juin	21.1	26.33	51	3.3	0.4	26.2	151.23
Juillet	26.07	29.23	41	3.4	0.4	26.3	138.67
Août	26.43	30.07	45	3.6	0.4	23.2	112.01
Septembre	20.93	24.43	59	3.4	0.3	19.3	77
Octobre	16.5	21.3	63	3.1	0.2	14.7	61.62
Novembre	9.87	15.37	71	3.1	0.2	10.7	48.83
décembre	7.13	12.37	74	2.9	0.2	9	47.66
moyenne	14.6	19.54	62.25	3.23	0.3	17.78	97.43

IV-2-3 L'EVAPOTRANSPIRATION MAXIMALE (ETM OU ET_c):

L'évapotranspiration maximale d'une culture (ETM) qui régissent les besoins en eau d'une culture durant un stade végétatif donné se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ETo par un coefficient cultural, K_c.

$$ET_c = K_c \times ETo$$

Avec: **K_c**: Représente le coefficient cultural, dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui y règnent.

IV-2-4 EFFICIENCE DE L'IRRIGATION:

L'efficacité d'irrigation est définie par le rapport entre le besoin d'eau strictement nécessaire à la culture et le volume d'eau à introduire dans le réseau d'irrigation. La différence entre les deux volumes indique les pertes.

La formule utilisée pour l'estimation de l'efficacité d'un réseau d'irrigation est donnée par l'expression suivante:

$$E_i = E_t \cdot E_d \cdot E_u$$

Avec: **E_i**: Efficacité d'irrigation en (%)

E_e : Efficience de transport (%)

E_d : Efficacité de type de distribution en (%)

E_u : Efficacité de l'uniformité de la distribution.

L'évaluation exacte des pertes est très difficile et même presque impossible, suite des multiples variables qui interviennent.

On considère une efficience globale, produit entre les trois efficience décrites ci-dessus égalé à 0,75

IV-3 LA PLUIE EFFICACE:

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations qui contribuent effectivement à la satisfaction des besoins de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeur etc....

Plusieurs méthodes permettent de calculer ces pluies, mais ici nous retenons la méthode de pourcentage détaillée comme suit :

$$\text{Pluies efficaces (en mm/mois)} = A \times \text{Pluies totales (mm/mois)}$$

Avec : A : coefficient estimé à 0,8.

Les valeurs moyennes mensuelles de P_{eff} sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IV- 2 Précipitation efficace dans la zone d'étude.

Aïn Skhouna	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pmoy	14.28	24.28	15.79	12.42	15.06	14.12	16.14	20.02	20.2	11.03	4.663	5.546	173.54
P80%	13.13	22.33	14.53	11.42	13.85	12.99	14.85	18.42	18.58	10.15	4.29	5.102	159.66
Peff	10.51	17.87	11.62	9.139	11.08	10.39	11.88	14.73	14.87	8.119	3.432	4.082	127.73

IV-3-1 CHOIX DES CULTURES :

Le choix des cultures à mettre en place doit concilier entre les critères suivants :

- Les conditions climatiques de la région étudiée.
- La qualité et disponibilité de l'eau d'irrigation.

- L'aptitude culturale des sols basée sur l'étude pédologique.

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses condition du périmètre d'étude périmètre D'AIN SKHOUNA nous avons tenu compte :

- De la vocation agro-alimentaire de la région.
- Du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région.
- D'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main d'œuvre actuelle dans la conduite des cultures envisagées.
- Des disponibilités des moyens de production.
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs.
- Les cultures retenues doivent présenter une combinaison harmonieuse entre elles afin de bien conditionner la réussite technique et financière de notre système de culture

IV-3-2 L'OCCUPATION DES SOLS

Avant d'évaluer les besoins en eau des cultures de la zone d'étude, il faut d'abord définir l'occupation et la répartition culturale dans le périmètre, en tenant compte des différentes contraintes (d'ordre climatique, social, Agro-pédologique).

L'adaptation des assolements identifiés auparavant aux différents types de modèles dépendra de la taille des exploitations agricoles et leurs potentialités culturales.

L'évaluation des besoins d'irrigation ne peut être que relativement empirique :

- le climat de Dayet Zraguet est très sec et la demande climatique très élevée En conséquence le calcul classique de besoins d'irrigation va conduire à des valeurs très élevées.
- d'un autre côté, on sait que le potentiel des cultures est limité par une série de facteurs climatiques ou autres. On sait aussi qu'il faut ménager le prélèvement sur la ressource. En conséquence l'irrigation doit se situer sensiblement au-dessous du calcul théorique.

- la meilleure approche consiste alors à se baser plutôt sur des résultats expérimentaux, mais ils sont rares si ce n'est inexistant. Il faut en chercher dans la littérature, pour des zones climatiques similaires.
- Il est donc important de préciser les hypothèses retenues en même temps que la présentation de chiffres.

IV-3-3 CULTURES ET CYCLES VEGETATIFS

Il a été retenu 4 types de cultures :

IV-3-3-1 Céréales

- **Type** : céréales cultivées pour le grain. Principalement orge et triticale. Blé tendre et blé dur seront cultivés dans une moindre proportion. Certaines orges pourront être conduites à double fin, c'est-à-dire pacagées au stade herbacé et récoltées en grain.
- **Cycle** : semis fin novembre – décembre, période maximale des besoins à la montaison – épiaison, en avril – mai.
- **Besoins en eau** : il est retenu l'hypothèse que le rendement grain n'est que très peu affecté en fournissant seulement les 2/3 des besoins d'irrigation.

IV-3-3-2 Fourrage Association

- **Type** : association fourragère à base d'une légumineuse et d'une céréale immature. Légumineuse de type vesce ou pois. Céréale de type avoine ou triticale, voire orge.
- **Cycle** : il s'agit de cultures annuelles dont le cycle, en première approche, est voisin de celui d'une céréale.
- **Besoins en eau** : le cycle a été calé sur celui des céréales, mais on a pris un coefficient cultural de 1 au printemps (type herbe), alors qu'il dépasse cette valeur dans le cas des céréales. On a considéré que le rendement en matière sèche était peu affecté en fournissant 90% des besoins en eau.

IV-3-3-3 Luzerne

- **Type** : la luzerne est adaptée au climat méditerranéen et constitue une base de la ration fourragère. On utilisera les cultivars les plus adaptés au contexte local.
- **Cycle** : culture pérenne à renouveler tous les trois – quatre ans.
- **Besoins en eau** : on a pris un coefficient cultural de 0.9 et on a considéré que le rendement en matière sèche était peu affecté en fournissant 90% des besoins en eau. Pour les mois de juillet et août où la demande climatique est maximum mais où la productivité est limitée, on propose de ne pas chercher à obtenir de production et de simplement maintenir la culture en lui fournissant 10% des besoins en eau.

IV-3-3-4 Pomme de terre

- **Type** : la culture de la pomme de terre dans ce secteur est souvent décriée par les techniciens. Cependant, tous les agriculteurs en cultivaient avant l'arrêt du périmètre et tous souhaitent en cultiver. Il y a donc un savoir-faire, plus un avantage de moindres difficultés phytosanitaires du fait de l'altitude, plus le fait que cette culture est une priorité algérienne. Il est donc intéressant d'évaluer ses besoins hydriques. Par contre, même s'il paraît théoriquement possible de réaliser deux cultures dans l'année, il est proposé de se limiter à la pomme de terre dite de saison, c'est-à-dire plantée au début du printemps et récoltée en début d'été. La pomme de terre d'arrière-saison, plantée l'été et récoltée à l'automne, a un potentiel moindre pour une consommation d'eau plus élevée. C'est surtout celle-là qui paraît inadaptée au secteur.
- **Cycle** : il existe des variétés de 90 à 120 jours ; on s'est basé sur une plantation de mars et une récolte fin juin.
- **Besoins en eau** : la pomme de terre est très sensible au stress hydrique, sous les angles quantitatif et qualitatif. On a donc pris l'option de fournir 100% des besoins hydriques calculés.

IV-3-3-5 Mode de calcul

Le calcul du bilan hydrique a été effectué à un pas de temps mensuel puisqu'il n'y a pas de données plus précises.

Les données de base retenues sont :

- la pluviométrie d'Aïn Skhouna : on dispose de 34 années complètes,
- l'ETP Penman-Monteith d'Aïn Sefra (*source FAO*)

La réserve en eau du sol n'est pas prise en compte pour plusieurs raisons. Elle est vraisemblablement faible ; compte tenu du climat très sec et de son irrégularité, il est très hypothétique de définir à quel moment elle est reconstituée ou pas ; au moment des forts besoins du printemps, elle est certainement épuisée ; les hypothèses prises pour le calcul sont déjà restrictives.

Sur ces bases, après avoir fixé les phases de développement des plantes et les coefficients culturaux qui y sont attachés, il est possible de calculer des besoins théoriques. Ceux-ci ont été pondérés selon les cultures comme indiqué dans le paragraphe précédent.

Ces besoins sont exprimés par mois :

- en hauteur d'eau en mm ou en volume en m³/ha,
- en débit fictif en litre/seconde/hectare, en prenant une durée de fonctionnement de 18 heures par jour. Il n'est pas pris de marge pour pallier une efficacité jamais à 100% de l'apport d'eau.

Enfin, une évaluation globale des volumes d'eau consommés du débit fictif continu et du débit de pointe est calculée à l'échelle du périmètre selon plusieurs hypothèses :

- une mise en culture de 1 000, environ 1 200 ha ,
- un assolement céréales / fourrages / arboriculture et un assolement céréales / fourrages / pommes de terre./ arboriculture

Les scénarios d'occupation des sols retenus pour le projet est donné par le tableau suivant :

Tableau IV- 3 Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre

Scénario	Céréales %	Fourrages %	Pomme de terre %	Arboriculture olivier %	Total %
1	45	20	25	10	100
2	40	15	35	10	100

IV-4 ROTATION DES ASSOLEMENTS :

L'assolement est la division des terres d'une exploitation agricole en parties distinctes, appelées *soles* consacrées chacune à une culture donnée pendant une saison culturale. Dans chaque sole, les cultures peuvent varier d'une année à l'autre.

La rotation est la succession culturale ou rotation, qui est une notion différente. Donc L'assolement est la diversité géographique des cultures à un moment donné.

La rotation culturale est un élément important du maintien ou de l'amélioration de la fertilité des sols et donc un atout pour l'augmentation des rendements. On peut ainsi avoir des rotations biennales, triennales, quadriennale... .

IV-4-1 AVANTAGES DE LA ROTATION DES CULTURES:

- Elle contribue à rompre le cycle vital des organismes nuisibles aux cultures, en particulier la succession de plantes de familles différentes (par exemple alternance de graminées et de plantes oléifères, type blé et colza) permet de rompre avec le cycle de certaines adventices ;
- Grâce aux systèmes racinaires différents, le profil du sol est mieux exploré, ce qui se traduit par une amélioration des caractéristiques physiques du sol et notamment de sa structure, et donc de la nutrition des plantes ;
- L'emploi de légumineuses permet l'ajout d'azote symbiotique dans le sol. D'une façon générale, la composition des différents résidus de cultures participe à la qualité de la matière organique du sol.

La rotation culturale a donc un effet important sur la vie du sol et la nutrition des plantes.

Pour notre part, nous avons choisi un assolement biennal, qui vise l'intensification des céréales, étant donné que le périmètre da est une entité agricole qui a pour objectifs l'intensification et la diversification des cultures céréalières et fourragères.

Dans notre cas, nous avons retenu le scénario, qui permet de mieux diversifier les cultures et les rotations des cultures.

L'assolement proposé est détaillé comme suit :

Tableau IV- 4 Assolement propose pour le périmètre DAIT ZRAGUET

Assolements 1	Assolements 2
Blé –	Orge en vert
Luzerne	Blé
Avoine	Carotte
Mais	Pomme de terre saison
Betterave a sucre	Luzerne
Arboriculture olivier	Arboriculture olivier

1 ^{ère} année												2 ^{ème} année											
S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Blé-Orge						Carotte/ Luzerne																	
Mais /avoine						Pomme de terre saison																	
Luzerne						Blé																	
Betterave a sucre						Orge en vert																	
Arboriculture (Olivier)																							

Les coefficients culturaux des cultures envisagées sont présentés dans le tableau IV voire ANNEX B

IV-5 ETERMINATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Les besoins en eau mensuels sont déterminés par le bilan hydrique suivant :

$$B = ETM - (Pe_{ff} + RFU)$$

Avec :

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.M : évapotranspiration maximale (mm / jour)

$$ETM = Kc \cdot ET_0$$

Pe_{eff} : est la pluie efficace

RFU : Réserve facilement utilisable qui représente l'humidité du sol du mois i-1, on a :

$$RFU = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Da \cdot Z$$

Avec :

H_{cc} : humidité à la capacité au champ (22%);

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (11%);

Y : degré de tarissement (généralement 2/3 et 1/3 pour les cultures sensibles);

Da : densité apparente (1.34);

Z : profondeur d'enracinement mm

Les résultats de calcul de chaque culture sont récapitulés dans les tableaux suivants :

IV-5-1 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES CEREALES

Pour chaque culture on calcule les besoins suivant le stade végétatif

Tableau IV- 5 Calcul des besoins en eau du Blé tendre.

BLE TENDRE							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	-	-	-	-
Octobre	24.28	17.87	61.62	-	-	-	-
Novembre	15.79	11.62	48.83	0.3	14.65	19.2	-
Décembre	12.42	9.14	47.66	0.3	14.30	28.8	-
Janvier	15.06	11.08	58.27	0.5	29.14	38.4	-
Février	14.12	10.39	72.73	0.51	37.09	57.6	-
Mars	16.14	11.88	120.98	1.15	139.13	57.6	50.83
Avril	20.02	14.73	140.22	1	140.22	57.6	118.27
Mai	20.20	14.87	139.92	1	139.92	57.6	186.17
Juin	11.03	8.12	151.23	1	151.23	57.6	287.03
Juillet	4.66	3.43	138.67	-	-	-	-
Août	5.55	4.08	112.01	-	-	-	-

Tableau IV- 6 Calcul des besoins en eau du orge.

Orge							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	0.85	65.45	-	73.25603
Octobre	24.28	17.87	61.62	0.95	58.54	-	54.22803
Novembre	15.79	11.62	48.83	1.05	51.27	96	52.86254
Décembre	12.42	9.14	47.66	1.05	50.04	28.8	54.53864
Janvier	15.06	11.08	58.27	1.05	61.18	28.8	66.80192
Février	14.12	10.39	72.73	0.6	43.64	67.2	44.32757
Mars	16.14	11.88	120.98	-	-	67.2	-
Avril	20.02	14.73	140.22	-	-	67.2	-
Mai	20.20	14.87	139.92	-	-	67.2	-
Juin	11.03	8.12	151.23	-	-	67.2	-
Juillet	4.66	3.43	138.67	-	-	-	-
Août	5.55	4.08	112.01	0.7	-	-	99.10047

Tableau IV- 7 Calcul des besoins en eau de la vesce avoine.

VESCE AVOINE							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	0	-	0	-
Octobre	24.28	17.87	61.62	0	-	0	-
Novembre	15.79	11.62	48.83	0.3	14.65	19.2	-
Décembre	12.42	9.14	47.66	0.3	14.30	28.8	-
Janvier	15.06	11.08	58.27	0.5	29.14	38.4	-
Février	14.12	10.39	72.73	0.48	34.91	57.6	-
Mars	16.14	11.88	120.98	1.19	143.97	57.6	55.93
Avril	20.02	14.73	140.22	1.19	166.86	57.6	148.06
Mai	20.20	14.87	139.92	1.13	158.11	57.6	213.41
Juin	11.03	8.12	151.23	1.05	158.79	57.6	-
Juillet	4.66	3.43	138.67	-	-	-	-
Août	5.55	4.08	112.01	-	-	-	-

IV-5-2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES CULTURE MARAICHERS

Tableau IV- 8 Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (de saison).

P.terre							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	-	-	-	-
Octobre	24.28	17.87	61.62	-	-	-	-
Novembre	15.79	11.62	48.83	-	-	-	-
Décembre	12.42	9.14	47.66	-	-	-	-
Janvier	15.06	11.08	58.27	-	-	-	-
Février	14.12	10.39	72.73	-	-	10	-
Mars	16.14	11.88	120.98	0.5	60.49	-	64.8146
Avril	20.02	14.73	140.22	0.8	112.18	-	129.922
Mai	20.20	14.87	139.92	1.05	146.92	-	176.065
Juin	11.03	8.12	151.23	0.75	113.42	-	140.404
Juillet	4.66	3.43	138.67	-	-	-	115.605
Août	5.55	4.08	112.01	-	-	-	91.6331

Tableau IV- 9 Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (arrière saison).

P.terre AS							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	0.95	73.15	19.2	83.52
Octobre	24.28	17.87	61.62	0.9	55.46	24	50.12
Novembre	15.79	11.62	48.83	0.75	36.62	24	33.33
Décembre	12.42	9.14	47.66	0.6	28.60	24	25.94
Janvier	15.06	11.08	58.27	-	-	-	-
Février	14.12	10.39	72.73	-	-	-	-
Mars	16.14	11.88	120.98	-	-	-	-
Avril	20.02	14.73	140.22	-	-	-	-
Mai	20.20	14.87	139.92	-	-	-	-
Juin	11.03	8.12	151.23	-	-	-	-
Juillet	4.66	3.43	138.67	-	-	-	-
Août	5.55	4.08	112.01	0.75	-	8.64	106.57

Tableau IV- 10 Calcul des besoins en eau de la carotte

CARROT							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	0.5	38.50	-	37.3227
Octobre	24.28	17.87	61.62	0.8	49.30	-	41.904
Novembre	15.79	11.62	48.83	1.05	51.27	-	52.8625
Décembre	12.42	9.14	47.66	0.75	35.75	-	35.4746
Janvier	15.06	11.08	58.27	-	-	-	-
Février	14.12	10.39	72.73	-	-	-	-
Mars	16.14	11.88	120.98	-	-	10	-
Avril	20.02	14.73	140.22	-	-	-	-
Mai	20.20	14.87	139.92	-	-	-	-
Juin	11.03	8.12	151.23	-	-	-	-
Juillet	4.66	3.43	138.67	-	-	-	-
Août	5.55	4.08	112.01	-	-	-	-

IV-5-3 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DES FOURRAGES

Tableau IV- 11 Calcul des besoins en eau de Luzerne.

Luzerne							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	0	-	0	-
Octobre	24.28	17.87	61.62	0	-	0	-
Novembre	15.79	11.62	48.83	0	-	0	-
Décembre	12.42	9.14	47.66	0	-	0	-
Janvier	15.06	11.08	58.27	0	-	0	-
Février	14.12	10.39	72.73	0.7	50.91	14.4	15.62
Mars	16.14	11.88	120.98	0.7	84.69	19.2	45.88
Avril	20.02	14.73	140.22	0.85	119.19	38.4	36.87
Mai	20.20	14.87	139.92	1.2	167.90	43.2	88.85
Juin	11.03	8.12	151.23	1.2	181.48	57.6	77.54
Juillet	4.66	3.43	138.67	0.7	97.07	48	-
Août	5.55	4.08	112.01	0	-	0	-

Tableau IV- 12 Calcul des besoins en eau de Sorgho.

SORGHO							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	-	-	-	-
Octobre	24.28	17.87	61.62	-	-	-	-
Novembre	15.79	11.62	48.83	-	-	-	-
Décembre	12.42	9.14	47.66	-	-	-	-
Janvier	15.06	11.08	58.27	-	-	-	-
Février	14.12	10.39	72.73	-	-	43.2	-
Mars	16.14	11.88	120.98	0.5	60.49	48	17.057
Avril	20.02	14.73	140.22	0.75	105.17	96	120.574
Mai	20.20	14.87	139.92	1.1	153.91	96	185.393
Juin	11.03	8.12	151.23	1.1	166.35	96	210.978
Juillet	4.66	3.43	138.67	1	138.67	96	180.318
Août	5.55	4.08	112.01	-	-	-	-

IV-5-4 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE L'ARBORICULTURE**Tableau IV- 13 Calcul des besoins en eau de l'olivier**

Olivier							
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin bruts (mm)
Septembre	14.28	10.51	77.00	0.75	57.75	0	62.9
Octobre	24.28	17.87	61.62	0.65	40.05	0	29.58
Novembre	15.79	11.62	48.83	0.65	31.74	0	26.81
Décembre	12.42	9.14	47.66	0.65	30.98	15.8698	0
Janvier	15.06	11.08	58.27	0.75	43.70	15.4895	0
Février	14.12	10.39	72.73	0.75	54.55	21.8513	0
Mars	16.14	11.88	120.98	0.75	90.74	27.2738	41.46
Avril	20.02	14.73	140.22	0.75	105.17	0	120.57
Mai	20.20	14.87	139.92	0.7	97.94	0	110.76
Juin	11.03	8.12	151.23	0.65	98.30	0	120.24
Juillet	4.66	3.43	138.67	0.65	-	0	115.60
Août	5.55	4.08	112.01	0.65	0	0	91.63

IV-6 CALCUL DES BESOINS EN EAU POUR L'ASSOLEMENTS

Tableau IV- 14 Récapitulatif des besoins pour l'assolement1

Mois	Blé	Avoine	Luzerne	p.terre	P.terre AS	OLIVIER	Total
Septembre	73.25603	-	-	-	83.52	62.9894	219.77
Octobre	54.22803	-	-	-	50.12	29.58	133.93
Novembre	52.86254	-	-	-	33.33	26.8199	113.01
Décembre	54.53864	-	-	-	25.94	-	80.48
Janvier	66.80192	-	-	-	-	-	66.80
Février	44.32757	-	15.62	-	-	-	59.95
Mars	-	55.93	45.88	64.8146	-	41.4645	208.09
Avril	-	148.06	36.87	129.922	-	120.574	435.43
Mai	-	213.41	88.85	176.065	-	110.769	589.10
Juin	-	-	77.54	140.404	-	120.24	337.92
Juillet	-	0.00	-	115.605	-	115.605	231.21
Août	99.10047	0.00	-	91.6331	106.57	91.6331	388.93

Tableau IV- 15 Récapitulatif des besoins pour l'assolement2 le plus exigeant

senariot 2							
Mois	Blé	Avoine	Luzerne	p.terre	P.terre AS	OLIVIER	Total
Septembre	73.25603	-	-	-	83.52	62.9894	219.77
Octobre	54.22803	-	-	-	50.12	29.58	133.93
Novembre	52.86254	-	-	-	33.33	26.8199	113.01
Décembre	54.53864	-	-	-	25.94	-	80.48
Janvier	66.80192	-	-	-	-	-	66.80
Février	44.32757	-	15.62	-	-	-	59.95
Mars	-	55.93	45.88	64.8146	-	41.4645	208.09
Avril	-	148.06	36.87	129.922	-	120.574	435.43
Mai	-	213.41	88.85	176.065	-	110.769	589.10
Juin	-	-	77.54	140.404	-	120.24	639.92
Juillet	-	-	-	115.605	-	115.605	231.21
Août	99.10047	-	-	91.6331	106.57	91.6331	388.93

IV-6-1 CALCUL DU DEBIT SPECIFIQUE :

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture évalués précédemment à partir de la répartition culturelle. La dose d'arrosage de la consommation de

pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle.

D'après les deux tableaux on prend le débit spécifique de l'Assolement 1 car il est le plus exigeant

$$qs = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * E_i} \text{ l/s/ha}$$

B_{net} : besoin net du mois de pointe en mm/mois.

N_i : nombre des heures d'irrigation=24h

N_j : nombre de jours du mois de pointe =30 jours

E_i : Efficience d'irrigation

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de juin (Assolement 1), soient donc **589.10mm/mois**

$$qs = \frac{589.1 * 10 * 1000}{30 * 24 * 3600 * 0.75} \text{ l}$$

Qs=3.03 l/s/ha cest > 1.5

Il ya un risque de surdimensionnement car le débit spécifique calculé est très important

Dans ce cas, on a deux méthodes pour estimer le débit spécifique :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures ;
- Prendre en considération le débit spécifique de la culture la plus exigeante ;

Pour notre cas, étant donné la surface importante du périmètre, la prise en compte du débit de la culture la plus exigeante risque d'aboutir à un surdimensionnement inutile en particulier celles des conduites et des ouvrages de stockage.

Pour y remédier, on prend le débit spécifique de la culture la plus exigeante :

C'est avoine dans le mois de mai B=213mm /mois

$$qs = \frac{213 * 10 * 1000}{30 * 24 * 3600 * 0.75} \text{ l}$$

Donc qs=1.08 l/s/ha

Le débit spécifique moyen est de : 1.1 l/s/ha

Ce débit est largement inférieur à 1,5 l/s/ha donc le choix de ce débit reste valable.

Donc le débit spécifique pour le périmètre du DAIT ZRAGHET est de **1.1 l/s/ha**.

IV-6-2 EVALUATION DU DEBIT CARACTERISTIQUE :

Le calcul des débits caractéristiques permet de définir le débit maximum que le système de desserte aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

$$Q_{car} = q_s \cdot S$$

q_s : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)

S : la superficie totales à irriguer = 1320 ha

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 1.1 \cdot 1200 = \mathbf{1320 \text{ l/s}}$$

IV-7 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU TOTAUX DU PÉRIMÈTRE

La connaissance des volumes totaux d'irrigation est indispensable, elle permet de prévoir les volumes d'eau stockés dans la retenue et d'effectuer un meilleur calendrier d'arrosage.

Étant donné, que nous avons pris en considération un assolement biennal, nous avons calculé les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant, en plus des besoins de l'arboriculture (hors assolement).

Tableau IV- 16 Besoin en eau d'irrigation des cultures

Culture	superficies	Besoins nets (mm)	Efficience	Besoins bruts (m ³ /ha)	Besoins totaux (m ³)
	(ha)				
Blé	150	642	0.75	8560	1284000
Avoine	150	417	0.75	5560	834000
Luzerne	150	264	0.75	3520	528000
p.terre	100	716	0.75	9546.66667	954667
p.terre AS	150	300	0.75	4000	600000
Carotte	50	252	0.75	3360	168000
Arboriculture	100	614	0.75	8186.66667	818667
sorgho	100	712	0.75	9493.33333	949333
					2 233333

On remarque que le volume total des besoins en eau de notre périmètre est de 2 233333 m³. Ce volume peut être déduit de la nappe de AIN SKHOUNA puisque le volume permet de pomper de pompé est de 50 Mm³ et le volume alloué à l'irrigation est de 15 hm³/an.

III.7 LA DOSE DE LESSIVAGE

En culture irriguée, l'objectif du lessivage du sol est d'éliminer les sels qui se sont accumulés sous l'effet de l'évapotranspiration dans la partie du sol exploitée par les racines.

Pour le lessivage, il nous faut connaître la dose (excès) d'eau à apporter pour abaisser la salinité à un niveau satisfaisant.

Les conditions de drainage interne suffisantes pour permettre l'évacuation des sels en excès hors de la zone racinaire ou au minimum de leur maintien à une profondeur telle qu'ils soient sans effets sur la culture.

$$I_w = \frac{B_{net}}{1 - LR}$$

Avec :

I_w : besoin végétation + lessivage

B_{net} : besoin en cultures avant lessivage

$$LR = \frac{C_{eiw}}{5C_{es} - C_{eiw}}$$

Avec :

LR : Leaching Requirement ou fraction lessivante.

C_{eiw} : Conductivité électrique de l'eau d'irrigation : l'eau des forages= 2,38 ds/cm.

C_{es} : Conductivité électrique de l'extrait de pâte saturée du sol=2,2 ds/cm.

- **Notions du bilan salin dans un sol :**

Le bilan salin dans le sol permet d'évaluer la quantité des sels stockés au bout d'un certain nombre d'irrigation, il s'écrit sous l'expression :

$$\Delta S = I_w \times C_i - D_w \times C_d + S_a + S_s + S_p + S_e$$

ΔS : La variation du stock de sels dans le sol.

I_w : Le volume d'eau d'irrigation.

C_i : La concentration en sels de l'eau d'irrigation.

C_d : Concentration en sels de l'eau de drainage.

S_a : La quantité de sels apportés par les engrais ou amendement.

S_p : La quantité de sels mise en solution par l'eau traversant le sol.

S_e : La quantité de sels consommés par les plantes.

L'idéal serait de parvenir à un modèle où ΔS serait égale à zéro, c'est-à-dire supposé.
 $S_a + S_s + S_p + S_e = 0$

- **Périodes et méthodes de lessivage des sols :**

Dans les zones arides ou semi-arides, les doses de lessivage doivent être apportées comme doses d'irrigation.

Les besoins en eau pour le lessivage seront évalués à 20% des besoins bruts d'irrigation.

Le lessivage est envisagé lorsque :

- L'eau d'irrigation est salée ($C_{eiw} > 1,5$ ds/cm)

- Le sol a est tendance saline ($C_{eis} > 4$ ds/cm)

On distingue deux types de lessivage :

- **Lessivage capital (ou initial) :**

Il consiste à ramener une grande quantité d'eau pour lessiver le sol.

- **Lessivage continues (ou lessivage d'entretien) :**

Pour ce mode, la dose de lessivage est apportée par fraction en même temps que les doses d'irrigation, c'est à dire qu'on ne laissera pas les sels s'accumuler dans le sol, ils seront progressivement lessivés.

- **Calcul de la fraction lessivante LR :**

$$LR = \frac{C_{eiw}}{5C_{eis} - C_{eiw}} = \frac{2,38}{5 \times 2,2 - 2,38} = 0.27$$

- **Calcul de la dose de lessivage :**

Nous aurons la dose de lessivage :

$$V = \frac{LR \times ETM}{1 - LR}$$

Tableau IV- 17 Dose de lessivage de chaque culture

Mois/Culture	Sorgho	Blé/Orge	Pomme de terre	Carotte	Avoine	Luzerne	Olivier
September	-	-	-	24.88	-	-	34.83
October	-	-	-	28.24	-	-	22.95
November	-	9.16	-	21.38	6.11	-	13.24
December	-	8.37	-	11.41	4.56	-	9.89
Janvier	-	12.3	-	-	8.2	-	10.66
Fevrier	-	17.32	-	-	9.24	-	12.51
Mars	14.47	27.48	14.47	-	34.43	28.93	18.8
Avril	29.42	31.39	31.39	-	46.69	41.19	25.5
Mai	54.29	37.01	51.82	-	55.77	59.22	37.01
Juin	72.51	29.66	49.44	-	69.21	18.28	49.44
Juillet	85.99	-	-	-	-	-	64.49
Aout	-	-	-	-	-	-	59.02
	202.39	172.69	147.12	85.91	234.21	147.62	358.34

Tableau IV-12 des estimation des besoins de lessivage pour les deux assolements

Assolement 1					
Culture	Superficie(ha)	Bnet (mm)	Efficiencie	Bbrute (m3/ha)	Besoin totaux (m3)
Olivier	200	358.34	0.75	4777	955 400
Sorgho	225	202.39	0.75	3000	675 000
Carotte	150	85.91	0.75	1145	171 750
Avoine	275	234.21	0.75	3666	1 008 150
Pomme de terre	150	147.12	0.75	2000	300 000
				Total	3 110 300

Assolement 2					Dose total m3
Culture	Superficie(ha)	Dose de lessivage(mm)	Efficiencie	Dose de lessivage (m3)	
Olivier	100	358.34	0.75	3583	955 400
Sorgho	200	202.39	0.75	2566	675 000
Carotte	100	85.91	0.75	859	171 750
Avoine	550	234.21	0.75	2342	1 008 150
Pomme de terre	50	147.12	0.75	4777	300 000
					3 110 300

Ce qui implique que les besoins en eau de lessivage est $V=3\ 110\ 300\ m^3$.

*Les besoins en eau d'irrigation d'après le **tableau.III.17** **Assolement 2** sont :*

$$V=3\ 110\ 300 + 2\ 233\ 333\ m^3$$

$$V=5\ 343\ 633\ m^3$$

Donc les besoins totaux seront : $VT = 5\ 343\ 633\ m^3$

Ce volume peut être garantie avec les deux forages sans problème.

IV-8 CONCLUSION

Cette étude a pour but principal de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi que le volume nécessaire pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année.

Etant donné la vocation agricole de la région d'étude, nous avons choisi deux assolements qui prennent en considération les cultures céréalières.

Le calendrier cultural choisi, permettent de diversifier les cultures, leur irrigation permettra d'intensifier leurs rendements, ce qui permettra un développement économique important pour la région de DAIET ZRAGEUT

CALCULE HYDRAULIQUE

V

V-1 INTRODUCTION

V-2 LE RESEAU D'IRRIGATION

V-3 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

V-4 CALCULE hydraulique

V-5 STATION DE POMPAGE

V-6 LE RESERVOIR DE REGULATION

V-7 CONCLUSION

V-1 INTRODUCTION

Les réseaux de distribution par canalisation sous pression nécessitent assez souvent une mise en charge permanente à l'origine du réseau fonctionnant à la demande, tandis que l'alimentation par pompage de réservoirs desservant celui-ci, nécessite une commande automatique de la station, lui permettant d'ajuster les débits pompés par rapport aux débits appelés susceptibles de varier promptement et avec des proportions importantes.

La combinaison du débit et de la pression caractérise la capacité de pompage, que doivent fournir l'ensemble de groupes de pompage pour alimenter de façon satisfaisante tous les tronçons du réseau d'irrigation.

Ce chapitre se limite dans sa première phase à définir les caractéristiques des équipements hydrauliques du réseau et leur paramètres hydraulique et dans la second phase est de déterminer les dimensions de la station de pompage et synthétiser les critères à adopter pour le choix des équipements électromécaniques.

La troisième phase est consacrée à la définition du volume ainsi que le dimensionnement du réservoir de régulation qui alimente notre secteur hydraulique.

V-2 LE RESEAU D'IRRIGATION :

V-2-1 ROLE ET FONCTION DU RESEAU D'IRRIGATION.

Le réseau d'irrigation est l'ensemble d'organes, d'ouvrages et d'appareils qui assurent le transport, la répartition et la distribution des eaux d'irrigation à chaque exploitation et à chaque parcelle sans oublier par ailleurs les organes qui doivent éventuellement évacuer les eaux en excès.

V-2-2 TYPE DE RESEAUX :

Selon les contraintes techniques et économiques, on distingue trois (03) types de réseau d'irrigation :

- réseaux à ciel ouvert.
- réseaux fermés.
- réseaux mixtes.

-Réseaux à ciel ouvert : l'eau est transportée par des canaux à ciel ouvert généralement trapézoïdaux.

-Réseaux fermes : l'eau est distribuée sous pression par des conduites formant un ensemble ramifié généralement enterrées. Ce type de réseau est pratiqué dans les cas d'irrigation par aspersion.

-Réseaux mixtes : c'est la combinaison des deux systèmes cités ci-haut, le plus souvent l'eau est amené jusqu'au périmètre à l'aide de canaux à ciel ouvert, puis elle est distribuée par conduite sous pression.

V-2-3 CHOIX DU TYPE DE RESEAU :

Le choix du type de réseaux dépend en grande partie du mode d'irrigation choisi et aussi dépende de mode d'adduction adopté à notre périmètre (dans notre périmètre l'adduction se faite par pompage et l'irrigation par aspersion). Notre choix sera porté donc sur le **réseau fermé sous pression**, celui-ci présente beaucoup d'avantages tel que :

- Distribution rationnelle de l'eau
- Perte d'eau négligeable.
- Bon coefficient d'utilisation des terres irriguées.

Les principales parties d'un réseau fermé sont :

- a) La conduite principale elle assure le transport de l'eau à partir de la source jusqu'au périmètre.
- b) Le réseau de distribution : il est composé de conduites de répartition de l'eau dans le périmètre, les bornes d'irrigation etc...

V-2-4 MATIERE DES TUYAUX :

Du point de vu matériaux, on distingue plusieurs types de conduites destinées au transport de l'eau.

a) Conduites en fentes : elles sont généralement utilisées pour l'AEP du fait qu'elles présentent des caractéristiques suivantes : -Bonne étanchéité.

- Bonne résistance aux efforts.
- Bon coefficient d'écoulement.

b) Conduite en Acier : elles sont fabriquées soit par laminage à chaude sans soudure, soit à partir de tôles roulées et soudées longitudinalement. L'assemblage se fait généralement par soudure à l'arc électrique. Les conduites en Acier sont utilisées lorsqu'on a une pression importante, elles présentent également un bon coefficient d'écoulement hydraulique et une bonne étanchéité.

c) Conduite en Amiante Ciment : elles sont constituées d'un mélange de fibres d'amiante diffusé dans le ciment portland. Elles présentent les avantages suivantes :-Bon coefficient d'écoulement dû aux parois lisses.

-Bon résistance due aux fibres d'amiante.

-Grande résistance à la corrosion chimique.

d) Conduite en béton-armé : ces conduites sont caractérisées par de gros diamètres du fait qu'elles évacuent des débits très importants. Elles présentent les qualités suivantes : -Durabilité sans aucun entretien.

-Etanchéité satisfaisante pour le béton précontraint.

e) Conduites en matière plastique : ces conduites ont comme caractéristiques, la flexibilité et la légèreté qui facilitent leur transport et leur déplacement. Très souvent on utilise les conduites en P.V.C qui sont légers et souples et peuvent supporter de grandes pressions.

V-2-5 CHOIX DU MATERIAU :

Pour l'irrigation, on utilise généralement les conduites en Amiante Ciment pour les petits et moyens diamètres (<500mm), et les conduites en Béton pour les grands diamètres (≥ 500 mm) quant aux conduites en acier, elles sont peu utilisées du fait qu'elles sont difficiles à entretenir (protection contre la corrosion).et pour avoir une durée de vie optimale on utilise le (PRV) pour les grand diamètres pour ces raisons

Longue durée de vie :

- Les tuyaux sont fabriqués, conformément aux normes internationales, pour avoir une durée de vie minimale de 50 ans. Les coûts d'exploitation et de maintenance sont négligeables.

Une surface interne lisse et régulière :

- La surface interne lisse des tuyaux SUPERLIT en PRV diminue les pertes hydrauliques.
- Grâce à leur surface intérieure lisse des tuyaux, la perte de charge est réduite au minimum et ce, pendant toute la durée de vie du tuyau.

Des raccords sécurisés :

- Les raccords en PRV de SUPERLIT sont fabriqués selon la méthode de raccord flexible et l'étanchéité est garantie par des manchons intégrant un joint élastomère full-face.

Une grande légèreté :

- Le poids des tuyaux en PRV correspond approximativement à 1/4 du poids des tuyaux en acier, 1/5 du poids des tuyaux en fonte, et environ 1/10 du poids des tuyaux en béton.

- Les tuyaux en PRV de différents diamètres peuvent être imbriqués les uns dans les autres, il est possible de transporter davantage de tuyaux sur un seul véhicule. Le coût du transport est ainsi réduit.

- L'installation est facile et rapide.

- La manipulation et le montage ne requièrent aucun équipement spécifique. Leur légèreté facilite l'installation, y compris celle des plus longs tuyaux.

Résistance à la corrosion et aux produits chimiques :

- Le tuyau en PRV ne rouille pas car il ne contient aucun matériau métallique.

- Par défaut, il est conçu pour être utilisé dans une large gamme de pH.

- Il est doté de propriétés isolantes et n'est pas influencé par le courant électrique.

- Il ne nécessite aucune protection cathodique.

- Il ne nécessite aucun revêtement intérieur et extérieur.

Absorption d'un coup de bélier :

- Les montées en pression supplémentaires survenant lors de pics de pression sont nettement inférieures à celles survenant avec des tuyaux métalliques. Les tuyaux en PRV sont conçus pour absorber 40 % du coup de bélier sans augmenter la catégorie de pression.

V-2-6 ASSEMBLAGE DES CONDUITES :

Les conduites en amiante-ciment peuvent être assemblées à l'aide de manchons tels que :

-Joints simpex (montage compliquée).

-Joints Gibaut (solide, commode, cher).

-Joints Univit.

V-2-6-1 Les raccords

Les raccords(ou pièces spéciales) font aussi partie du réseau, il sont utilisés en cas de raccordement entre deux traçons, en cas de changement de direction, etc..

V-2-7 APPAREILLAGE DE FONCTIONNEMENT ET DE PROTECTION :

La conception d'un réseau de distribution moderne et rendement optimal exige la présence d'un bon appareillage de fonctionnement et de protection.

2 Découpage du périmètre en îlots d'irrigation :

Par définition, l'îlot d'irrigation est la plus petite unité hydraulique indépendante, desservie par une borne d'irrigation, pour éviter tout conflit entre agricultures.

Les normes utilisées pour ce travail effectué dans le cadre de l'avant-projet sommaire sont rappelées ci-dessous :

- Les îlots d'irrigation sont constitués par le groupement de plusieurs parcelles existantes dont les limites ont été scrupuleusement respectées.
- Dans toute la mesure du possible, chaque îlot d'irrigation est composé soit de parcelles privées seules, soit de parcelles domaniales seules.
- La délimitation des îlots a été effectuée de manière à leur donner une forme qui soit la plus régulière et la plus compacte possible, les limites des îlots coïncident généralement avec le tracé des voies de communication, on respecte les grandes lignes directrices du relief, lignes de crête, thalwegs.
- La taille des îlots varie dans d'assez notables proportions, mais dans tous les cas, le débit d'équipement de l'îlots est compris entre **20** et **50 l/s**. Il correspond à une main d'eau. (la surface optimale à donner à chaque îlot devrait avoir **20** à **60 ha**).

*Rappelons que le débit d'équipement d'un îlot se calcule en faisant la somme des débits des parcelles élémentaires qui le composent.

Dans notre secteur on a obtenu **27 îlots** sont représentées dans le tableau 6-1.

Tableau V- 1 caractéristiques des d'îlots d'irrigation.

ilots	20--25 ha	25---30 ha	30--35 ha	>35 ha	totale
nombre des ilots U	5	11	5	6	27
Surfaces ha	191	294	254	280	1019

V-2-8 PLAN DE BORNAGE

Les conditions d'accès à la prise d'irrigation par les irrigants, sont matérialisées sur le plan de bornage, appelé **plan d'implantation** des différentes bornes du réseau.

Ces dernier, est le résultat d'un compromis entre l'intérêt des utilisateurs qui souhaiteraient disposer d'un borne, idéalement situé par rapport à leur îlot d'exploitation et celui, du concepteur qui cherche à en limiter le nombre manière à diminuer le coût du réseau collectif.

En fin, et en générale les bornes sont implantés en tête des îlots et pour les grand îlots où pour desservir plusieurs îlots (4 ou 6 maximum) a partir de la même borne, cette dernière doit être implantée au centre de la zone à desservir.

Trace du réseau de distribution :

Une fois que le plan de bornage est établi, nous procéderons à la liaison, le plus économiquement possible, des différentes bornes et l'origine du réseau, le tracé exempté un réseau ramifier (ou palmé) qui conduit à un coût d'investissement optimum

La détermination du tracé est pragmatique, si nous étions obligés de suivre les limites des parcelles, les chemins, les routes et pistes, dans le cas contraire des multiples solutions se présentent quant aux manières de réalisation d'où la recherche de la solution ou moindre coût sera adopté.

V-3 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

V-3-1 LOI DE DEBIT :

Le calcul des débits réservés pour alimenter les îlots dépend directement de la surface de ce dernier suivant la fonction ci-après :

$$Q = q_0 \times s$$

Q:est le débit nécessaire dans la parcelle l/s ou m³/s

q₀ : le débit spécifique de la culture la plus exigeante dans le mois le plus sèche l/s/ha

S : la surface de l'îlot en ha

et après le calcule des déférent débits de chaque îlot on fait la somme montante de les borne jusqu'à la conduite principale pour dimensionnée chaque tronçon et déterminer le débit nécessaire a pompé chaque seconde pour satisfaire les besoins des agriculteur

Les types des bornes sont montions dans l'annexe c



Borne d'irrigation à 2 prises

Stabilisateur de pression



Compteur

Limiteur de débit

Prise d'irrigation

V-3-2 VITESSES :

On limite les vitesses dans les conduites à un minimum de 0.5 m/s et un maximum de 2m/s.et on prend 1.2 m/s

V-3-3 CALCUL DE PERTES DE CHARGE :

On utilise la loi de perte de charge établie par LECHAPT et CALMON.

$$J = \frac{L \times Q^M \times C}{D^N}$$

Avec :

J= Pertes de charge en (mm/m).

Q= Débit du tronçon m³/s.

L,M et N : Constantes dépendantes de la rugosité absolue « K » des canalisation.

C : Coefficient de majoration tenant comptes des pertes de charges singulières.

Pour les canalisations en amiante ciment, en béton et en fonte ductile, revues intérieurement en ciment, une rugosité de K= 0.5 mm est adoptée parce qu'elle intègre les risques de dépôt des

matières en suspension dans l'eau brute d'irrigation. Sous ces conditions, la loi de pertes de charge s'écrit :

$$J = 1.54 \times Q^{1.96} \times D^{-5.19}$$

La perte de charge linéaire unitaire, ainsi obtenue par l'expression [6-1], majorée forfaitairement de 10% pour tenir compte des pertes de charges singulières.

V-3-4 PRESSION DEMANDEE AUX BORNES D'IRRIGATION :

L'expression [6-2] définit la pression affectée aux bornes d'irrigation pour un bon fonctionnement des appareils d'irrigation.

$$P_B = P_a + r$$

Dans la quelle :

P_B : Pression à la borne.

P_a : Pression pour le fonctionnement de l'asperseur simple

r : Marge de sécurité ≈ 1 bar

La pression disponible à l'amont des bornes des réseau collectif est généralement de l'ordre de 3.5 à 4.5 bars, correspondant à une irrigation par aspersion à moyenne pression.

V-3-5 LES DIAMETRES :

Le choix des diamètres doit présenter une économie pour la réalisation du projet ainsi que pendant l'exploitation suivant les débits des tronçons et les vitesses permises on détermine les diamètres normalisés les plus proches, puis suivant les coûts de réalisation et ceux de l'exploitation on choisit les diamètres à coût minime.

*Le calcul hydraulique du réseau de distribution présenté dans le tableau **annexe**

C.

1-Borne d'irrigation :

Chaque îlot sera desservi par une borne d'irrigation à une, à trois ou à quatre prises (tubulures) et chaque prise équipée d'un limiteur de débit, d'un compteur et éventuellement d'un stabilisateur ou réducteur de pression.

Pour éviter le recours des équipements spécifiques et permettre une standardisation, le choix de la borne se fait parmi celles qui sont couramment commercialisées, ainsi que la perte de charge totale dans la borne ne doit pas excéder la valeur de 1bar.

Les diamètres des bornes en fonction des débits sont comme suit :

Tableau V- 2 Choix de diamètre de la borne.

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 8$ l/s	D= 65mm
$8 < Q < 20$ l/s	D= 100mm
$20 < Q < 25$ l/s	D= 150mm
$Q > 25$ l/s	D= 200mm

1-1 Rôle et fonction de la borne d'irrigation.

La borne assure quatre fonctions :

- le vannage.
- la stabilisation de la pression
- la limitation du débit
- le comptage du volume d'eau délivré

1-2 Implantation des bornes :

L'emplacement des bornes d'irrigation est le premier problème auquel doit s'attaquer le projecteur. Le réseau étant en effet destiné à amener l'eau en un certain nombre de points, il serait erroné d'étudier d'abord les tracés des conduites et de placer les bornes ensuite. Les conduites n'ont d'autres fonctions de relier les bornes entre elles.

la position de chaque borne résulte d'un compromis entre l'intérêt économique qu'il y a à limiter le nombre de bornes et le désir d'une utilisation facile par l'agriculteur.

En effet une forte densité améliore les conditions de travail des agriculteurs en diminuant les longueurs de canalisations mobiles de surface, mais, il en résulte accroît le travail de montage et de transport des canalisations mobiles.

On admet généralement que l'implantation des bornes répond aux critères suivants :

*Pour les zones de petites et moyennes exploitations :

- une prise par îlot d'exploitations
- quatre (04) prises maximum sur une même borne
- borne implantées en limites d'îlots

- dénivelée maximum de 5m entre les points les plus hauts et les plus bas du bloc d'îlots
- prendre en considération la possibilité d'une modification de la structure foncière

Les types des bornes implantées dans notre étude représentée dans ce tableau (ANNEXE C)

V-4 CALCULE hydraulique :

Le calcul hydraulique a pour but de dimensionner les conduites en déterminant leur diamètre tout en respectant les vitesses minimales admissibles et en minimisant les pertes de charge.

V-4-1 DEBIT NECESSAIRE A CHAQUE BORNE

Le débit de chaque borne est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_b = q_{\max} \times S_p.$$

Avec :

q_{\max} : débit spécifique maximale tiré à partir de l'hydro module régularisé (l/s/ha).

S_p : surface de chaque parcelle (ha).

V-4-2 CALCULE DE DIAMETRE ECONOMIQUE DU CANAL D'ADDUCTION

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné. Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (P_c) de la canalisation sera élevé, par contre (J) sera faible, on économise donc sur le prix du groupe (P_g) et le prix (P_e) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un petit diamètre, P_c est plus faible mais P_g et P_e seront plus élevés. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du m^3 d'eau élevé, compte tenu de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D . Actuellement, le diamètre économique est déterminé par une des relations suivantes :

1. Bresse : Déco = 1.5 ($Q^{1/2}$)
2. Bonnin : Déco = ($Q^{1/2}$)

3. Vuibert (1948) : $Deco = 1.35 e f \times Q$

4. Munier (1961) : $Deco = (1 + 0.02h) \times Q$

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation en fente dans une installation de petite ou moyenne importance.

V-4-3 APPROCHE POUR LE CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

Le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement, mais on diminue les pertes de charge, et par conséquent les dépenses en énergie diminuent. D'autre part, plus le diamètre de la conduite est petit, plus les pertes de charge seront grandes et plus la puissance nécessaire au refoulement sera importante. Ce dernier point nous laisse penser qu'il existe un diamètre de refoulement optimum ou un diamètre économique. Nous voulons, dans cette étude, élaborer des tableaux qui donnent directement le diamètre économique en fonction de tous les paramètres qui interviennent dans la définition de l'écoulement, pour tout type de fonctionnement. Aussi, pour pouvoir atteindre ce but, nous pouvons émettre les hypothèses suivantes quel que soit le matériau de la conduite (fonte, acier, amiante ciment, PVC, PEHD, etc.).

a) Le coût de la station de pompage est proportionnel à la puissance installée.

b) Le coefficient de pertes de charge est calculé pour une vitesse $V_0 = 0,8$ m/s qui diffère très peu de la vitesse économique.

Détermination du coût total annuel d'installation

Frais d'investissement de la Conduite ($K1.L.a$)

$$F_{inv} = K1.L.a \text{ (DA)}$$

$K1$: est le coût en DA/ml d'un mètre linéaire de la conduite en tenant compte des frais de pose.

L : est la longueur de la conduite en mètre (m).

a : annuité d'amortissement donnée par la formule $a = \frac{i}{1 - (1+i)^{-N}}$ où : i : taux d'annuité $\approx 8\%$

N : nombre d'années d'amortissement ($n=30$ ans) Soit : $a = 0,0879501$

Coût d'installation de la station de pompage ($K2.p.a$)

$$F_{inst} = K2.p.a$$

$K2$: coût d'un kW installé à la puissance réelle

p : puissance réelle de fonctionnement en KW

$$p = \frac{Q \cdot H_{mt} \cdot \phi \cdot g}{(\eta \cdot 1000)} \text{ en KW}$$

η : rendement de pompage $\approx 80\%$.

Φ : rendement électrique

Frais d'exploitation (Fonctionnement K3.p.t)

$$F_{exp} = K3.p.t$$

K3 : coût d'un KWh d'énergie électrique ;

t : temps de fonctionnement ;

$$t = T \cdot 365.j$$

T : nombre d'heures de fonctionnement par jour ;

P : Puissance réelle en KW ;

H_{mt} : hauteur totale d'élévation ;

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

$$r = (8f/d^5 \cdot g \cdot \phi^2) \quad \bar{R} = 2R \left[-\log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{5.5}{R^{0.9}} \right) \right]^{-1} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{10.04}{\bar{R}} \right)$$

Matiere	Tronçon	D (mm)	Longueur (m)	Q. l/s	Vitesse	Rh	C	S	J	DH
PRV	C1---B	700	1800	0.5	1.29988301	0.175	120	0.38465	0.0023	4.27
PRV	C6----B	700	4460	0.5	1.29988301	0.175	120	0.38465	0.0023	10.58
PRV	B---RES	1000	9000	1	1.27388535	0.25	150	0.785	0.00099	8.97

Tableau V- 3 La distribution des déferent diamètre de réseau

illots	SURFACE	BORNE 1	BORNE 2	BORNE 3				Réservoir	C1	C6	B
coté 1		DIAMETRE tetaire			Secondaire		canal principale	Tête de secteur	B	B	réservoir
1.1.1	26	125	125	110	315	315	1200 Première tronçon	1200	700	700	1000
1.1.2	25	125	125	110							
1.1.3	26	125	125	110							
1.1.4	25	125	125	110							
1.1.5	23	125	125	110							
1.1.6	30	125	125	110							
1.1.7	32	125	125	110							
coté 2											
1.2.1	30	125	125	110	200	200					
1.2.2	26	125	125	110							
1.2.3	28	125	125	110							
1.2.4	24	125	125	110							
coté 3											
2.1.1	36	125	125	110	315	315	700 Deuxième tronçon				
2.1.2	27	125	125	110							
2.1.3	25	125	125	110							
2.1.4	29	125	125	110							
2.1.5	34	125	125	110							
2.1.6	28	125	125	110							
2.1.7	26	160	125	110							
2.1.8	31	125	125	110							
coté 4											
2.2.1	30	125	125	110	250	250					
2.2.2	25	125	125	110							
2.2.3	60	125	125	110							
2.2.4	22	125	125	110							
2.2.5	52	125	125	110							
2.2.6	37	160	125	110							
2.2.7	35	125	125	110							
2.2.7.1	38	125	125	110							

Le reste de calcule pour tous les conduite de grand diamètre sont des tableaux dans LANNEX C.

V-5 STATION DE POMPAGE :**V-5-1 DESCRIPTION DE LA STATION DE POMPAGE :**

Les deux stations de pompage C1, et C6 seront équipées de façon identique. Pour chacune d'entre elles, le forage existant sera équipé d'une pompe immergée de 500 l/s, positionnée à 40 m de la surface, afin d'anticiper les futurs rabattements (voir chapitre 1.2). Avant toute chose, chaque forage devra faire l'objet d'une inspection par caméra afin de vérifier l'état des tubages et des crépines, et de s'assurer que l'on n'observe pas de dépôts ou d'éboulements. Des essais de pompage à 500 l/s de longue durée devront également être programmés, afin d'évaluer les capacités de production des forages ainsi que les niveaux de rabattement.

Pour chaque station, le groupe immergé refoulera dans une bache de reprise de 432 m construite en béton armé contre le bâtiment existant.

Trois groupes de reprise de 167 l/s seront installés dans le bâtiment existant. Leurs aspirations seront directement branchées sur la bache de reprise. Les refoulements repris par un collecteur qui sera connecté sur le transfert à la sortie de la station. L'ensemble des équipements électriques sera également logé dans le bâtiment existant.

V-5-2 GROUPE ELECTROPOMPES**V-5-2-1 Groupes de forage :**

Ce seront des groupes immergés de 500 l/s à 40 m, équipés de moteurs asynchrones de 315 kW sous 400 V, positionnés dans le forage à 40 m de profondeur à l'extrémité d'une colonne en acier inox DN 250 mm.

Les profondeurs de rabattement peuvent varier de 0 à 30 m.

Par voie de conséquences, les besoins en termes de pression de consigne pour la pompe peuvent varier de 10 à 44 m, lorsqu'on inclut les pertes de charge et la hauteur de la bache de reprise. Afin de s'adapter à cette variabilité de la consigne, il est prévu d'équiper les groupes de forage de variateurs de vitesse (variation de fréquence), permettant d'éviter les surconsommations énergétiques, les sur débits et les cavitations.

La vitesse de rotation pourra être asservie à une valeur de débit au refoulement, ou à des mesures de niveau sur la bache de reprise (niveau bas = plus vite, niveau haut = moins vite).

V-5-2-2 Groupes de reprise :

Chaque station sera équipée de 3 groupes de reprise multicellulaires horizontaux de 167 l/s à 130 m, équipés de moteurs de 187 kW sous 400 V. Ils seront installés dans l'ancien local de pompage.

V-5-3 EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES**V-5-3-1-1 Groupe de forage :**

Les colonnes des groupes de forage seront réalisées en acier inox DN 250 mm, démontables en éléments de 6ml. Le refoulement du groupe de forage, constituant la tête de puits et rejoignant la bêche de reprise par le sommet, sera réalisé en acier DN 250mm. Il comportera un joint de démontage et un débitmètre permettant d'assurer la régulation de la variation de vitesse, mais également de connaître les débits instantanés et les volumes extraits.

V-5-3-1-2 Groupes de reprise :

Chaque groupe de reprise sera équipé d'une aspiration individuelle en acier 200 mm, comportant une crépine en acier inox, une vanne de sectionnement PN 10 b, et un joint de démontage.

L'étanchéité des aspirations à la traversée du voile en béton de la bêche de reprise sera assurée par le serrage de joints souples en résine.

Les refoulements des groupes de reprise seront en acier DN 200 mm. Ils comporteront un clapet, une vanne de sectionnement et un joint de démontage. Ces appareillages seront en PN 16 bars.

Un collecteur de refoulement en acier DN 250 mm reprendra les refoulements des groupes. Il comportera à l'aval du dernier piquage un débitmètre, une vanne de sectionnement à actionneur électrique et un joint de démontage.

A la sortie du bâtiment, le collecteur de refoulement sera connecté à la conduite en acier DN 200 mm le reliant à la cuve hydrophore, puis se raccordera sur le départ de la conduite de transfert en PRV DN 700 mm

V-5-4 GENIE CIVIL DES STATIONS

Les expertises menées lors des études préliminaires ont permis de juger que les bâtiments existants sont réutilisables.

Les travaux à envisager pour chaque station comprennent :

- Réfection des peintures et enduits
- Réfection des huisseries métalliques

- Démolition des massifs et socles existants dans le local de pompage
- Réalisation d'une chape et des massifs des pompes dans le local de pompage
- Démolition de certaines cloisons dans le local électrique
- Réalisation d'une chape et de caniveaux pour les câbles dans le local électrique
- Construction d'une bache de reprise en béton armé de 432 m²

V-5-5 DETERMINATION DE LA PUISSANCE DE LA STATION DE POMPAGE :

La puissance de la station de pompage est déterminée par la formule suivante :

$$P_{SP} = \frac{\delta \times Q \times H}{102 \times \eta_p \times \eta_m}$$

Avec :

P_{sp} : Puissance de la station de pompage.

Q : débit brut d'eau en m³/s.

H_t : hauteur manométrique total (m).

δ : Poids spécifique du mètre cube d'eau (1000 Kg/m³).

η_p : Rendement de la pompe = 0.80

η_m : Rendement du moteur = 0.90.

V-5-6 DEBIT BRUT :

Le débit de pompage indiqué ce c'est qui correspond à des consommations maximales, en service continu de **20 heures /jour**.

Donc le débit c'est le débit en tête du réseau qui correspond à 1000 L/s ou bien 1 m³/s.

V-5-7 HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE.

La hauteur manométrique est donnée par la formule (8-2)

$$HMT = H_g + \Delta h + P_r$$

Avec :

HMT : Hauteur Manométrique Total en (m).

H_g : Hauteur géologique en (m).

Δh : perte de charge total.

P_r : pression requise nécessaire à la sortie (0.5 ÷ 1.5).

Tel que :

$$H_g = h_a + h_r$$

Avec :

h_a : hauteur d'aspiration où le niveau d'aspiration qui égale : **993.4 m.**

h_r : hauteur de refoulement où le niveau de refoulement qui égale :

1085.6 m.

donc : $H_g = 1072.6 - 989.4 = 92.34\text{m}$

$H_g = 82.2\text{ m.}$

V-5-8 PERTE DE CHARGE :

Sont les pertes de charge au long de la conduite principale. Les caractéristiques de la conduite principale sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau V- 4 le calcul détaillé de perte de charge

matière	Tronçon	D (mm)	Longueur (m)	Q. l/s	Vitesse	Rh	C	S	J	DH
fonte	C1---B	700	1800	0.5	1.29988301	0.175	120	0.38465	0.0023	4.27
fonte	C6----B	700	4460	0.5	1.29988301	0.175	120	0.38465	0.0023	10.58
PRV	B---RES	1000	9000	1	1.27388535	0.25	150	0.785	0.00099	8.97

Tableau V- 5 LES PERT DE CHARGE DE CHAQUE TRANCON PRINCIPALE I.

SP	Ha (m)	Hr (m)	DH (m)	HMT (m)	P SP (KW)
c1	40	107	13.25	80.25	885.66
c6	40	104	19.56	83.56	922.22

V-5-9 Nombre des pompes principales :

Le nombre d'unité de pompage principale est fonction du débit nominal total que l'on doit refouler pour rendre l'encombrement de la station plus économique, le nombre de pompe doit être plus restreint possible, voir les recommandations ci-dessous :

- $Q < 1\text{ m}^3/\text{s}$ ⇒ (1 ÷ 2) pompes.
- $Q = 1 \div 5\text{ m}^3/\text{s}$ ⇒ (3 ÷ 5) pompes.
- $Q > 5\text{ m}^3/\text{s}$ ⇒ (4 ÷ 6) pompes.

Dans notre cas le débit ($Q = 1\text{m}^3/\text{s}$) est inférieure à $1\text{ m}^3/\text{s}$. Donc on à **trois pompes principales. De puissance de 187 KW**

V-5-9-1-1 Détermination du débit calculé d'une pompe.de refoulement

Le débit d'une pompe :
$$Q_P = \frac{Q}{N_p}$$

Avec :

Q_p : le débit calculé d'une pompe.

Q : le débit global de la station (500 L/s).

N_p : nombre de pompe ($N_p=3$).

Donc :
$$Q_P = 500/3 = 167\text{L/S} \qquad \underline{Q_P = 167\text{ L/S}}$$

V-5-9-1-2 Choix du type de la pompe:

Le choix du type de la pompe est basé sur les exigences suivantes :

- la pompe doit assurer le débit calculé et la hauteur calculée.
- la pompe doit assurer le meilleur rendement.
- la pompe doit être légère, anti-corrosive, non encombrante.
- elle doit présenter la meilleure capacité d'aspiration.
- vitesse de rotation forte.
- anti-cavitation.
- exploitation simple.
- répondre à la construction la plus économique du bâtiment.

LA FICHE TECHNIQUE DE LAPOMEPE EST DANS L'ANEXXE C

V-5-9-1-3 Bâtiment de la station de pompage :

Selon les facteurs suivants on choisit le type du bâtiment :

- façon de raccordement de la station de pompage à la prise.
- type de pompe et du moteur.
- variation d'eau dans la rivière.
- des conditions naturelles.

La station est du type **Ginard**, avec une plate-forme générale dominant les bâches d'aspiration des pompes (côte de la plate forme :993 m).

Toutes les bâches d'aspiration sont indépendantes et peuvent être isolées séparément moyennant l'installation de batardeaux amovibles.

V-5-9-1-4 Choix d'équipement hydraulique :

L'installation de la station de pompage doit assurer les débits demandés avec sécurité de service plus au moins importante.

Alors pour garantir cette sécurité on doit étudier le bon choix et le bon fonctionnement des équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.

V-5-9-1-5 Les équipements d'aspiration :

Ces équipements se différencient selon que l'aspiration se fait dans une bache ou sur une conduite.

➤ Les grilles :

Ces dispositifs ne sont utilisés que pour les pompes d'eau brute afin d'éviter l'entrée des corps solides dans ces pompes.

- Dégrilleurs.
- Filtres.

➤ Bâches d'aspiration des pompes :

L'eau est aspirée directement dans la bache d'aspiration mise en eau par refoulement de vannes du barrage.

➤ Crépine :

Tout comme la grille, la crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides qui refuse le passage à des objets nettement plus petits que la grille.

En eau brute, la crépine peut s'obstruer rapidement, créant ainsi une perte de charge additionnelle à l'aspiration de la pompe.

➤ Convergent d'aspiration :

La conduite est alors raccordée à la pompe par un convergent, ce qui permet d'avoir une accélération des vitesses juste à l'amont de la pompe.

V-5-9-1-6 L'équipement de refoulement :

➤ Joint de raccordement :

La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

Les joints facilitent le démontage des pièces (vanne, clapet...) avec les différents accessoires.

➤ Vanne papillon :

Motorisée et télécommande on doit placer une vanne sur la conduite (en charge) pour faire isoler la pompe pour le démontage en cas d'une panne, ou bien pour l'entretien et la maintenance de la pompe.

➤ **Le divergent :**

A la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau dans la conduit de refoulement est très grand, alors il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage raisonnable, pour ce la on prévoit un divergent qui pourra être un cône.

A la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit lors de l'arrêt de la pompe. Donc permet de ne pas soumettre la conduite d'aspiration à la pression de refoulement.

Les clapets les plus utilisés sont les **clapets à battons**, ils sont installés sur des conduites horizontales.

➤ **Vanne de sectionnement :**

L'ouvrage de sectionnement a pour but d'isoler une partie, en cas de rupture de conduites ou des travaux d'entretien sans arrêter le fonctionnement de l'ensemble.

➤ **Les coudes :**

Les coudes seront le moins nombreux possible et à grand rayon de courbure.

- Organe de vidange :

Chaque point bas du réseau est muni d'un robinet-vanne permettant de vidanger les conduites.

V-6 LE RESERVOIR DE REGULATION :

V-6-1 DEFINITION

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage et de régulation présentant les principes de fonctionnement suivant :

- Assurer la sécurité de la distribution en cas d'arrêt de pompe
- Assure une régulation de débit entre le débit d'apport et le débit de consommation
- De plus il permet de constituer une réserve d'eau.

V-6-2 LE ROLE DU RESERVOIR DE REGULATION

Le rôle de réservoir de régulation est la régulation de pression d'eau dans le réseau et l'automatisation de la station de pompage, la régulation se fait par réservoir intercalé entre le réseau et la station de pompage.

Les réservoirs doit être équipé de:

- une conduite d'amener (refoulement et distribution).
- une conduite de vidange et trop plein

V-6-3 CONDUITE DE TROP PLEIN

Cette conduite à tendance à évacuer le débit en surplus arrivant au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas, elle doit être placée à limite du niveau maximum susceptible d'être atteint par l'eau. Elle ne comportera pas de robinet.

Billant générale de réservoir

En plus de la mise en charge du réseau, le réservoir de régulation doit également servir de réserve tampon permettant d'alimenter l'installation alors que les stations de pompage seront coupées pendant les heures de pointe. En effet, le tarif de l'électricité est extrêmement cher à ce moment, et dans un souci d'économies, il est préférable de ne pas faire fonctionner les installations de pompage.

Le dimensionnement du réservoir doit prendre en compte cette contrainte, il doit représenter un volume suffisant pour délivrer 1 000 l/s pendant 4 heures, soit 14 400 m³. Son volume utile a été calé à 16000 m³.

Il faut vérifier que le bilan remplissage/vidange du réservoir sur 24 heures est assuré, c'est à dire que le service de l'irrigation est assuré 24h/24, alors que les stations de pompage ne fonctionnent que 20 h/24.

Afin de déterminer le besoin sur 24 h, on détermine le besoin de pointe (0.7 l/s/ha) et l'on pondère avec un coefficient de foisonnement de 0,8 au niveau de l'utilisation des bornes sur le réseau (prend en compte le fait que les bornes ne sont pas ouvertes 24h/24 à cause des changements de position etc.).

Consommation sur le réseau : $1 \text{ m}^3/\text{s} * 0,8 * 24\text{h} * 3\ 600 = 69\ 120 \text{ m}^3$

L'apport quotidien par les stations de pompage peut atteindre 1000 l/s sur 20 heures : Apport par les stations : $1 \text{ m}^3/\text{s} * 20\text{h} * 3\ 600 = 72\ 000 \text{ m}^3$

On constate que le bilan est positif.

Compte tenu du volume utile nécessaire (16 000 m³), il serait extrêmement onéreux de réaliser un réservoir surélevé par rapport au terrain naturel. Il a été décidé de réaliser un ouvrage au sol, situé sur un promontoire à l'est du col à une cote TN de l'ordre de 1 081 m. Il sera réalisé en déblai/remblai dans le terrain naturel, le fond et les parois intérieures étant recouvertes d'un masque d'étanchéité en béton armé.

L'ouvrage aura une forme carrée et des dimensions hors tout de 98.4 * 105.4 m (pied de digue).

Les talus auront un fruit de 2/1 vers l'intérieur comme vers l'extérieur. Les matériaux

nécessaires à la construction des digues seront prélevés sur le site (creusement du centre de l'ouvrage), ou à proximité. Il s'agira d'un mélange de terre et de blocs rocheux calcaires. Le site se caractérise en effet par une faible couverture terreuse au-dessus des calcaires.

Des sondages géotechniques ont été effectués, permettant de constater que la fondation calcaire est régulière et ne présente pas de cavités apparentes.

Une conduite de vidange en acier diamètre 1000 mm mettra directement en charge la conduite de transfert vers le périmètre. A l'aval immédiat de l'ouvrage sera construit un regard en béton à l'intérieur duquel on trouvera :

La vanne de vidange diamètre 1000 mm permettant de couper l'alimentation du réseau Une vanne de vidange diamètre 500 mm permettant de vider le réservoir.

V-6-4 CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR

La capacité de stockage de réservoir sera définie par la formule suivante :

$$V_t = Q \times T$$

Avec :

V_T : le volume total du stockage.

Q : Débit de pointe en m^3/s .

T : heures de pointe en Seconde.

La réserve de sécurité correspondant à **2 heures** de consommation du système hydraulique (ou le système V)

Donc : $V_t = 1 \times 3600 \times 4 = 14\,400 \text{ m}^3$ **$V_t = 14400 \text{ m}^3$**

*La hauteur d'eau totale **Ht** :

$$H_t = H + H_c$$

Avec :

H_t : la hauteur d'eau total dans la cuve (m).

H : la hauteur d'eau calculée (m).

H_c : la hauteur de volume mort ($0.1 \div 0.5$) m.

Donc : $H_t = 5.84 + 0.28 = 6.12 \text{ m}$ **$H_t = 6.12 \text{ m}$**

Les dimensions de réservoir sont

Langueur=47.89 m

Largeur=45.87 m

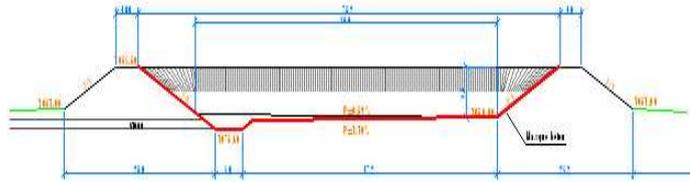
La pente de talus est $m=1/2$

Est le volume mort de réservoir est 10% de la volume totale

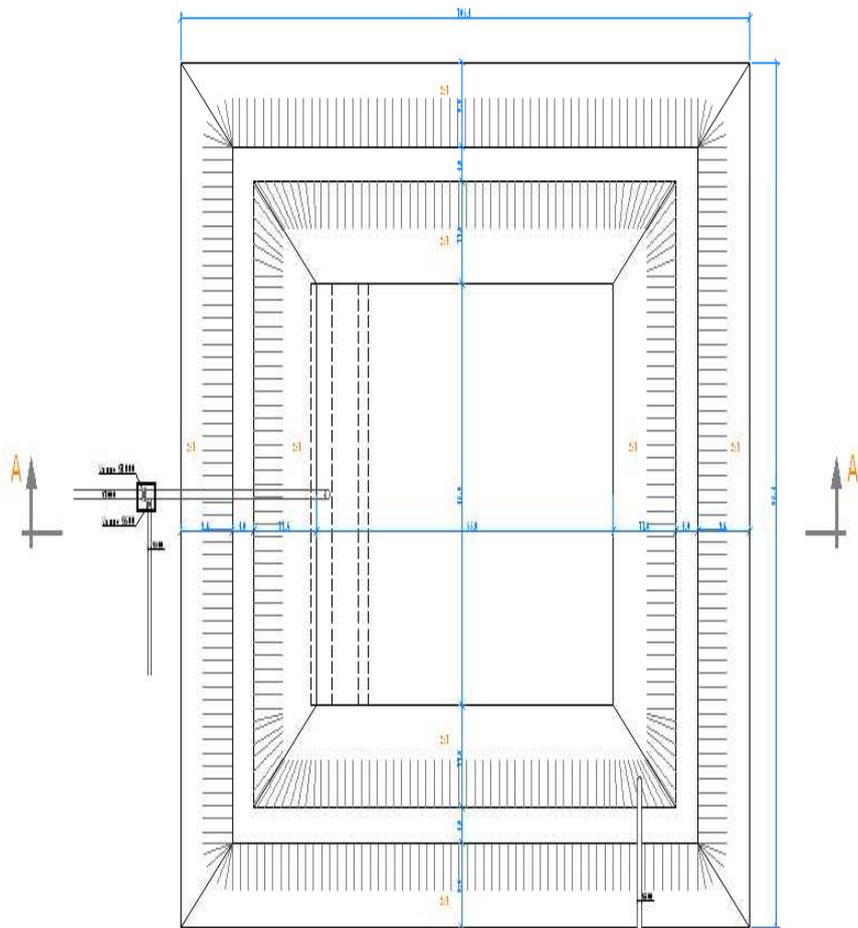
Donc le volume total est 16 000 m³

PLAN ET COUPE DU RESERVOIR DE REGULATION

Coupe AA'



Vue en plan



V-6-5 L'AUTOMATISATION DE LA STATION DE POMPAGE

Le réseau de distribution est mis en charge directement par le réservoir de régulation, dont le volume (16 000 m³) permet d'assurer la continuité du service même lors des arrêts de son alimentation pendant les heures de pointe (4 heures/jour).

La régulation de l'alimentation du réservoir par les trois stations de pompage situées au niveau des forages C1, C2 et C6 se fera selon des mesures de niveau dans le réservoir.

Une mesure de niveau analogique (sonde à ultrasons) sera positionnée au-dessus du réservoir. Les enclenchements et déclenchements des groupes de reprise situés au niveau des 3 forages seront pilotés par des niveaux d'eau dans le réservoir : un niveau bas d'enclenchement d'un groupe complémentaire, un niveau haut de déclenchement d'un groupe.

La mesure sera transmise entre le réservoir et la station C2 par une liaison radio.

A la station C2 sera situé l'automate maître, qui pilotera les deux automates esclaves de C1 et C6. Les liaisons entre C2, C1 et C6 se feront également par radio.

Au niveau de la programmation générale de l'automate situé en C2, on pourra introduire une permutation circulaire des trois stations pour l'alimentation du réservoir, afin d'homogénéiser les rabattements, mais on pourra également introduire une permutation circulaire entre les 9 groupes de reprise situés dans les 3 stations.

Au niveau de chaque station, la régulation des enclenchements/déclenchements des groupes de forage pour le remplissage de la bêche de reprise se fera à l'aide de l'automate local, selon des mesures de niveau dans la bêche mesurées avec une sonde à ultrasons, les sécurités haute et basse étant assurées par des poires de niveau.

Au niveau du réservoir de régulation, les niveaux de sécurité haute et basse seront détectés par des poires de niveau. Un arrêt total du système sera provoqué par une perte du signal de la sonde ou une perte du signal radio.

V-7 CONCLUSION

La bonne desserte du périmètre, est tributaire de la station de pompage qui l'alimente, d'où la sécurité de fonctionnement de cette station, étant essentielle.

Notre station située à l'amont de notre périmètre DAEIT ZRAGEUT, le débit total de cette station c'est 1000 l/s sera fourni par deux (02) station de pompage de 500 l/s chacun, plus un (01) groupe de secours identique.

Les principales caractéristiques hydraulique du refoulement sont définies comme suit :

- Cote plan d'eau minimum d'aspiration : **993.4m**
- Cote plan d'eau minimum dans le réservoir de régulation : **1085 m**
- Cote plan d'eau maximum dans le réservoir de régulation: **1091 m**

- les groupements de l'aspiration aspire l'eau de la nappe vers une bêche

-Les groupes électropompe fonctionnent en parallèle.

- Les groupes électropompes seront choisis de telle sorte que leurs rendements soient toujours supérieurs ou égal **80%**.

Le réservoir de régulation est situé au sud-ouest de périmètre avec une capacité de **16000 m³**, sera stockée par un bassin rectangulaire semi enterré avec des talus de 1/2, qui peut couvrir 4 heures d'irrigation au mois de pointe (Juillet) sur tout le secteur. Ces bassins sont caractérisées par :

- La hauteur : **6.00 m.**
- La charge d'eau : **5.25 m.**
- La largeur de réservoir **47.85 m.**
- La Longueur de réservoir : **49.89 m.**

VI-1 INTRODUCTION

VI-2 CALCUL DE L'INSTALLATION DE GOUTTE À GOUTTE

VI-2-1 INTRODUCTION

VI-2-2 DEFINITION

VI-2-3 *Les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée*

VI-2-4 CALCUL DE L'INSTALLATION D'IRRIGATION

VI-2-5 CALCUL HYDRAULIQUE DE RESEAU DE GOUTTE A GOUTTE

VI-2-5-1 Calcul de la rampe

VI-2-5-1 Calcul du porte rampe

VI-2-6 CONCLUSION

VI-3 LE CALCUL DE L'INSTALLATION D'ASPERSION

VI-3-1 INTRODUCTION

VI-3-2 LE CHOIX DE L'INSTALLATION D'ASPERSION

VI-3-2-1 Les Différents Types d'installation d'aspersion

VI-3-2-2 Choix de l'installation

VI-3-3 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU RESEAU D'IRRIGATION PAR ASPERSION

Données générales

Calcul de la Dose pratique

Dimensionnement théorique

Dimensionnement hydraulique des rampes / portes rampes

VI-4 CONCLUSION

VI-1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons détaillée les équipements a la parcelle qui nous permet de fournir l'eau qu'il faut pour les plante et dans ce cadre on a trois type

- Irrigation localisée (goute a goutte)
- Irrigation par asperseur
- Irrigation par pivot

Et dans notre cas on va entamée juste la **goute a goutte** et **asperseur** puisque le pivot demande des grande surface et pas notre cas

VI-2 CALCUL DE L'INSTALLATION DE GOUTTE À GOUTTE

VI-2-1 INTRODUCTION

L'irrigation localisé ou irrigation par le goutte à goutte peut être considérée comme une solution pratique aux problèmes de la sécheresse au même titre que les méthodes traditionnelles de l'irrigation de surface et de l'irrigation par aspersion . Elle permet une très grande efficacité de l'irrigation. Dans ce chapitre en va dimensionner une partie de notre station par le goutte à goutte dont le but principale d'économiser le maximum d'eau.

VI-2-2 DEFINITION

Le système d'irrigation goutte à goutte est un système qui permet une très grande efficacité de l'irrigation. Des perforations dans des tuyaux longeant les lignes de culture distribuent l'eau aux plantes de manière localisé et à très faible débit , évitant ainsi un maximum de déperdition .

Très économe en eau et en main d'œuvre, il demande par contre une très grande technicité de ces utilisateurs. Les rendements peuvent être très élevés, mais l'investissement est très important.

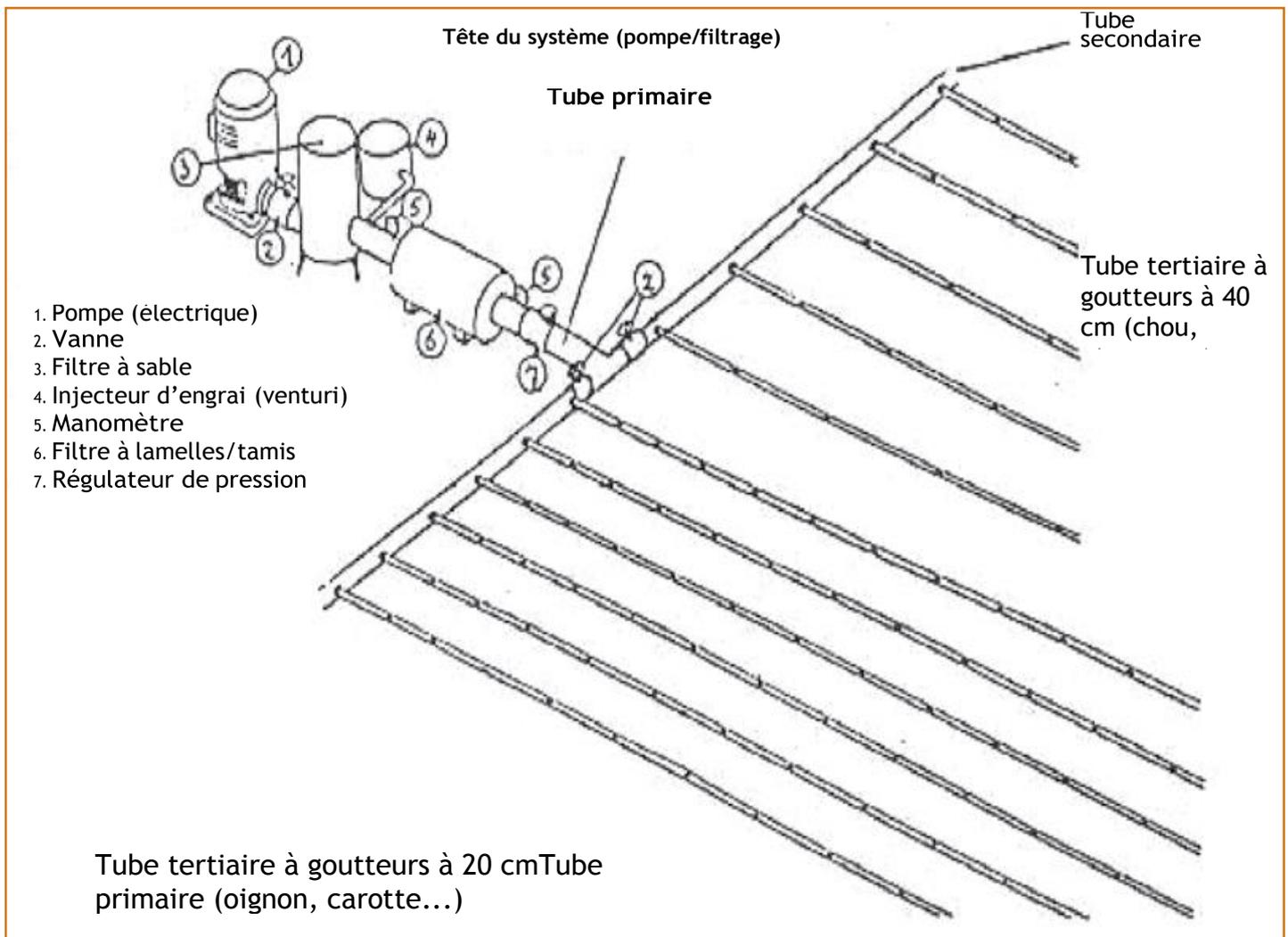


FIGURE VI- 1 SCHEMA DETAILLE SUR LES ORGANE D'UNE SYSTEME GOUTE A GOUTE

VI-2-3 Les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée

Les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée (Figure VI-1).

VI-2-3-1 Un point de fourniture d'eau sous pression appropriée

On utilise en générale des pompes centrifuge, mais pour la petite installation on utilise des pompes à piston. L'eau peut également provenir d'un réseau de distribution publique.

VI-2-3-2 Unite de tête

Reliée au point de fourniture d'eau. Elle permet de régulier la pression et le débit, de filtrer l'eau d'introduire des éléments fertilisants. Parfois, des Régulateurs de pression et des filtres secondaires sont placés en tête de la porte rampes ou même des rampes.

VI-2-3-3 La conduite principale

Qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en amiante-ciment, en PVC rigide ou en acier galvanisé

VI-2-3-4 Les Porte- rampes

Qui alimentent les rampes d'un seul cote ou des deux coté .Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité, soit en PVC.

VI-2-3-5 LES RAMPES

Qui sont toujours en polyéthylène basse densité, à l'exception de quelque installation où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé. Il existe d'autres types de rampes qui assurent à la fois le transport et la distribution de l'eau, comme les rampes poreuse ou perforées.

VI-2-3-6 Les distributeurs

Qui constituent la partie essentielle de l'installation , c'est à partir d'eux que l'eau sort, a la pression atmosphérique , en débits faibles et réguliers . Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit, dont il existe de très nombreux types différents, des ajutages ou des mini difiseurs dont le débit est un peu plus important.

VI-2-4 CALCUL DE L'INSTALLATION D'IRRIGATION

Le champs d'agrumes à irriguer par le goutte à goutte a une surface de d'environ 0.146 Ha (112.5 x11) avant de calculer l'installation il faut d'abord calculer les besoins en eau des cultures.

VI-2-4-1 Calcul des besoins en eau des cultures (olivier)

En utilisant le logiciel « Cropwat » on calcul :

- 1- L'évapotranspiration de référence ET_0 par PENMAN-MONTHEITH.
- 2- La pluie efficace.
- 3- Les besoins d'irrigation.

D'après le tableau ci-dessus, le mois de pointe est le mois de juillet ($B_p = 120\text{mm/mois}$)

VI-2-4-2 Besoins journaliers

Les besoins de mois de pointe est « mois de juillet » est de 120 mm.

Les besoins journaliers $\beta_j = \frac{120}{31} = 3.87 \text{ mm}$

Les besoins en eau dans irrigation localisée sera calculée par :

$$\beta_{il} = \beta_j (0.10 + CS)$$

β_j : Besoins journalière de l'irrigation traditionnelle

CS : Couverture du sol, pour les olivier CS = 70 %

$$\beta_{il} = 3.87 \times (0.10 + 0.7)$$

$$= 3.87 \times 0.8 = 3.1 \text{ mm / j}$$

$$\beta_{il} = 3.1 \text{ mm / j}$$

VI-2-4-3 Dose nette

$$D_{nette} = (H_{cc} - H_{pf}) \times Y \times Z \times P \%$$

H_{cc} : L'humidité à la capacité au champ.

H_{pf} : L'humidité au point du flétrissement

D'après les caractéristiques du sol (texture limoneuse) on a :

$$H_{cc} = 20 \% \quad ; \quad H_{pf} = 11 \%$$

Y : Degré de tarissement admissible ; Y = 2/3.

E : Profondeur d'enracinement.

Z : Pourcentage du sol humidifié.

Le pourcentage du sol humidifiée dépend de :

- Débit de distributeur (goutteurs)
- Espacement entre les goutteurs.
- Ecartement entre les rampes.
- Texture du sol.

D'après le tableau de guide d'estimation du pourcentage de sol du humidifié de Keller et Karmeli , pour un écartement de 5 × 5 ; d'un débit de distributeur de 8 l/h (on prend pour chaque arbre 2 goutteurs espacé de 1.3 m, ayant pour chaque un débit de 4 l/h) et pour une texture moyenne la valeur de p sera égale à 32 % .

$$D'ou \text{ la dose nette : } D_{nette} = (H_{cc} - H_{pf}) \times y \times z \times \frac{P}{100}$$

$$D_{nette} = (0.2 - 0.11) \times \frac{2}{3} \times 1400 \times \frac{32}{100}$$

$$D_{nette} = 26.88 \text{ mm}$$

VI-2-4-4 Dose pratique

$$D_p = \frac{D_{nette}}{0.90} = \frac{26.88}{0.90} = 29.86 \text{ mm.}$$

$$D_p = 29.86 \text{ mm}$$

VI-2-4-5 Fréquence d'arrosage

$$I = \frac{D_{nette}}{\beta_{jil}} = \frac{26.88}{3.1} = 8.7 \text{ j}$$

On prend la fréquence d'arrosage $I = 9$ jours.

VI-2-4-6 Dose brute

$$D_{brute} = \frac{D_{nette}}{\eta \times Cu}$$

Tel que :

η : Rendement d'irrigation = 0.9

Cu : Coefficient d'uniformité d'arrosage

$$D_{brute} = \frac{26.88}{0.9 \times 0.9} = 33.18 \text{ mm}$$

VI-2-4-7 Duré d'arrosage

$$t = \frac{D_{brut} \times Eg \times Er}{q} = \frac{33.18 \times 5 \times 5}{8} = 103.7 \text{ heures.}$$

L'irrigation journalière sera : $\frac{103.7}{9} = 11.52 = 12 \text{ heures.}$

VI-2-4-8 Débit caractéristique

$$q_c = \frac{3.1 \cdot 10^4}{3600.24} \cdot \frac{1}{0.9} = \mathbf{0.390 \text{ l/s/ha}} \quad (\text{En irrigation par le goutte à goutte})$$

$$q_c = \frac{3.1 \cdot 10^4}{3600.24} \cdot \frac{1}{0.75} = \mathbf{0.478 \text{ l/s/ha}} \quad (\text{En irrigation traditionnel})$$

Le pourcentage de gain est donc : $(1 - 0.390/0.4780) \cdot 100 = 29\%$.

VI-2-4-9 Débit de l'installation

$$Q = 10 \cdot \frac{S}{N} \cdot \frac{D_{brute}}{t}$$

Telle que :

Q : Débit de l'installation en m^3/h .

S : Surface de la parcelle (ha).

N : nombre de poste

t : durée de fonctionnement par arrosage (heurs)

D_{brut} : Dose brute (mm)

$$Q = 10 \cdot \frac{185 \cdot 525}{4} \cdot \frac{33.18}{9 \cdot 24} = 37.298 m^3/h = 37298.697 L/h$$

VI-2-5 CALCUL HYDRAULIQUE DE RESEAU DE GOUTTE A GOUTTE

VI-2-5-1 Calcul de la rampe

Le nombre de rampe sera égale à :

Largeur de la parcelle/écartement entre les rampes = $550/5 = 110$, on prend le nombre de rampe égale à 110.

- La longueur de la rampe est de : $L_r = E \cdot Na = 5.18 = 90. m.$
- Le débit est : $Q_r = 8.18 = 144 l/h.$
- Diamètre :

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot Q^2}{\pi \cdot V}} \quad \text{On suppose que : } V = 1 \text{ m/s, donc :}$$

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot Q^2}{\pi \cdot V}} = 9.3 \text{ mm, on prend } D_r = 12 \text{ mm.}$$

Mais pour des raison économique au plus tard on prend $D_r = 16 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } V = 4 \cdot Q / \pi \cdot D_r^2 = 1.01 \text{ m/s.}$$

- Perte de charge

La perte de charge est donnée par la formule :

$$J = \left(\frac{8}{2.75} \cdot 10^5 \cdot D^5 \cdot Q^{1.75} \right) \cdot L$$

Tele que : J : Perte de charge totale (m)

D : Diamètre de la rampe.(mm)

Q : Débit de la rampe (l/s)

L : Longueur de la rampe.(m).

$$J = \left(\frac{8}{2.75} \cdot 10^5 \cdot 16^{-4.75} \cdot 0.014^{1.75} \right) \cdot 90$$

$$J = 0.016 * 90 = 1.6m$$

VI-2-5-1 Calcul du porte rampe

Le porte rampe alimente les rampes sur un coté ou sur deus cotés, il peut être flexible s'il reste en surface, il est rigide s'il est enterré.

- Débit du porte rampe est calculé par :

$$Q_{pr} = N_R \cdot Q_r = 105.114 = 15392 l/h = 8.63 l/s.$$

- Diamètre :

$$D_R = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \quad \text{On suppose que : } V = 1 \text{ m/s, donc :}$$

$$D_R = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} = 42 \text{ mm, on prend } D_r = 63 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } V = 4.Q / \pi . D_r^2 = 0.37 \text{ m/s.}$$

- La longueur du porte rampe dans notre cas égal à le demi longueur de notre parcelle (L=525)
.L_{pr}=263m
- Les pertes de charge peuvent calculée par la même manière

La perte de charge est donnée par la formule :

$$J = \left(\frac{8}{2.75} \cdot 10^5 \cdot D^5 \cdot Q^{1.75} \right) \cdot L$$

Tele que : J : Perte de charge totale (m)

D : Diamètre de la porte rampe.(mm)

Q : Débit de la porte rampe (l/s)

L : Longueur de la porte rampe.(m).

$$J = \left(\frac{8}{2.75} \cdot 10^5 \cdot 16^{-4.75} \cdot 0.08^{1.75} \right) \cdot 263$$

$$J = 0.006 * 263 = 1.637m$$

Donc la pert de charge totale est

$$J = D H_r + D H_{pr} = 1.35 + 1.637 = 2.98 \text{ m}$$

Donc la pression doit être supérieur a 2.98+10m de gouteur pour fourni le débit nécessaire

LA CHARGE TOTALE EST

P de tete de filtre =3bar

VI-2-6 CONCLUSION

Il claire que le mode d'irrigation goutte à goutte offre meilleure économie d'eau d'une part, d'autre part une pression de 1 bar sera suffisante au goutteur. Contrairement au mode d'irrigation par aspersion qu'il nécessite une pression importante. Jusqu'à 3 bar.

VI-3 LE CALCUL DE L'INSTALLATION D'ASPERSION

VI-3-1 INTRODUCTION

La gamme des solutions possible pour équiper une parcelle en vue de son arrosage par aspersion résulte d'une part de la diversité du matériel existant sur le marché et les nombreuses variantes envisageables d'autre part . Dans ce chapitre n va choisir l'installation d'aspersion adéquate et déterminer les paramètres d'arrosage (débit, fréquence, duréeetc.).

VI-3-2 LE CHOIX DE L'INSTALLATION D'ASPERSION

VI-3-2-1 Les Différents Types d'installation d'aspersion

VI-3-2-1-1 Rampes à déplacement rectiligne (type voljanka)

Les asperseurs sont montés sur une tube qui est sur les roues motorisées , la longueur de cette installation varie entre 150 et 400 m (pour une ails) ; la largeur d'une bande humectée est de 18 m . La conduite est de 0.9 m au-dessus du sol (ce qui entraîne une mauvaise répartition de la pluie artificielle causée par la taille des cultures agricoles telles que le maïs.

VI-3-2-1-3 Rampes pivotantes automotrices (types frégate)

Elle présente une longueur allant jusqu' à 650 m et elle est portée à une hauteur de 2.2 m au-dessus du sol . L'arrosage se fait par rotation , assuré par une moteur, la pression de fonctionnement est de 50 et 65 m.

VI-3-2-1-4 Arroseurs automoteurs

Avec ces appareils, l'équipement de la parcelle à irriguer réduit a une conduite fixe on semi-fixe. Cette conduite est équipée de vanne d'arrêt aux différents points d'alimentation des bandes , ce système permet d'irriguer un secteur formant un angle de 240° avec un diamètre de jet de 30 à 100 m.

VI-3-2-1-5 Canon à long jet

Il est placé sur le tracteur , donnant un jet puissant , ces canons fonctionne à haut pression (40 à 60 m) et déversent des débits importants et à la portée (100 à 200) dont l'intensité de la pluviométrie artificielle est assez élevée (8 à 14 mm/heure).Ils permettent sur les sols légers , de couvrir des superficies importantes pour des investissements relativement modestes.

VI-3-2-1-6 Les arroseurs a poste fixe de basse et moyenne pression

Ce sont des arroseurs (asperseurs) montés sur des rampes mobiles ou fixe et qui demandent des basses et moyennes pressions (1.5 à 4 bars).

VI-3-2-2 Choix de l'installation

Pour pouvoir choisir telle où telle installation, il faut étudier certaines contraintes :

Contraintes techniques

- ❖ La pression disponible
- ❖ Vitesse de vent
- ❖ Vitesse d'infiltration limite de sol
- ❖ Dimension de la parcelle

Contraintes agronomiques

- ❖ Type de cultures
- ❖ Besoins en eau (période de pointe)

Contraintes pratiques

- ❖ Durée de la période de pointe
- ❖ Temps de manipulation par jour

Contraintes économique

- ❖ Prix de l'installation d'aspersion
- ❖ Prix de l'énergie nécessaire

Tenant compte des contraintes cité précédemment on conclure que

- ❖ La rampe a roue (voljanka) ; ne pas s'adapter à notre cas car l'élévation de la conduite au sol est petite par rapport a la taille de la culture.
- ❖ La rampe pivotante (type frégate) ; elle est destinée aux périmètres dont la pente moyenne inférieure à 5 % , elle s'adapte aux cultures dont la taille des plantes inférieure ou égale à 2.2 m .
- ❖ L'arroseur automoteur , nécessite une énorme pression allant jusqu'à 95 m et une pente moyenne inférieure à 3 %.
- ❖ Arrosage avec des asperseurs sur des rampes mobiles cette installation est utilisée pour des terrains pentus à faible superficie.

Donc :

Le choix de type d'installation d'aspersion se fait par une étude technico- économique très détaillée , mais dans notre cas, on a basé seulement sur certains paramètres (la pente , les dimension de la parcelle , taille des cultures, ... etc.). On a opté pour le choix de l'installation de la rampe mobile. Le déplacement des rampes se fait manuellement , la rampe est alimentée par des hydrants situé sur la conduite d'approche.

VI-3-3 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU RESEAU D'IRRIGATION PAR ASPERSION :

Le dimensionnement par aspersion, nécessite au préalable la quantification de certains paramètres nécessaires à la mise en œuvre de cette technique.

VI-3-3-1 DONNÉES GÉNÉRALES

1. **Choix de la culture** : étant donné les cultures mises en places sont très appréciées dans la région, nous avons choisi l'irrigation du blé par aspersion.
2. **Choix de la parcelle** : Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle N°(1-1-1) sur une surface de 10 ha alimentée par les bornes borne **(1-1.1.3) (1-1.1.2) (1-1.1.1)** et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 4.6 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 30 ha et présente une forme relativement rectangulaire.
3. **Choix du mode de couverture** : pour des raisons économiques, on adopte pour la couverture totale.
4. **Temps de travail** : 20 heures par jour, et 26 jours par mois
5. **Besoins en eau de pointes** : 160mm pour le mois de mai .
6. **Perméabilité du sol** : le sol est de type limoneux- peut argileux avec une perméabilité estimée de : $K = 7 \text{ mm/h}$.

VI-3-3-2 CALCUL DE LA DOSE PRATIQUE

La RFU est calculée comme suit :

$$\text{RFU} = Y \times (\text{Hcc} - \text{Hpf}) \times \text{Da} \times Z \quad \dots\dots\dots \text{(VII.30)}$$

Y : degré de tarissement : égal à 2/3

Da : densité apparente : égale à 1.35

Z : profondeur d'enracinement mm (0,60 m pour Le blé)

Hcc : humidité à la capacité au champ (20%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (11%).

$$\text{RFU} = \frac{(20-11)}{100} \times 1.35 \times 0.6 \times \frac{2}{3} \times 1000 = \mathbf{48,6 \text{ mm}}$$

VI-3-3-3 DIMENSIONNEMENT THEORIQUE**VI-3-3-3-1 Calcul du diamètre de l'ajutage**

La perméabilité du sol $K = 7 \text{ mm/h}$

On pose $p \leq k$ tel que p est la pluviométrie de la buse.

Le diamètre de la buse se calcul, par la relation suivante :

$$P = \frac{1.5 \times d}{1.04} \quad \dots\dots\dots \text{(VII.31)}$$

D'où :
$$d = \frac{1.04 \times 7}{1.5} = \mathbf{48.5 \text{ mm}}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type (caractéristique de l'arroseur circulaire **PERROT ZF 30**) (ANEX D)

le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de **48mm**.

VI-3-3-2 calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25}$$

Tel que :

d : diamètre de la buse en (mm)

h : pression de la buse en (m), dans notre cas h=3.0 bars = 30 m.

$$L = 3 \times 4.8^{0.5} \times 30^{0.25} = \mathbf{15.38 \text{ m}}$$

Théoriquement, cette formule est valable, mais demande encore plus de précision en fonction du diamètre choisi et recommandé par le fournisseur. D'après le catalogue du fournisseur **PERROT** pour le diamètre de la buse de **48.00mm** à une pression de service minimale de **3.0 bars** la portée calculée est de **16,0m**.

VI-3-3-3 Ecartement entre les rampes et les arroseurs

En fonction de la vitesse du vent, les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

1. L'écartement E_l entre les lignes d'arrosage est égal à 1,25 L pour un vent faible et à 1,02 L pour un vent fort.
2. L'écartement E_a entre les arroseurs sur la rampe est égal à 0,8 L pour un vent faible et à 0,5 L pour un vent fort.

Notre zone d'étude présente des vitesses de vents oscillant entre 4.0 et 7.28 m/s, qui correspondent à des conditions de vent violents DE 17.2 m/s, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1.02 \times 16 = \mathbf{16.32 \text{ m}}$$

$$E_a = 0.7 \times 16 = \mathbf{11.4 \text{ m}}$$

On prend les valeurs normalisées des écartements, d'où :

$$E_l = \mathbf{18 \text{ m}}$$

$$E_a = \mathbf{12 \text{ m}}$$

VI-3-3-4 Calcul du débit de l'asperseur

Le débit d'un asperseur se calcule, par la relation suivante :

$$q = 0.95 \times \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sqrt{2gh}$$

$$q = 0.95 \times \frac{\pi \times (4.8)^2}{4} \times \sqrt{2 \times (9.81) \times 30} = 4.2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{1.50 \text{ m}^3/\text{h}}$$

VI-3-3-5 Verification de la pluviométrie de la buse

Si on admet que l'écartement est proportionnel à L, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

$$p = \frac{q}{E_a \times E_l}$$

$$p = \frac{1.50 \times 1000}{12 \times 18} = 6.95 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse choisi va assurer une pluviométrie $P \leq K = 7 \text{ mm/h}$.

VI-3-3-6 Calcul du tour d'eau

$$T_{eau} = \frac{\text{Dose}_{RFU} \times NJ}{B_{pointe}}$$

Avec :

$$\text{Dose}_{RFU} = 130 \text{ mm}$$

$$NJ = 26 \text{ jours/mois}$$

$$B_{pointe} = 113 \text{ mm}$$

$$T_{eau} = \frac{130 \times 26}{113} = 29.9 \text{ jours}$$

Donc le nombre d'irrigation sera égal à 1 irrigations par mois, soit chaque 30 jours.

Efficiencce d'irrigation = **0.75**

Besoin journalier = $113/30 = 3.76 \text{ mm}$

La nouvelle dose réelle = $15 \times 3.76 = 56.5 \text{ mm}$

La nouvelle dose brute = $56.5/0.75 = 75.33 \text{ mm}$

Le temps d'arrosage par position sans dépasser la capacité d'infiltration :

$$T_a = \frac{\text{dose brute}}{p}$$

Pour $P = 7 \text{ mm/h}$ on aura :

$T_a = 75.33/7$ le temps d'arrosage est de $10.76 = 11 \text{ heures}$.

Donc on pourra adopter deux positions par jour pour chaque asperseur.

VI-3-3-7 Calcul de l'unité d'arrosage S_u

La surface unitaire arrosée ou unité de surface se calcule comme suit :

$$S_u = \frac{S}{T \times n}$$

$$S_u = \frac{55,93}{15 \times 1} = 3.72 \text{ Ha}$$

VI-3-3-8 Nombre d'asperseurs requis

$$N_{asp} = \frac{\text{Surface a arroser (m}^2\text{)}}{\text{Implantation}}$$

$$N_{asp} = \frac{3.72 \times 10000}{18 \times 12} = 172 \text{ asperseurs}$$

VI-3-3-9 Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

$$V = \text{Nbre de position par jour} \times \text{Nbre d'irrigation par mois} \times \text{dose} \times E_l \times E_a$$

$$V = \frac{2 \times 2 \times 113 \times 18 \times 12}{1000} = 97.63 \text{ m}^3$$

VI-3-3-4 Dimensionnement hydraulique des rampes / portes rampes

Cette étape de dimensionnement diffère d'une parcelle à une autre car elle basée sur les dimensions de la parcelle ainsi que la façon dont on projette le réseau d'aspersion, dans notre cas nous avons : la longueur du terrain est de **550m**, la largeur du terrain est de **500 m**.

VI-3-3-4-1 La longueur de la rampe / porte rampe

$$L_r = \frac{\text{Largeur du terrain}}{2} - \frac{E_a}{2} \quad \text{Et} \quad L_{pr} = \frac{\text{Longueur du terrain}}{2} - \frac{E_l}{2}$$

$$L_r = \frac{500}{2} - \frac{12}{2} = 244 \text{ m}$$

On prend : $L_r = 244 \text{ m}$

$$L_{pr} = \frac{550}{2} - \frac{18}{2} = 266 \text{ m}$$

On prend : $L_{pr} = 266 \text{ m}$

VI-3-3-4-2 Le nombre d'asperseurs par rampe

$$N_{asp/rampe} = \frac{L_r}{E_a}$$

$$N_{asp/r} = \frac{244}{12} = 20,33 = 21 \text{ asperseurs}$$

VI-3-3-4-3 Nombre de rampes

$$N_{rampes} = \frac{N_{asp}}{N_{asp/r}} = \frac{47}{21} = 2.3 = 3 \text{ rampes}$$

Donc on travaille avec 3 rampes !

VI-3-3-4-4 Débit des rampes

$$Q_{rampe} = Q_{asp} \times \text{nbre d'asperseur par rampe}$$

$$Q_{rampe} = 1.22 \times 21 = 25.62 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI-3-3-4-5 Débit de la porte rampe

$$Q_{porte rampe} = Q_{rampe} \times N_{rampes}$$

$$Q_{porte rampe} = 25.62 \times 3 = 76.86 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI-3-3-4-6 Dimensionnement de la rampe et du porte-rampe

Pour l'estimation du diamètre des canalisations on prend une vitesse où : $V \leq V_{ADM}$,

$$V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] \text{ m/s}$$

On suppose que $V = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule le diamètre des canalisations

Et après le calcul du diamètre on recalcule les vitesses réelles :

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4 \times Q_{pr}}{\pi \times v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,025}{\pi \times 1,5}} = 0.115 \text{ m} = 110 \text{ mm}$$

$D_r = 0.070 \text{ m} = 70 \text{ mm}$ normalisée est 63 mm

VI-3-3-4-7 Calcul des pertes de charge

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les conduites est calculée généralement par une formule de type Hazen Williams :

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87}}$$

Avec :

ΔH : Perte de charge unitaires (m/m)

Q : Debit de la conduite en m³/s

C_H : coefficient equivaut à 130.

Pour **la rampe** on a : $L_r = 244 \text{ m}$, $D_r = 0.09 \text{ m}$, $Q_r = 0.007 \text{ m}^3/\text{s}$ $DH_r = 2.5 \text{ m}$

Pour **le porte rampe** on a : $L_{pr} = 266 \text{ m}$, $D_{pr} = 0.18 \text{ m}$, $Q_{pr} = 0.021 \text{ m}^3/\text{s}$ $DH_{pr} = 1.42 \text{ m}$

L'application de la règle de **Christiansen** conduit à imposer une perte de charge maximale de 20% de la pression de fonctionnement ($P = 3 \text{ bars}$, $= 30 \text{ m}$) entre le premier asperseur et l'asperseur le plus défavorisé, soit $\Delta H = 3.92 \text{ m}$.

Pour une perte de charge totale de 2.92 m, la règle de Christiansen est donc respectée.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 1 Résultat du calcul pratique d'aspersion.

Paramètres	Porte Rampe	Rampe
Longueur (m)	266	244
Diamètre (mm)	110	63
Débit (m ³ /h)	76.86	25.62
Vitesse (m/s)	0.94	0.98
Perte de charge totale(m)	1.42	2.5

VI-3-3-4-8 Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

H : pression à la tête de la parcelle.

H_1 : Pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H_2 : Perte de charge totale de la rampe 3.92

H_3 : La dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H=30+3.92+0=33.92 \text{ m.}$$

$H= 3.39$ bars, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de plus de 4.0 bars.

VI-4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement de l'irrigation a la parcelle, deux systèmes ont été étudiés : l'aspersion et le goutte à goutte.

En ce qui concerne le réseau d'irrigation par aspersion deux paramètres doivent être pris en compte : la perméabilité du sol et la vitesse du vent.

Dans notre cas, nous avons choisi d'irriguer la culture du blé par le système d'aspersion.

Pour l'irrigation localisée nous avons choisi l'irrigation une parcelle d'Olivier

, on doit tenir en compte les facteurs agronomiques et hydrauliques afin d'aboutir à un bon dimensionnement.

Et le bute principale de se chapitre est de optimisé le cout d'un quintou de(céréale au fourragère) pour puise les agriculteur produise ses aliments autonomement et produire ses ovins vins avec le meilleur rapport qualités prix

Et at après ca le développements socio-économique de la régions de AIN -SKHOUNA