

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Irrigation et Drainage

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D'IRRIGATION
DU PERIMETRE DE TIZI-GHENIFF (W.TIZI OUZOU)**

Présenté par :

M^{elle} SELMANI .Taous

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r T. KHETTAL	M C.A	Président
M^{me} O.AZIEZ	M A.A	Examinatrice
M^{me} D.DJODAR	M A.A	Examinatrice
M^r D.KOLIAI	Ingénieur en Chef	Examineur
M^{me} S.LEULMI	M A.A	Examinatrice
M^r S.YAHIAOUI	Magistère	Promoteur

Septembre 2012

Remerciements

Je faillis à la tradition si je n'exprime ici ma gratitude envers tous ceux qui ont collaboré à l'exécution de ce mémoire.

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, de m'avoir octroyé les moyens pour être où j'en suis aujourd'hui.

Mes plus grands remerciements sont naturellement pour Mr S. YAHIAOUI, qui m'a encadré tout au long de ma thèse. Ma considération est inestimable. Ses remarques et critiques pertinentes m'ont conduite vers la bonne voie.

Ma reconnaissance va tout naturellement à M^{me} A. AZIEZ Ces conseils m'ont été d'un apport précieux.

Ces avant-propos seraient incomplets sans un remerciement adressé aux membres de ma famille, en particulier mes parents et mes sœurs. Ce travail leur appartient à tous.

Taous S

Dédicace

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes Sœurs : Salihia Hayat

Farida et son mari Djamel (Sandra..)

A mes frères : Farhet, Smail, Mohamed.

Samir et sa femme Nadja (Maya..)

Karim et sa femme Saida (Rania, Elina..)

*A mes meilleures amies : Alia, Rawa, Fahima,
Kaissa et Kahina Saleh.*

A tous mes amis de l'ENSOH.

Je dédie ce mémoire.

Taous. S

ملخص

من خلال هذه الدراسة قمنا باستغلال مياه الحاجز المائي ببلدية تيزي غنيف لسقي الحقل الزراعي المجاور له بواسطة طريقتين طريقة السقي عن طريق الرش المحوري و طريقة السقي بالتقطير .
ومن خلالها تمكنا من معرفة مختلف التجهيزات والمعدات اللازمة لهذه الشبكة.

Résumé

A travers cette étude nous avons exploité les eaux de la retenue de tizi gheniff pour irriguer le périmètre se trouvant au voisinage ou nous proposons deux modes, l'irrigation par aspersion pivot et l'irrigation par le goutte à goutte, ce la permet de connaître les installations et les équipements nécessaires de notre réseau.

Abstract

Through this study we would use two modes for the irrigation
From the station of the Tizi gheniff, The irrigation by sprinkling and the localized irrigation,
this would allow know the necessary installations
and the equipments of our network.

SOMMAIRE

Introduction generale.....	1
CHAPITRE I : Analyse des conditions naturelles	
I-1- Situation géographique.....	2
I-2- Climatologie	3
I-2-1-Temperature.....	3
I-2-2-Vent.....	3
I-2-3-Nébulosité.....	4
I-2-4- L'humidité relative de l'air	5
I-2-5- L'évaporation	5
I-2-6- précipitation	5
I-2-7 l'insolation	6
I-2-8- Les indices climatiques	6
I-2-8-1 Indice d'aridité de Martonne.....	6
I-2-8-2 Quotient pluviométrique d'emberger.....	7
I-2-8-3 diagramme ombrothermique gaussen.....	8
I-3- étude pédologique.....	10
I-3-1 classification de sol de la parcelle	10
I-3-2 description du profil pédologique.....	10
I-4- geologie	10
1. Etage inférieur.....	10
2.Etage supérieur.....	10
I-5-Qualité de l'eau d'irrigation	11
I-5-1- classification des eaux d'irrigation.....	11
a-classification du U.S.S.L.....	11
a-1Teneur en sel.....	11
a-2 Teneuren sodium.....	11
b-classification de Christiansen (1977).....	11
c-classification des eaux salees(FAO).....	13
I-5-2- Les sources de Tizi gheniff	13
I-6-Conclusion	14

SOMMAIRE

CHAPITRE II : choix des cultures et technique d'arrosage

II-1-Introduction	15
II-2-les techniques d'arrosage.....	15
II-2-1 Irrigation sous pression.....	15
a-les avantages.....	15
b-inconvénients.....	16
II-2-2 Irrigation localisée.....	16
a-les avantages.....	16
b-inconvénients.....	17
II-2-3 Irrigation gravitaire.....	18
II-2-3-1 Irrigation par ruissèlement.....	19
a-les avantages.....	19
b-inconvénients.....	19
II-2-3-2 Irrigation par submersion.....	19
a-les avantages.....	20
b-inconvénients	20
II-2-3-3 Irrigation par infiltration.....	20
a-les avantages.....	20
b-inconvénients	20
II-3 le choix des techniques d'arrosage.....	20
II-3-1 les contraintes naturelles.....	21
II-3-1-1 l'évaporation.....	21
II-3-1-2 le vent.....	21
II-3-1-3 le sol.....	21
II-3-1-4 la pente.....	21
II-3-2 les contraintes techniques.....	21
II-3-3 les contraintes agronomiques.....	21
II-4 les aptitudes culturales.....	22
II-4-1 l'assolement.....	23
II-4-2- La rotation	24
II-8- Conclusion.....	24

SOMMAIRE

CHAPITRE III : étude Hydrologie

III-1- Introduction	25
III-2 choix de la station représentative de la zone d'étude.....	25
III-3 Homogénéisation de la série pluviométrique.....	27
III-4 étude de l'échantillon et le choix du type de loi.....	28
a-traitement des données.....	29
b-ajustement de la série pluviométrique.....	29
b-1-ajustement a la loi normal (gauss)	29
b-2-ajustement a la loi log (galton)	31
c- test de validation de l'ajustement	33
c-1- test de validation de l'ajustement a la loi normale.....	33
c-1-1-test d'adequation la loi normal.....	34
c-2- test de validation de l'ajustement a la loi log normal.....	35
c-1-1-test d'adequation la loi normal.....	35
III-5 détermination de l'année de calcul.....	35
III-6 Conclusion.....	36

CHAPITRE IV : les besoin en eau des cultures

IV-1- Introduction	37
IV-2- Définition	37
IV-3- Besoin en eau de périmètre	37
IV-3-1- L'évapotranspiration	37
IV-3-1-1 - Méthodes d'évaluation d'évapotranspiration.....	38
a)formule de blaney criddle.....	38
b) formule de turc.....	38
c)formule de penman et Monteith modifie.....	39
IV-3-2 la pluie efficace.....	40
IV-3-3-l'évapotranspiration(ETM).....	41
IV-4 calcule des besoins bruts en eau d'irrigation.....	43
IV-5 calcule le débit transiter par le réseau.....	44
IV-5 conclusion.....	46

SOMMAIRE

CHAPITRE V : dimensionnement de la station de pompage

V-1- Introduction	47
V-2 exigences principales soumises à la station de pompage.....	47
V- 3 choix de la variation d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage.....	47
V-4 données de base initiales.....	48
V-5 type de bâtiment de la station de pompage.....	48
V-6 dimensionnement de la bache de stockage.....	49
V-6-1 dimension de la bache.....	50
a)Volume de bache.....	50
b) Surface de la bache.....	50
c)Longueur et la largeur de la bache.....	50
V-7 détermination de la hauteur d'élévation.....	51
V-8 choix de nombre et de type de pompe.....	52
V-8 choix de nombre et de type de pompe.....	52
V-8-1-choix du nombre pour la pompe a axe horizontae monocellulaire.....	54
V-9 choix de nombre de pompe de secours.....	55
V-10 choix de moteur électrique.....	55
V-11 détermination de la hauteur admissible d'aspiration.....	56
V-12 détermination de diamètre économique de refoulement.....	56
V-13 calcule des pertes de charge.....	56
V-14 Conclusion.....	57

CHAPITRE VI : technique d'arrosage

VI-1- Introduction	58
IV-I réseau de goutte n'a goutte.....	58
IV-I-1 nombre de poste.....	58
VI-I-2 surface de la parcelle.....	58
VI-I-3 surface de la rampe.....	58

SOMMAIRE

VI-2-4 nombre de rampe.....	58
VI-2-5 nombre des gouteurs par rampe.....	58
VI-2-6 débit d'une rampe.....	59
VI-2I-7calcul hydraulique de réseau.....	59
VI-2-7-1 condition hydraulique de réseau.....	59
VI-2-7-2 calcule le diamètre de la rampe	59
VI –2-7-3 calcule de la perte de charge.....	60
VI-2-7-4 calcule de la porte rampe	60
VI-I-7-4-1 calcule le débit de la rampe.....	60
VI-I-7-4-2 calcule le diamètre	60
VI- I-7-4-3 calcule des pertes de charge.....	60
VI- I-8 la conduite principal.....	60
VI –I-8-1 calcul de débit	60
VI-I-8-2 calcul de daimetre.....	61
VI-I-8-4 calcul des pertes de charge.....	61
VI-I-8-5 Calcul de la vitesse.....	61
VI-I-8-6 la pression a la tête de l'installation.....	61
VI-II réseau d'aspersion.....	61
VI-II-1 le diamètre de l'ajutage.....	62
VI-II-2 la portée.....	62
VI-II-3 écartements entre les rampes et arroseurs.....	62
VI-II-4 débit de l'asperseur.....	63
VI-II-5 nombre de position des rampes.....	63
VI-II-6 nombre d'asperseurs.....	63
VI-II-7 calcul de la rampe.....	63
VI-II-8 calcul le diamètre de la rampe.....	64
VI-II-9 calcul de perte de charge.....	64
VI-II-10 la pression a la tete de la parcelle.....	65
VI-3-11 la conduite secondaire.....	65
VI-3-11-1 le débit.....	65
VI-3-11-2 diamètre.....	65
VI-3-11 3 vitesse.....	65

SOMMAIRE

VI-2 conclusion.....	66
CHAPITRE VII : organisation de chantier et sécurité de travail	
VII –I-Organisation de chantier.....	67
VII -I-1-Introduction	67
VII -I-2-Travaux préparatoires et installation de l’entreprise	67
VII-I -2-1-Installation destinées au personnel.....	67
VII- -I -2-2-Installation destinées au stockage des matériaux.....	67
VII- I -2-3-Installation destinées à la réparation des engins.....	67
VII- I -2-4-Installation destinées pour la préfabrication.....	67
VII- I-3-Les engins utilisés sont.....	67
VII -4-Ordre d’exécution des travaux et les délais des opérations :.....	68
VII -5- des principaux travaux :.....	68
VII -5-1-Exécution des voies d’accès	68
VII -5-2-Exécution des travaux de terrassement	68
VII -4-3-Exécution des travaux de bétonnage :.....	68
VII -5-3-1-Choix de la centrale du béton.....	68
VII -5-3-2-Choix du mode de transport du mélange de béton.....	69
VII-II-protection et sécurité de travail.....	69
VII-II-1 Introduction.....	69
VII-II-2 causes des accidents.....	69
• Le facteur matériel.....	69
• Le facteur humain.....	69
VII-II-3 prévention des accidents de travail.....	70
Conclusion générale.....	71
Bibliographie.....	72
Annexe	

Liste des tableaux

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I.1 : Les températures extrêmes et moyennes mensuelles.....	3
Tableau I.2 Les moyennes mensuelles des vitesses de vent.....	4
Tableau I.3 Fréquences des vents.....	4
Tableau I.4 Les moyennes mensuelles de la nébulosité.....	4
Tableau I.5 - Humidité relative de l'air.....	5
Tableau I.6 : L'évaporation moyenne mensuelle.....	5
Tableau I.7 Précipitations moyennes mensuelles.....	5
Tableau I.8 Insolations moyennes journalières.....	6
Tableau I.9 Les limites de climat d'après l'indice d'aridité de Martonne.....	7
Tableau I.10 Classification de Christiansen et al. (1977).....	12
Tableau I.11 Classification des eaux salées.....	13
Tableau I.12 les caractéristique des eaux d'irrigation.....	13

Chapitre II : Choix des cultures et techniques d'arrosage

Tableau II.1 Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage	22
Tableau II.2. L'assolement des cultures maraichères et céréale.....	23
Tableau II.3 Rotation des cultures de l'assolement.....	24
Tableau II.4:L'assolement des cultures arboricultures.....	12

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.1 caractéristiques des stations pluviométriques.....	25
Tableau III.2 la répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles	26
Tableau III.3 Teste d'homogénéité.....	28
Tableau III.4 Ajustement à la loi de Gauss.....	30
Tableau III.5 Ajustement à la loi Log-Normal	32
Tableau III.6 Précipitation moyenne mensuelle.....	35
Tableau III.7 Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcule	36

Chapitre IV : Les Besoins en eau des cultures

Tableau IV.1 - L'évapotranspiration de référence (ET_0) par la formule de Penman ...	40
Tableau IV.2 Précipitation efficace dans la zone d'étude	40
Tableau IV.3 les coefficients culturels pour les différentes cultures.....	41
Tableau IV.4 les RFU des différentes cultures.....	41
Tableau IV.5 les Besoin Net pour les cultures maraichères.....	42
Tableau IV.6 les Besoin Net pour le Blé dur	42
Tableau IV.7 les Besoin Net pour les Agrumes.....	43
Tableau IV.8 Besoins nets totaux en eau d'irrigation.....	43
Tableau IV.09 Calcule des Besoins Brutes.....	44

Chapitre V: Station de pompage

Tableau V-1	Dimensions de la bache d'aspiration.....	50
Tableau V.2	Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	54
Tableau V.3	les frais d'exploitation.....	57

Chapitre VI : Techniques d'arrosage

Tableau VI.1	coefficient de HAZEN et williams.....	
--------------	---------------------------------------	--

.

Liste des figures

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Fig I.1 Localisation de TIZI GHENIFF dans la wilaya de Tizi ousou..... ..	2
Fig I.2 Diagramme bioclimatique..... ..	8
FigI.3 Diagramme ombrothermique de Gaussen	9

5

Chapitre II : Choix des cultures et techniques d'arrosage

Fig II.1 l'irrigation par aspersion	14
Fig II.2 l'irrigation par goutte a goutte	15
Fig II.3 :l'irrigation gravitaire	19
Fig II.1 irrigation par infiltration..... ..	20

Chapitre III : Etude Hydrologique

Fig III.1 Ajustement à la loi de Gauss	31
Fig III.2 Ajustement à la loi Log-Normal	33

Chapitre V: Station de pompage

Fig V.1 Groupe Motopompe à Anneau..... ..	47
---	----

Liste des planches

- Planche N°01 Plan de situation
- Planche N°02 Profil en long de la conduite d'adduction
- Planche N°03 Profil en long de la conduite Principale
- Planche N°04 projection du réseau d'irrigation
- Planche N°05 Réseau d'irrigation goutte a goutte

INTRODUCTION GENERALE

Dans la plupart des pays méditerranéens, l'eau disponible pour l'agriculteur est malheureusement de plus en plus rare et coûteuse.

L'Algérie a connu ces dernières années un manque accru en ressources hydriques, de ce fait l'agriculture est désormais confrontée à une irrigation mal conduite qui présente un risque de causer de fortes pertes d'eau ainsi que le lessivage des principaux éléments nutritifs du sol qui peut réduire sa productivité.

Le périmètre de Tizi-Gheniff dans la wilaya de Tizi-Ouzou n'est pas épargné par ce problème qui nécessite la mobilisation de la ressource en eau ainsi qu'une bonne gestion de celle-ci.

Ce sujet rentre dans ce contexte, il vise à améliorer à préserver cette précieuse ressource en dimensionnant un réseau d'irrigation capable de combler le déficit hydrique enregistré dans ce périmètre d'étude en question et de satisfaire les besoins des différentes cultures pouvant être produites au sein de ce périmètre.

Donc, pour bien mener cette étude nous avons scindé notre travail en sept chapitres qui sont

- Analyse des conditions naturelles
- Choix des cultures et techniques d'arrosage
- Etude hydrologique
- Les besoins en eau des cultures
- Station de pompage
- Techniques d'arrosage
- organisation de chantier et sécurité de travail

Chapitre I :

**Analyse des conditions
naturelles**

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

I- Situation et climat

I-1- Situation géographique

TIZI GHENIFF une ville aux fortes potentialités la ville de TIZI GHENIFF est située a environ une quarantaine de kilomètre au sud ouest de TIZI OUZOU elle est limitée

- Au Nord et Nord Est par ait yahia moussa
- Au Sud et Sud Est et Est par Draa Elmizan
- Au Sud Ouest par la wilaya de Bouira
- Au Ouest et Nord ouest par la wilaya de Boumerdes

Avec les coordonnées :

- Latitude 36° 59' Nord
- Longitude: 3° 77' Nord
- Altitude : 396 m

On s'y rend soit en empruntant la RN30 en prenant à droit depuis les Issers et l'on traverse

La ville de Chabet ou alors en passant par Draà El Mizan et Boufhimia

Elle comprend deux communes le chef- lieu TIZI GHENIFF de 32000 habitants

Et M'kira de 20000 habitants

La région essentiellement agricole. On y cultive des fruits et légumes et l'agriculture traditionnelle(olive)

I-2- Climatologie

Le climat est un facteur primordial qui conditionne la vie végétale ainsi que la production agricole. Tous les facteurs climatiques à savoir : température, vent, précipitation, l'humidité relative, nébulosité et l'évaporation influent sur les cultures envisagées dans leurs cycle végétatifs et sur leurs besoins en eau et c'est pour ce la que le climat est l'un des factures qui entre dans le choix des cultures.

I-2-1-Température

Les températures extrêmes et moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-01 : Les températures extrêmes et moyennes mensuelles

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
<i>T</i> min (°c)	7.8	9.1	9.4	11.5	12.3	16.2	20.6	20.7	17.9	14.4	10.9	7.2	13.16
<i>T</i> Max (°c)	16.1	17.6	19.7	22.2	24.3	29.8	35.8	35.5	31.1	26.2	19	16.7	24.5
<i>T</i> moy (°c)	11.95	13.4	14.6	16.9	18.3	23	28.2	28.1	24.5	20.3	14.95	11.95	18.84

Source : ONM DE TIZI OUZOU

$$\text{Avec : } T_{\text{moy}} = \frac{T_{\text{max}} + T_{\text{min}}}{2}$$

L'examen des températures montre que : La température maximale moyenne est observée au mois de juillet et qui égale à 35.8°c.

La température minimale moyenne est observée au mois de décembre et qui égale à 7,2°c.

I-2-2-Vent

Le vent est un facteur destructif vu sont influence directe sur les sols, la végétation et les autres facteurs tel que les précipitations et l'évapotranspiration. Il intervient aussi dans le choix de type d'irrigation.

La variation de vitesse de vent au cours de l'année est représentée dans

Le tableau

Tableau I-02 : Les moyennes mensuelles des vitesses de vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse de vent (m/s)	2.1	1.5	1.1	0.8	1.0	1.3	1.3	1.8	1.3	1.4	1.0	0.9

Source : ONM DE TIZI OUZOU

D'après le tableau I-2 ; la vitesse maximale du vent est observée au mois de janvier, elle est à 2.1 m/s.

Les fréquences de différentes directions sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I- 03 : Fréquences des vents

Directions	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Fréquences (%)	10	15.6	5.6	1.6	3.1	10.2	18.6	5.9

Source : ONM DE TIZI OUZOU

I-2-3-Nébulosité

La nébulosité correspond à la fraction du ciel couvert par les nuages ou la quantité de nuage qui empêche l'ensoleillement de la surface du sol. Elle est évaluée à l'aide d'une échelle graduée de 0 à 10. Le 0 indique un ciel tout à fait clair, alors que le 10 indique un ciel totalement couvert.

Les valeurs moyennes mensuelles de la nébulosité sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I- 04 : Les moyennes mensuelles de la nébulosité

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Nébulosité	4,7	4,3	4,5	4,6	3,5	3,0	2,1	2,4	3,1	4,0	4,7	4,5

Source : ONM DE TIZI OUZOU

D'après le tableau I-4 : Les mois le plus nébuleux sont les mois de Décembre jusqu'à Avril, par contre les mois nébuleux faibles sont les mois de Juillet et Août.

I-2-4- Humidité relative de l'air

L'humidité relative de l'air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et la couverture végétale.

Les résultats d'observation sont représentés dans le tableau

Tableau I-05 : Humidités relatives moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité relative (%)	80	77	78	80	73	68	59	62	70	74	79	76

Source : ONM DE TIZI OUZOU

L'examen du tableau I-5 ; montre que le mois le plus humide est le mois de Janvier et le mois le moins humide est le mois de juillet

I-2-5- Evaporation

L'évaporation est un phénomène physique qui permet une appréciation des conditions climatique d'une région, elle résulte de la superposition des échanges entre l'eau et le pouvoir absorbant de l'atmosphère. Elle peut aussi comme étant le passage de l'état liquide à l'état gazeux.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau I- 06 : L'évaporation moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Evaporation (mm)	59	54	72	88	104	135	157	154	118	97	77	63

Source : ONM DE TIZI OUZOU

On remarque d'après le tableau I-6 ; que l'évaporation atteinte le maximum dans le mois de Juillet.

I-2-6- Précipitation

La précipitation est un facteur climatique très important, elle nous permet de connaître les périodes ou les cultures ont besoin en irrigation ou non.

Tableau I-07 : Précipitations moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Précipitation (mm)	82.4	61.1	97.4	93.6	59.3	27.6	1.8	25.9	25.4	113.4	143.5	46.1	777.5

Source : ONM DE TIZI OUZOU

- Les mois les plus pluvieux sont les mois d'Octobre jusqu'à Avril.
- Les mois les moins pluvieux sont les mois de Juin, Juillet ; Août.et septembre

I-2-7- Insolation

Les valeurs moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau

Ci-après :

Tableau I-08 : Insolations moyennes journalières

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Insolation (h)	4.43	6.00	7.09	7.65	9.66	10.12	11.29	10.58	9.29	7.07	5.32	4.09

Source: ONM DE TIZI OUZOU

I-2-8 : Indice climatique

Par Indices ; nous entendons une codification du climat par des formules dont le but de voir l'interférence des différentes variables de ce climat et leur action sur la plantes.ces formules se basent principalement sur deux facteurs essentiels: pluviométrie et température les Indices les plus connus sont ceux de E.MARATON(1926) et E.EMBERGER.

I-2-8-1- Indice d'aridité De Martonne

L'indice d'aridité De Martonne définir comme le degré de sécheresse du climat et par conséquent il nous oriente dans le choix des cultures.

Il est calculé par la formule suivante :

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

Avec : I : Indice De Martonne

P : Précipitation annuelle en (mm)

T : Température moyenne annuelle

$$I = \frac{777.5}{18.84 + 10} = 26.95$$

Tableau I-09 : Les limites de climat d’après l’indice d’aridité de Martonne

Valeur 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	Par fois utile
I>30	Humide	Inutile

SOURCE: Dossier I-C Analyse Des Ressource En Eau Stucky-Enhyd 2009

On comparant la valeur trouver de «I» avec celle du tableau on peut conclure que notre climat est de type « relativement humide » donc l’irrigation est par fois utile.

I-2-8-2- Quotient pluviométrique d’Emberger

Le Quotient pluviométrique d’Emberger permet de déterminer l’étage bioclimatique et la valeur du coefficient pluviométrique en utilisant la formule et le diagramme bioclimatique d’Emberger.

$$Q = \frac{1000}{\frac{(M + m) M - m)}{2}} = \frac{2000 \cdot P}{M^2 - m^2}$$

- Tel que :
- Q : Coefficient pluviométrique d’Emerger.
 - P : Précipitation moyenne annuelle en mm.
 - M : Température moyenne maximale du mois le plus chaude en °c
 - m : Température moyenne minimale du mois le plus froide en °c

$$Q = \frac{2000 \cdot 777.5}{(35.8 + 270)^2 - (7.2 + 270)} = 93.26$$

En portant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique D’EMBERGER ; et en fonction de la température moyenne minimal de mois le plus froid ; on peut confirmer que notre région se situe dans

- ❖ L’étage bioclimatique : Sub humide
- ❖ Sous étage :Hiver chaud

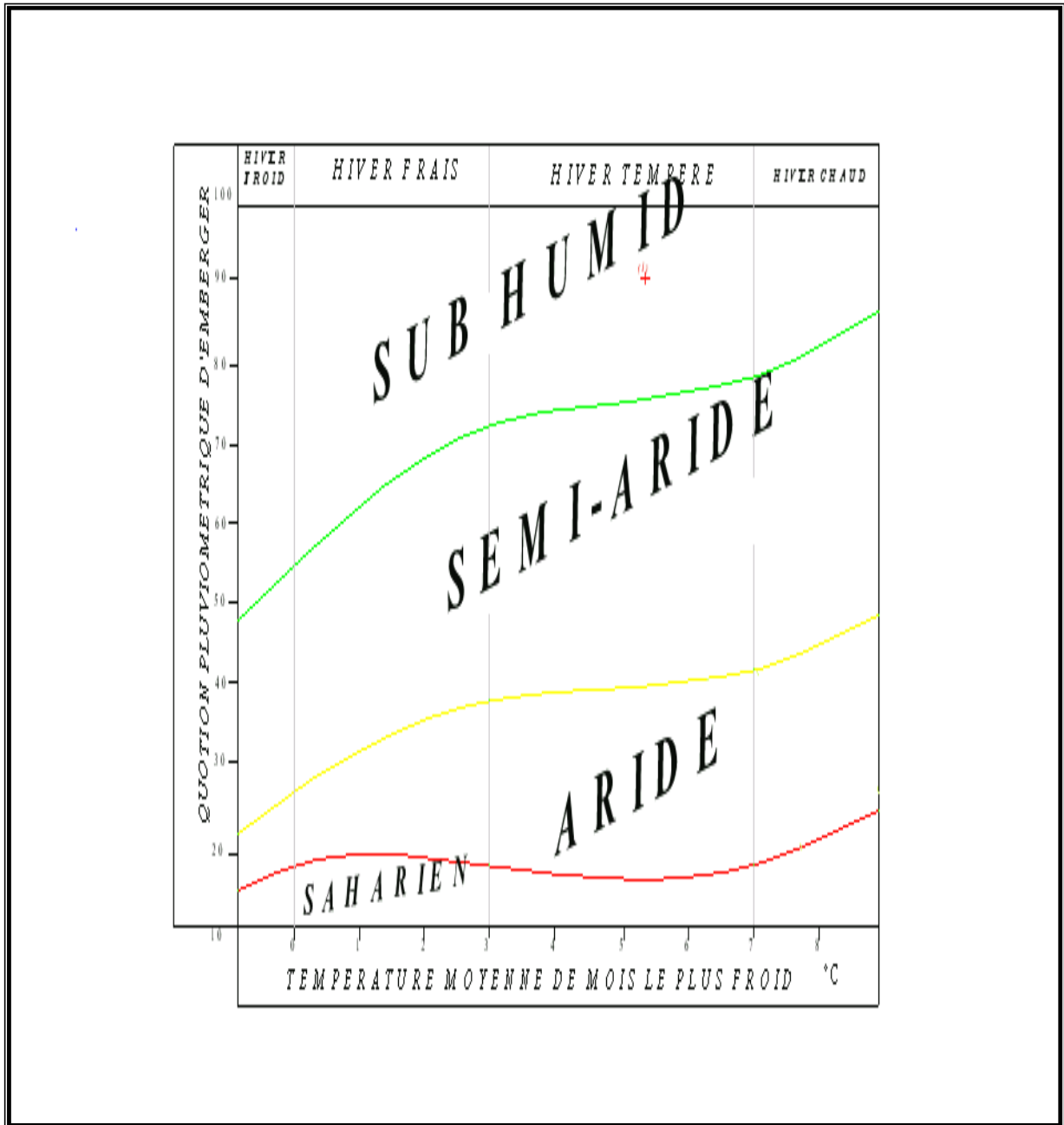


Fig. I. 2 : Diagramme bioclimatique

I-3-8- 3 Diagramme ombrothermique de Gausson

Le graphe est construit en mettant en abscisse les mois et en ordonné les valeurs moyennes mensuelles des températures et des pluies dont l'échelle est égale à la moitié de celle des précipitations. (Voir Fig. : I.3)

Lorsque la courbe des températures dépasse celle des précipitations, il y'a sécheresse totale, dans le cas contraire on dit que la période est humide.

D'après le diagramme d'ombrothermique de Gausson on distingue une seule période qui est sèche sur toute l'année.

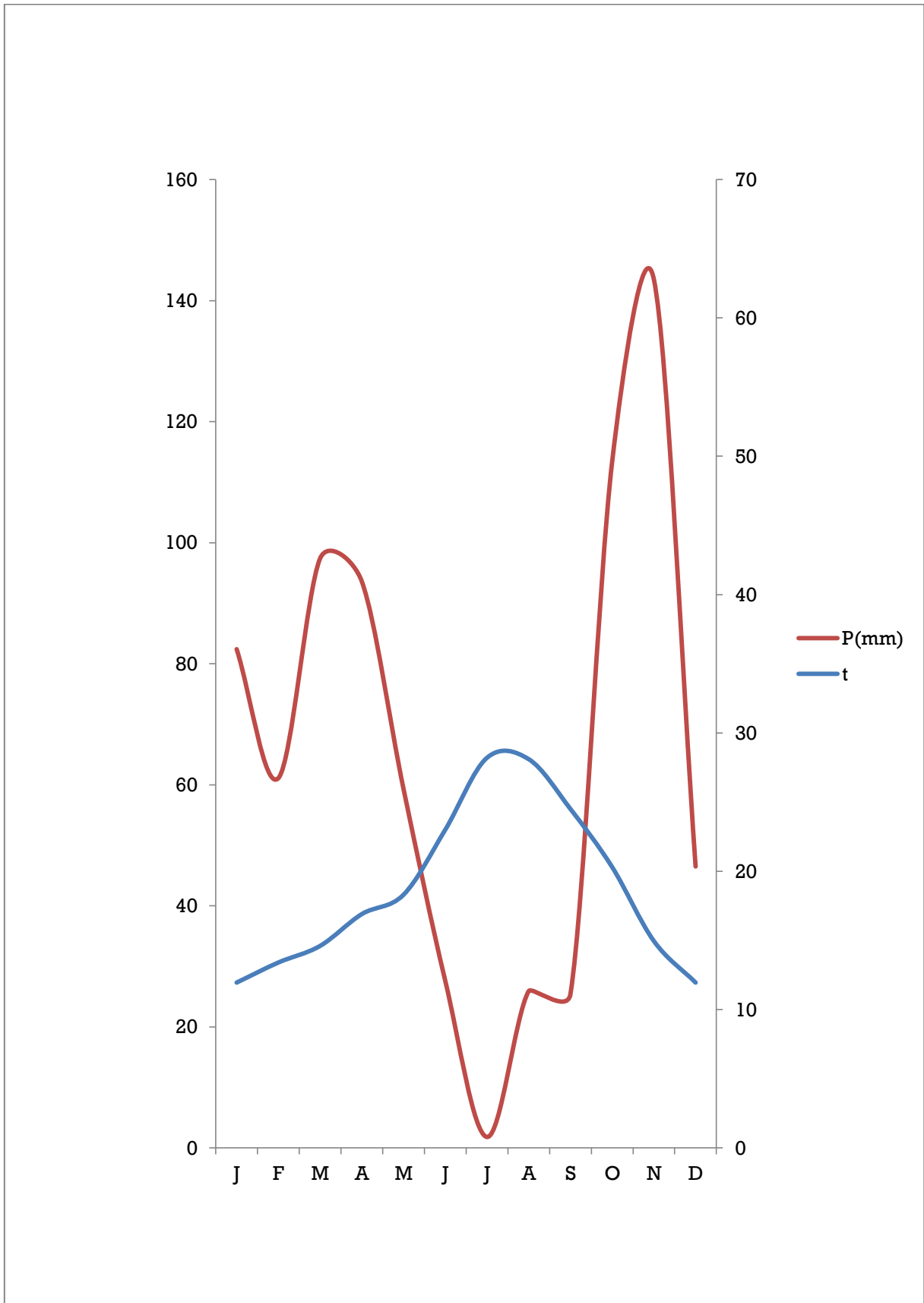


Fig : I-3. Climogramme de Gaussen

I.3-Etude pédologique

- L'étude pédologique est l'une des sources essentielle pour prendre en compte la nature et la distribution des caractéristiques et des contraintes relevant des sols. Pour l'irrigation, plusieurs caractéristiques doivent être prises en considérations. On peut citer notamment :
- -La profondeur du sol qui commande l'épaisseur des couches accessibles aux racines et par suite la réserve en eau disponible ;
- -La texture ou granulométrie de la terre fine et la charge caillouteuse qui jouent sur les possibilités de rétention en eau ;
- -La structure et la porosité des horizons qui commandent la perméabilité du milieu et, globalement, la plus ou moins grande facilité de conduite des arrosages ;
- -Les caractéristiques chimiques (PH, SAR, CE.....) qui influent sur l'éventail des possibilités culturales de la zone à irriguer.
- La bonne connaissance du sol permet le bon choix des cultures les plus adaptées.

I-3-1- Classification du sol de la parcelle

D'après la carte pédologique des sols de TIZI GHENIFF voir Annexe (I), Le sol de la parcelle a comme caractéristiques:

- Classe: sols bruns
- classe: sols podzoliques
- classe: sols peu évalués

I-3-2-Description du profil pédologique

D'après la coupe lithologique des sols de TIZI GHENIFF voir Annexe (II)

On distingue quatre horizons ayant les caractéristiques suivantes :

- **1^{er} horizon : 0 ÷ 14 cm** : Couche végétale-limons argileux et argiles gris foncé humés.
- **2^{ème} horizon : 14 ÷ 110 cm** : Argiles gris-jaunâtre- brunes.
- **3^{ème} horizon : 110 ÷ 130 cm** : Argiles gris-verdâtre-bleutées-brun
- **4^{ème} horizon : 130 ÷ 330 cm** : roche altérées.

D'après les différents horizons on dit que notre sol est argilo-limoneux et la nappe profonde

I.4. Géologie

La carte géologique permet de distinguer qu'il existe deux étages principaux voir l'annexe (III)

1. Etage inférieur

Formé par des couches de type

- Grés à grain fins gris jaunâtre

2. Etage supérieur

Cette couche est formée du :

- Argile gris verdâtre brun, rougeâtre et gris bleuâtre peu métamorphisée, d'une structure écaillée avec intercalation des grés, des marne et des argilites

I-5-Qualité de l'eau d'irrigation

I-5-1- Classification des eaux d'irrigation :

a- La classification du U.S.S.L :

Elle a été, probablement la plus utilisée aux U.S.A. basée sur :

-la conductivité électrique, c'est-à-dire la teneur en sel.

-le SAR.

a-1- Teneur en sel

Classe C1, CE < 250µmhos/cm :

Eau a faible salinité. Elle peut être utilisée pour la plus part des cultures sur la plus part des sols et il est peu probable qu'elle provoque des difficultés. Un certain lessivage est nécessaire mais celui-ci fait partie des pratiques normales d'irrigation, sauf sur les sols de très faibles Perméabilités.

Classe C2, CE entre 250 et 750µmhos/cm :

Eau de salinité moyenne. Elle peut être utilisée s'il se produit un lessivage modéré. Les plantes ayant une résistance modérée au sel peuvent être cultivée dans la plus part des cas, sans qu'il soit nécessaire de prendre des précautions spéciales pour abaisser la salinité.

Classe C3, CE entre 750 et 2250µmhos/cm:

Eau à forte salinité .Elle ne peut pas être utilisée sur des sols faiblement drainés. Même lorsque le drainage est suffisant, il est nécessaire de prendre des dispositions spéciales pour abaisser la salinité et on doit choisir des plantes ayant une forte résistance au sel.

Classe C4, CE entre 2250 et 5000µmhos/cm :

Eau a très forte salinité. Elle ne convient pas a l'irrigation dans des conditions ordinaires, mais peut être utilisée occasionnellement dans des conditions très particulières. Les sols doivent être perméables le drainage doit être suffisant, l'eau d'irrigation doit être appliquée a refus pour provoquer un lessivage très important, et il faut pratiquer des cultures extrêmement résistantes au sel.

a-2- Teneur en sodium :

Classe S1 :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.

Classe S2 : L'eau contenant une quantité moyenne de sodium peuvent présenter quelques difficultés dans les sols a texture fine .Ces eaux peuvent être utilisées sur des sols a texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau.

Classe S3 :Les eaux contenant une quantité élevée de sodium peuvent provoquer des difficultés dans la plus part des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matières organiques .S'il n'y a pas de gypse, il faut en ajouter un amendement chimique exerçant le même effet.

Classe S4 :L'eau contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropre à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité moyen ou faible, lorsque l'usage du gypse ou amendements analogues permettent l'utilisation.

b- Classification de Christiansen et al. (1977) :

C'est une classification fondée sur sept critères :

- la conductivité électrique.
- le pourcentage en Na
- le SAR
- la teneur en Na₂CO₃
- la teneur en Cl⁻.
- la salinité effective : ES
- la teneur en Bore

Les différentes classes sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau I- 10 : Classification de Christiansen et al. (1977)

Classe	CE en mmhos/cm	Na en %	SAR	Na ₂ CO ₃ en méq/l	Cl ⁻ en méq/l	ES en méq/l	Bore en ppm
1	0.5	40	3	0.5	3	4	0.5
2	1.0	60	6	1.0	6	8	1.0
3	2.0	70	9	2.0	10	16	2.0
4	3.0	80	12	3.0	15	24	3.0
5	4.0	90	15	4.0	20	32	4.0
6	Valeurs supérieures aux limites de 5						

D'autres classifications peuvent être citées celles de Ayers (1977), Rijtima (1981).

Les études réalisées par Durand (1958) sur la qualité des eaux en Algérie montrent que :

- 5% des eaux en classe C1
- 28% des eaux en classe C2
- 28% des eaux en classe C3
- 21% au delà de 6 mmhos/cm

c- Classification des eaux salées (FAO, irrigation & drainage paper N° 24) :

Tableau I-11 : Classification des eaux salées

Classe	Conductivité électrique (dS/m)	Concentration en sels (mg/l)	Type d'eau
Non saline	< 0,7	< 500	Eau potable et eau d'irrigation
Légèrement saline	0,7 – 2	500 - 1500	Eau d'irrigation
Modérément saline (eau saumâtre)	2 – 10	1500 - 7000	Eau de drainage et eau souterraine
Hautement saline	10 – 25	7000 - 15000	Eau de drainage et eau souterraine secondaire
Très hautement saline	25 – 45	15000 - 35000	Eau souterraine très salée
Eau salée	> 45	> 45000	Eau de mer

I-5-2- Les sources de TIZI GHENIFF

Les sources de TIZI GHENIFF assurent l'alimentation en eau potable, âpre le projet de codiat tassardounte qui alimente le sud de TIZI OUZOU (TIZI GHENIFF ; DRAA EL MIZAN ; BOUGHNI. ; OUADHIA), Est abandonnée donc elle peut être utilisée pour l'irrigation de notre station.

Les caractéristiques des eaux sont représentées dans le tableau suivant

Tableau I-12 : Les caractéristiques des eaux d'irrigation.

Caractéristiques	PH	C.E (mmhos/cm)	Na (mg/l)	Ca (mg/l)	Mg (mg/l)	SAR
Eau potable de TIZI GHENIFF	7.70	0.54	18	61	26	2.72

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} = 2.72$$

On réfère au diagramme de classification des eaux d'irrigation, on peut affirmer que notre eau est caractérisée par une salinité faible avec un degré d'alcalinité faible se qui montre une bonne qualité de ces eaux

D'après la classification U.S.D.A des eaux d'irrigation notre échantillon est de classe C₂S₁ qui est utilisée pour les fins agricoles

I-6-Conclusion

- L'analyse des conditions naturelles de la zone d'étude montre que
- L'examen des températures moyennes permet de conclure que la température atteindra le maximum le moins de juin ; Juillet ; Aout et septembre
 - Le climat de la région est un climat subhumide. Avec un régime pluviométrique variable en volume et répartition dans le temps. L'année est caractérisée par des l'hiver pluvieux des printemps humide et des étés secs. Aussi le phénomène de geler est fréquent.les chutes de neige sont importants surtout en hivers
 - La vitesse moyenne annuelle de vent oscille de 2.1m/s
 - L'humidité relative de l'aire est modérée pendant tout l'année avec des valeurs d'environ de 73%.
 - La précipitation moyenne annuelle est de 777.5mm
 - L'évaporation moyennes mensuelles maximum c'est le moins de Juillet est de 157mm
 - La nappe phréatique est très profonde, donc on peut en premier lieu exclu le problème de la salinité du à la remonté de la nappe.
 - L'eau de la retenue est de très bonne qualité, car il été utilisé en eau potable.
 - La texture de sol est fin (argilo-limoneux).

Chapitre II :

Choix des cultures et techniques d'arrosage

Chapitre II : Choix des cultures et techniques d'arrosage

II-1- Introduction

L'humidité du sol à l'état naturel est souvent insuffisante, et pour garantir un rendement optimum des cultures, on a recours à l'irrigation. Il existe plusieurs techniques ou modes d'irrigation. Dans ce chapitre on va étudier ces différentes techniques puis on va choisir la technique qui correspond avec les caractéristiques de notre station.

II-2- Les techniques d'arrosage des cultures

II-2-1-Irrigation sous pression

a_ irrigation par aspersion

Ce sont des techniques qui ont commencées à être mises en pratique dès le début du XXe siècle. Le Canal de Ventavon a été le premier, sur le département des Hautes-Alpes, à proposer l'aspersion à ses adhérents.

L'irrigation par aspersion amène l'eau aux végétaux sous forme d'une « pluie » fine. L'arrosage se fait par surfaces rectangulaires ou par cercles selon le type d'appareils utilisés par l'arrosant. On retrouve dans ces différents outillages, les rampes oscillantes (de même type que celles mises en œuvre par le particulier qui cultive son potager) et les arroseurs rotatifs ou les canons d'arrosage.



Fig1 :l'irrigation par aspersion

a) Les avantages

- Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer
- Provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie

a) les Avantages

Les avantages de ces systèmes sont qu'on peut les utiliser dans des zones de topographie et de forme irrégulières sans nivellement; on peut les utiliser dans des zones où la nappe phréatique est haute ou qui présentent un horizon induré près de la surface sans augmenter la salinité du sol

Et représente de nombreux avantages par rapport aux autres méthodes d'irrigation :

- l'eau se déverse uniformément à partir de chaque distributeur adapté au tuyau latéral, même sur un terrain en pente modérée. En outre, la mise au point de distributeurs de compensation permet une irrigation uniforme sur des pentes plus prononcées et sur des distances plus importantes.
- Des engrais peuvent être apportés directement à la racine plutôt que sur la superficie totale du champ, ce qui permet d'éviter le gaspillage des ressources.
- La quantité d'eau apportée peut être optimisée en fonction des différents types de sols, tout en évitant l'infiltration au-delà de la racine. En outre, des sols sableux qui ne peuvent être arrosés par sillons ou par inondation peuvent être efficacement irrigués par le goutte à goutte.
- La pousse des mauvaises herbes est réduite au minimum.
- Entre les rangées plantées, le sol à sec permet aux agriculteurs et aux machines d'accéder aisément et en toute saison.
- Il est possible d'utiliser une eau de piètre qualité (saumâtre ou d'effluents) car:
- L'irrigation au goutte à goutte à la différence de l'irrigation par aspersion permet l'utilisation d'eau saumâtre car le contact direct entre l'eau et les feuilles est évité, prévenant les brûlures.
- L'irrigation au goutte à goutte entraîne le lessivage permanent des sels autour de la racine, évitant l'accumulation de sels au voisinage immédiat des racines, c'est important lorsque l'irrigation porte sur des sols salins ou s'effectue avec de l'eau saumâtre.
- L'irrigation au goutte à goutte permet l'utilisation des eaux usées à peine retraitées. En effet l'eau étant délivrée à même le sol, les risques sont moindres pour la santé.
- Des distributeurs réglés pour délivrer une quantité donnée d'eau (de l'ordre de plusieurs litres par heure) peuvent être installés avec l'espacement voulu en fonction des besoins de chaque culture.
- L'irrigation au goutte à goutte est la méthode d'irrigation la plus efficace en terme d'économie d'eau. Comme les distributeurs émettent l'eau directement au sol à proximité des racines qui l'absorbent immédiatement, l'évaporation est réduite au minimum. Cette caractéristique est particulièrement importante dans les zones arides.
- S'il est entretenu correctement, un dispositif d'irrigation à la goutte à goutte de bonne qualité peut durer de quinze à vingt ans.

b) Les inconvénients

❖ L'obstruction des goutteurs

L'inconvénient dans ce type d'installation est le risque de colmatage (obstruction), ce colmatage peut avoir trois causes principales :

➤ Colmatage physique

Il est dû à l'introduction dans le réseau de grosses particules. Il faut un système de filtration très efficace en tête de ligne.

➤ Colmatage biologique

Il est dû au développement d'algues et de bactéries dans les canalisations. L'adjonction période d'antiseptique (Ex : eau de javel) à l'eau d'irrigation peut se révéler indispensable.

➤ -Colmatage chimique

C'est le plus difficile à combattre, certaines eaux (souvent alcalins) précipitent des sels insolubles surtout des sels de calcium et de fer qui peuvent former des dépôts bruns dans les goutteurs, et les obstruer, et aussi des gels dans les filtres.

L'entartrage (l'adjonction d'héxamétaphosphate ou d'acide nitrique dilué) donne en général, assez bons résultats.

D'autre part les engrais solubles employés sans discernement peuvent être également la cause du colmatage par précipitation, le meilleur moyen de prévenir ces obstructions des goutteurs est une filtration soignée de l'eau. .

❖ Accumulation des sels

Les eaux d'irrigation contiennent toujours plus ou moins de sels dissous, les plantes prennent l'eau et la majorité des sels restent dans le sol.

Certes, on peut lutter contre l'accumulation des sels en apportant un excès d'eau par rapport à la consommation de la plante : on lessive ainsi une grande partie des sels et on les déplace en dessous de la zone racinaire, mais le procédé le plus efficace, surtout dans les régions où la pluviométrie naturelle est trop faible ($P \leq 250$ mm/an) pour assurer un lessivage suffisant.

❖ Difficulté à déterminer le volume minimal de sol à humidifier

Le développement racinaire se limite à la zone humidifiée, la croissance optimale de la culture globale exige l'humidification d'un volume minimum de sol. Il apparaît que les dimensions de ce volume sont liées à différentes variables et plus spécialement, au débit des goutteurs, à leur distance et à la nature du sol.

II-2-2- L'irrigation gravitaire

L'écoulement de l'eau se fait selon la pente naturelle du sol. S'il peut être fait appel à des ouvrages de type siphon, aucune force extérieure n'est utilisée pour amener l'eau aux endroits désirés. On retrouve là les techniques les plus anciennement mises en œuvre, sur l'ensemble de la planète, qu'il s'agisse de ruissellement ou de submersion (ou d'une combinaison de ces deux principes). Cette technique nécessite un gros volume d'eau par unité de surface



Fig.3 :l'irrigation gravitaire

Elle est subdivisée en

II-2-2-1- L'irrigation par ruissellement

Cette méthode consiste à faire couler l'eau sur la surface du sol qui s'y infiltre verticalement. On laisse l'eau s'écouler le temps qu'il faut pour le sol puisse s'humecter jusqu'à la profondeur de la couche active.

a) Les avantages

- Les investissements pour l'équipement sont peu élevés
- Pas de dépense pour la mise sous pression de l'eau
- possibilité de lessivage sans risques d'érosion
- Matériel d'irrigation assez simple

b) les inconvénients

- Temps d'irrigation important
- Nécessité de nivellement et son entretien
- Pertes importantes d'eau

III-2-2-2- l'irrigation par submersion

Elle se pratique en recouvrant le sol avec une couche d'eau épaisse qui séjournera le temps nécessaire par la qu'elle s'infiltre à la profondeur utile .Cette profondeur est fonction des besoins nécessaire pour la croissance des plantes. Cette méthode reste valable dans le cas des terrains perméable et de pente

Inférieur à 2%.

a) Les avantages

- Destruction des adventices
- Protégé contre le gel

b) Les inconvénients

- Tassement du sol
- Diminution de la porosité d'ou diminution de la perméabilité
- Nécessite d'assainissement
- Manque d'aération

III-2-2-3- L'irrigation par infiltration

L'eau coule dans les fossés, rigoles ou raies et s'infiltré latéralement dans le sol jusqu'aux racines des plantes.



Fig.04 : irrigation par infiltration

a) les avantages

- Pas de danger d'érosion, ni de formation de croûtes
- L'accès est facile au terrain

b) Les inconvénients

- Grande perte d'eau
- Exigence en main d'œuvre

II-3- Choix des techniques d'arrosage

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable , il est nécessaire de savoir les contraintes suivantes :

II-3-1- Les contraintes naturelles

II-3-1-1- L'évaporation

Notre zone d'étude est caractérisée par un évaporation élevé durant l'été , ce qui provoque une perte d'eau importante

II-3-1-2- Le vent

C'est un facteur déterminant dans le choix de technique d'irrigation , notre zone d'étude est caractérisé par des vitesses faible

II-3-1-3- Le sol

Les sols de la station présente une texture limoneuse , la perméabilité est moyenne d'ou l'irrigation de surface doit être prudente a fin d'éviter l'asphyxie des plantes , dans ce cas l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisé des avantages du fait qu'on peut donner des faibles doses .

II-3-1-4- La pente

La zone d'étude à une pente qui varie entre 2 et 3 % en général, donc cette dernière ne présente aucune contrainte particulière

II-3-2- Les contraintes techniques

- ❖ Qualification de main d'œuvre
- ❖ Entretien du matériel

II-3-3- Les contraintes agronomiques

Les types des cultures envisagés dans notre station sont constitués de fourrage , maraîchage, et arbre fruité (Agrumes), pour des raisons d'économie d'eau essentiellement on retient l'irrigation par aspersion pour les fourrages et les maraîchages, et l'irrigation localisé pour les agrumes .

Une analyse multicritères du choix des techniques d'arrosage basée sur les différents contraintes , résume le choix adéquat pour le zone considérée .

- Les arbres fruités

1- Les cultures maraîchères

Ces cultures font partie de la tradition actuelle des agriculteurs. Leurs superficies n'ont pas pu connaître des extensions en raison de l'insuffisance de la ressource en eau mobilisée et de l'irrégularité du régime pluviométrique avec l'irrigation. Cette pratique connaîtra un avenir très promettant.

2- Les cultures arboriculture

Les cultures pérennes tels que ; poiriers, pommiers, pêchers et olivier, ont tendance à augmenter en Algérie au cours de la dernière décennie. On retiendra pour le périmètre étudié, une croissance des plantations d'olivier, ainsi qu'une augmentation sensible du reste de l'arboriculture fruitière (pêcher, pommier).

3- Les cultures céréaliculture

Elle sera maintenue grâce au rôle positif qu'elle joue dans la rotation des assolements et compte tenu des limitations pédologiques. Cette culture continuera donc à exister, avec des superficies un peu plus réduites.

Donc en divise notre parcelle en deux parties

Une partie pour les cultures maraichères avec les cultures céréales et l'autre partie pour les cultures arboricultures

II-4-1- L'assolement

L'assolement est une pratique nécessaire pour préserver et augmenter la fertilité de certaines substances nutritives et limiter certaines maladies et parasite. Il permet aussi la restitution des éléments minéraux exporter ainsi que le maintien de l'équilibre nutritif et ionique du sol.

L'assolement des cultures pour la première partie proposé est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-02 :L'assolement des cultures maraichères et céréale

Mois Année	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1	Tomate			Betterave				Pomme de terre				
2	Blé dur											Blé dur

II-4-2- La rotation

C'est l'ordre de succession des cultures sur une même parcelle, elle favorise le maintien de l'équilibre du sol. Il conviendra donc d'alterner une plante à racines pivotantes avec une autre à racines fasciculées, car cette dernière améliore la fertilité du sol. Pour éviter l'appauvrissement du sol, il faut donc prévoir une succession de plantes aux besoins différents. Le maintien de la même culture sur le même sol pendant plusieurs années favorise le développement des parasites.

La rotation des cultures est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-03 : Rotation des cultures de l'assolement

Mois Année	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1	Blé dur										Blé dur	
2	Tomate			Betterave				Pomme de terre				

L'assolement des cultures pour la deuxième partie proposé est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-04 : L'assolement des cultures arboricoles

Mois Année	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	
1	Agrume											

II-5- Conclusion

Le choix du système d'arrosage repose sur un ensemble de critères et de contraintes :

- La topographie (pente, relief, géométrie de la parcelle).
- Ressource en eau (quantité, qualité, débit, disponibilité).
- Nature du sol (perméabilité).
- Facteurs économiques.
- Les besoins en main d'œuvre.
- La culture considérée.

Le choix du système d'irrigation reste toujours un critère de la réussite de l'investissement, un système d'irrigation mal choisi peut entraîner des pertes économiques très graves. C'est pour ça qu'on doit le prendre en considération.

Le choix de l'irrigation localisée est très coûteux, mais leur utilisation fait économiser l'eau pour les régions où elle manque, et c'est encore un réseau qui persiste plusieurs années si on le maintient régulièrement.

Pour un investissement de long terme, l'irrigation localisée demeure un bon, voire le meilleur, choix pour avoir une grande productivité et pour que l'investissement soit rentable.

Chapitre III :

Etude hydrologique

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III-1-Introduction

Le but principal de l'étude hydrologique c'est de déterminer les caractéristiques de pluies de fréquence donnée qui nous a conduit à calculer les besoins en eau des cultures implantées.

Le périmètre est situé dans une zone assez bien pourvue en stations pluviométriques qui fonctionnaient pendant des longues périodes ; les caractéristiques de la station est indiquée dans le tableau suivant

Tableau III -01 : caractéristiques des stations pluviométriques

Caractéristiques principales des stations pluviométriques						Pluie moyenne annuelle (m)
Code de La station	Nom de La station	latitude	longitude	Altitude (m)	Période de fonctionnement	
090506	TZI GhENIFF	36°59	3°77	396	1979/09	515.8

III-2-Choix de la station représentative de la zone d'étude

Compte tenu de la position géographique de notre périmètre ; ces caractéristiques sont les suivantes :

- Localisation géographique ; presque au centre du périmètre
- Les relevés de station sont récents et s'étalent sur une période d'observation acceptable (trente ans d'observation.)
- La série de la précipitation moyenne mensuelle de la station pluviométrique de TIZI GHENIFF est donnée dans le tableau suivant

Tableau III- 02 : la répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles

Année	septembre	Octobre	novembre	décembre	janvier	Février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	total annuel
1979	54,1	101	123,6	74,1	118,4	35,6	134,1	137,7	37,2	2,7	0	0	818,5
1980	0	66,2	115,4	206,2	42,8	67	68,6	106,4	42,8	6,9	0	28,9	751,2
1981	0	55,8	24,2	83,4	215	147,3	49,9	23,7	53,8	6,5	0	11,5	559,6
1982	6,5	76,17	57,12	140,2	138,9	111,1	113,8	46,9	77,7	7,8	0	10,1	786,6
1983	0,1	35,6	55,9	66,2	106,6	191,3	66,1	36,7	107,5	17,8	0	0	683,8
1984	25,9	147,1	33	205	115,9	38,9	270,6	21	107	0,2	0	0	964,6
1985	52,5	41,6	51,4	55,9	55	84,9	242,8	41,8	5,3	30,2	6,1	0,4	667,9
1986	21,8	44	85,1	250,7	141,4	218,3	41,2	20,4	22,3	8,9	0	0	854,1
1987	19,1	33,1	101,2	60,1	60,2	63,4	66,6	62,6	43,6	27,6	0,6	0	538,1
1988	36,3	5,1	52,6	231,7	58,5	39,5	92,4	111	5,8	10,1	2,9	0	645,9
1989	6	28,4	45,4	29,4	110	0	58,5	41,4	132,2	11,1	32,5	0	494,9
1990	0	37,9	52,7	180,2	94,9	100,4	78	0	38,7	0	1,5	2,1	586,4
1991	27,5	104,2	38	8,6	148,8	39,9	85,8	142,8	75,2	23,9	4,5	0	699,2
1992	17,4	51,4	131,3	146,4	33,4	98,2	28,8	83,2	35,1	0	0	3,2	628,4
1993	86,4	54,4	60,6	120,6	78	46,1	8,5	48,7	3,6	0	0	0	506,9
1994	82,2	76,1	31	82,8	232,5	48,9	98	16,5	0	10,2	0	19,6	697,8
1995	14	23,5	22,5	47,1	127,6	186,9	40,8	95,9	36	19,7	5,3	11,3	630,6
1996	46,6	36,8	37,6	55,5	27,9	16,7	39,8	91,3	18,2	5,1	7,6	12	395,1
1997	65,4	59,9	118,7	96,1	39,2	102,8	58,3	105,4	209,1	4	0	1,9	860,8
1998	34,6	71,7	119,7	68,6	78,2	100,6	70,8	18,9	20,2	2,2	0,4	5	590,9
1999	35,9	15,3	71,1	191,2	10,8	4,5	5,7	29	48,9	0	0,5	0	412,9
2000	7	57,4	51,2	53	223,2	109,8	0,8	53,2	36	0	0	0,7	592,3
2001	26,2	8,3	41,5	49,2	63,4	27,6	67,5	40,6	30,8	8,3	9	43,3	415,7
2002	14,7	43,9	151,5	236,6	238,6	104	27,5	155,9	15	0,8	15,2	5	1008,7
2003	31,4	66	89,9	97,8	100,6	41,6	55,4	75,8	117,1	3,1	2,6	0,6	681,9
2004	28,1	22,9	93,4	182,9	168,5	95,2	29,2	34,6	0	1,5	0	0	656,3
2005	29,2	68,1	82,1	126,6	106,4	148,1	42,5	12,7	62,1	1,5	1,6	6,1	687

2006	89,8	5,6	11,8	172,8	3	54,8	266,4	133,9	27,4	0	0	1,1	766,6
2007	84,9	146,4	167,3	89	4,9	11,5	104,7	47,6	47,8	7,9	13,9	0	725,9
2008	46,7	54,4	144,7	142,1	199,8	31	60,4	118,6	37,5	0	0	0	835,2
2009	116,6	23,7	115	100,8	58,5	15,5	0	0	0	0	0	0	430,1
La source	office nationale de métrologie de TIZI OUZOU												

D’après les résultats de tableau pendant la période 1979-2009 ; On remarque une irrégularité dans la repartition de précipitation et aussi une variabilité mensuelles et annuelles.ces pluies sont notamment insuffisante pour le moins de juin ; juillet et Aout ; elles sont moyennes au printemps et maximum en hiver

L’étude statistique de la série s’effectue par logiciel HYDROLAB

Donnant sont diagramme de dispersion et son traitement. Le même logiciel fait son ajustement aux lois théorique (GUMBEL ; Normale ; log-Normale et Pearson III)

III-3 Homogénéisation de la série pluviométrique

Pour vérifie homogénéité de la série pluviométrique on procède au teste de WELCOXON :

-en devise la série complète en deux sous série X et Y talque : N_1 et N_2

Représentant respectivement les tailles de ces deux séries concéderont généralement $N_2 > N_1$

-On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classe la série de pluie d’origine par ordre croissant. A se stade, on attribué a chaque valeur de la sérié pluviométrique classée, son rang, tout en pressent a quel sous sérié elle appartient M^r Wilcoxon a montre que la serie est homogene avec une probabilite de 95%.si la relation ci-dessous est vérifiée

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

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

$W_x =$ somme de s rang des sous series

$$W_{min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96 \times \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right]$$

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

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d’homogénéité pour la station de TIZI GHENIFF Code(090506)

Tableau III-03 : Teste d'homogénéité

Rang	Série d'origine (mm)	P	Série x(mm)	Série y (mm)	TRI (mm)	x union y
1	818,5		818,5	506,9	395.1	Y
2	751,2		751,2	697,8	412.9	Y
3	559.6		559.6	630	415.7	Y
4	786.6		786.6	395,1	430.1	Y
5	683,8		683,8	860,8	494.9	X
6	964,6		964,6	590,9	506.9	Y
7	667,9		667,9	412,9	538.1	X
8	854.1		854.1	592,3	559.6	X
9	538,1		538,1	415,7	586.4	X
10	645.9		645.9	1008,7	590.9	Y
11	494,9		494,9	681,9	592.3	Y
12	586.4		586.4	656,3	628.4	X
13	699,2		699,2	687	630	Y
14	628,4		628,4	766,6	645.9	X
15	506,9			725,9	656.3	Y
16	697,8			835,2	667.9	X
17	630,6			430.1	681.9	Y
18	395,1				683.8	X
19	860,8				687	Y
20	590,9				697.8	Y
21	412,9				699.2	Y
22	592,3				725.9	Y
23	415,7				751.2	X
24	1008,7				766.6	Y
25	681,9				786.6	X
26	656,3				818.5	X
27	687				835.2	Y
28	766,6				854.1	X
29	725,9				860.8	Y
30	835,2				964.6	X
31	430.1				1008.7	Y

$$W_x = 221$$

$$W_{\min} = 174$$

$$W_{\max} = 274$$

$$174 < W_x < 274$$

La condition de M^F Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station de TIZI GHENIFF est homogène.

III-4. Etude de l'échantillon et choix du type de loi

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise pour notre projet celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi Normale
- Loi de Galton ou loi log –Normale
- Loi de Gumbel

a) .Traitement des données

La simulation des apports annuels avec le logiciel HYDROLAB nous donne les résultats suivantes :

Station de tizi gheniff

Statistiques de base

Nombre d'observations	31
Minimum	395.1
Maximum	1008.7
Moyenne	663.67
Ecart-type	155.87

b) .Ajustement de la série pluviométrique

On soumet la série pluviométrique annuelle de la station retenue aux ajustements à la loi Normale, la loi log –normale et la loi de Gumbel

b.1) .Ajustement à la loi Normale (GAUSS)

L'ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{Exp}\left(\frac{-1}{2x\mu^2}\right) du$$

Pour notre projet, il sera utile de connaître les variations annuelles des précipitations pour une période de retour de 5ans.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de TIZI GHENIFF sont regroupés dans le tableau et la figure suivantes

Tableau III-04 : Ajustement à la loi de Gauss

Ajustement à une loi de Gauss

Taille n= 31 Moyenne= 663,67
 Ecart-type= 155,87 I.C. à (en%)= 95 U Gauss= 1,9604

Valeurs de départ	Valeurs Classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
818,5	395,1	1	0,0161	-2,142	395,1	329,85	201,62	413,97
751,2	412,9	2	0,0484	-1,661	412,9	404,76	297,40	477,91
559,6	415,7	3	0,0806	-1,401	415,7	445,30	348,51	513,23
786,6	430,1	4	0,1129	-1,211	430,1	474,86	385,34	539,42
683,8	494,9	5	0,1452	-1,057	494,9	498,85	414,90	561,02
964,6	506,9	6	0,1774	-0,925	506,9	519,47	440,02	579,86
667,9	538,1	7	0,2097	-0,807	538,1	537,83	462,14	596,89
854,1	559,6	8	0,2419	-0,700	559,6	554,59	482,11	612,67
538,1	586,4	9	0,2742	-0,600	586,4	570,18	500,45	627,55
645,9	590,9	10	0,3065	-0,506	590,9	584,88	517,54	641,80
494,9	592,3	11	0,3387	-0,416	592,3	598,90	533,64	655,60
586,4	628,4	12	0,3710	-0,329	628,4	612,42	548,96	669,10
699,2	630,6	13	0,4032	-0,245	630,6	625,55	563,65	682,41
628,4	645,9	14	0,4355	-0,162	645,9	638,41	577,85	695,63
506,9	656,3	15	0,4677	-0,081	656,3	651,09	591,65	708,86
697,8	667,9	16	0,5000	0,000	667,9	663,67	605,17	722,18
630,6	681,9	17	0,5323	0,081	681,9	676,26	618,49	735,70
395,1	683,8	18	0,5645	0,162	683,8	688,94	631,72	749,50
860,8	687	19	0,5968	0,245	687	701,80	644,94	763,70
590,9	697,8	20	0,6290	0,329	697,8	714,93	658,25	778,39
412,9	699,2	21	0,6613	0,416	699,2	728,45	671,74	793,71
592,3	725,9	22	0,6935	0,506	725,9	742,47	685,54	809,81
415,7	751,2	23	0,7258	0,600	751,2	757,17	699,79	826,90
1008,7	766,6	24	0,7581	0,700	766,6	772,75	714,68	845,24
681,9	786,6	25	0,7903	0,807	786,6	789,52	730,46	865,20
656,3	818,5	26	0,8226	0,925	818,5	807,88	747,49	887,32
687	835,2	27	0,8548	1,057	835,2	828,50	766,33	912,44
766,6	854,1	28	0,8871	1,211	854,1	852,49	787,93	942,01
725,9	860,8	29	0,9194	1,401	860,8	882,05	814,12	978,84
835,2	964,6	30	0,9516	1,661	964,6	922,59	849,44	1 029,95
430,1	1008,7	31	0,9839	2,142	1008,7	997,49	913,38	1 125,73

Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	532,52	455,77	591,93	532,52	0,2	1,3
0,5	0,000	663,67	605,17	722,18	663,67	0,5	2
0,8	0,841	794,83	735,42	871,58	794,83	0,8	5

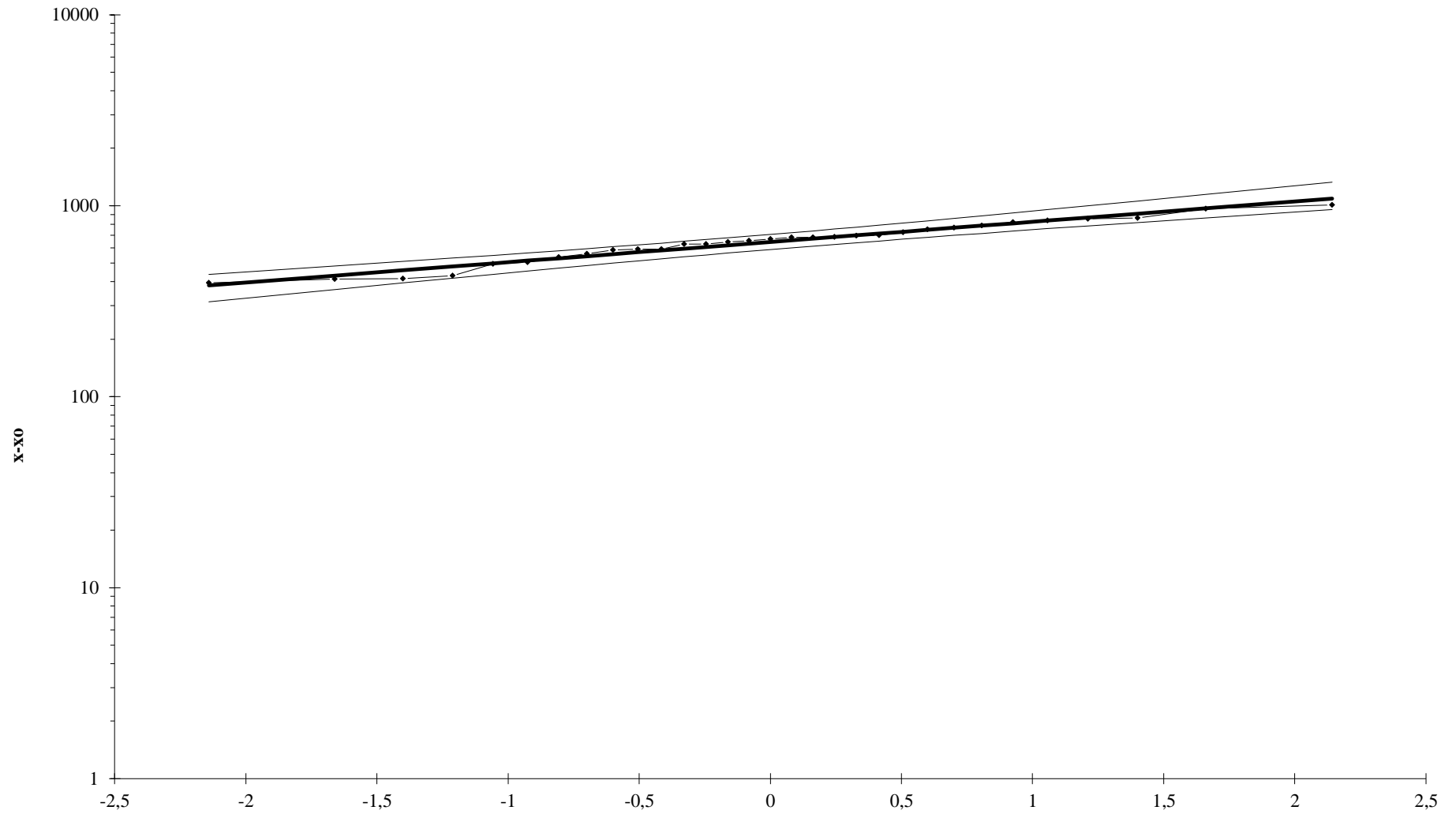


figure-IV -II- L'ajustemen à la loi log-normal

b.2) .Ajustement à la loi Log-Normale (GALTON)

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de TIZI GHENIFF sont regroupés dans le tableau et la figure suivant:

Tableau III-05 : Ajustement à la loi Log-Normal

Ajustement à une loi Log-normale

Taille n=	31	Moy.log(x-xo)=	2,80985562					
xo=	0	E.T. log(x-xo)=	0,10583192		I.C. à (en%)=	95	U Gauss=	1,960
Valeurs de départ	Valeurs Classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
818,5	395,1	1	0,016	-2,142	395,1	383,00	313,42	436,83
751,2	412,9	2	0,048	-1,661	412,9	430,59	364,05	482,75
559,6	415,7	3	0,081	-1,401	415,7	458,76	394,34	510,16
786,6	430,1	4	0,113	-1,211	430,1	480,46	417,71	531,48
683,8	494,9	5	0,145	-1,057	494,9	498,82	437,47	549,73
964,6	506,9	6	0,177	-0,925	506,9	515,16	454,99	566,17
667,9	538,1	7	0,210	-0,807	538,1	530,17	471,00	581,45
854,1	559,6	8	0,242	-0,700	559,6	544,24	485,93	595,97
538,1	586,4	9	0,274	-0,600	586,4	557,67	500,07	610,00
645,9	590,9	10	0,306	-0,506	590,9	570,63	513,61	623,74
494,9	592,3	11	0,339	-0,416	592,3	583,28	526,70	637,35
586,4	628,4	12	0,371	-0,329	628,4	595,73	539,47	650,94
699,2	630,6	13	0,403	-0,245	630,6	608,09	552,01	664,62
628,4	645,9	14	0,435	-0,162	645,9	620,44	564,39	678,50
506,9	656,3	15	0,468	-0,081	656,3	632,86	576,71	692,68
697,8	667,9	16	0,500	0,000	667,9	645,44	589,02	707,26
630,6	681,9	17	0,532	0,081	681,9	658,27	601,42	722,36
395,1	683,8	18	0,565	0,162	683,8	671,45	613,99	738,13
860,8	687	19	0,597	0,245	687	685,08	626,81	754,69
590,9	697,8	20	0,629	0,329	697,8	699,29	639,99	772,22
412,9	699,2	21	0,661	0,416	699,2	714,22	653,63	790,94
592,3	725,9	22	0,694	0,506	725,9	730,06	667,89	811,11
415,7	751,2	23	0,726	0,600	751,2	747,03	682,94	833,07
1008,7	766,6	24	0,758	0,700	766,6	765,45	699,02	857,30
681,9	786,6	25	0,790	0,807	786,6	785,78	716,48	884,48
656,3	818,5	26	0,823	0,925	818,5	808,66	735,81	915,60
687	835,2	27	0,855	1,057	835,2	835,15	757,81	952,28
766,6	854,1	28	0,887	1,211	854,1	867,07	783,83	997,32
725,9	860,8	29	0,919	1,401	860,8	908,08	816,59	1 056,43
835,2	964,6	30	0,952	1,661	964,6	967,50	862,95	1 144,32
430,1	1008,7	31	0,984	2,142	1008,7	1 087,70	953,66	1 329,17

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	525,78	466,33	576,96	525,78	0,2	1,3
0,5	0,000	645,44	589,02	707,26	645,44	0,5	2
0,8	0,841	792,33	722,05	893,34	792,33	0,8	5

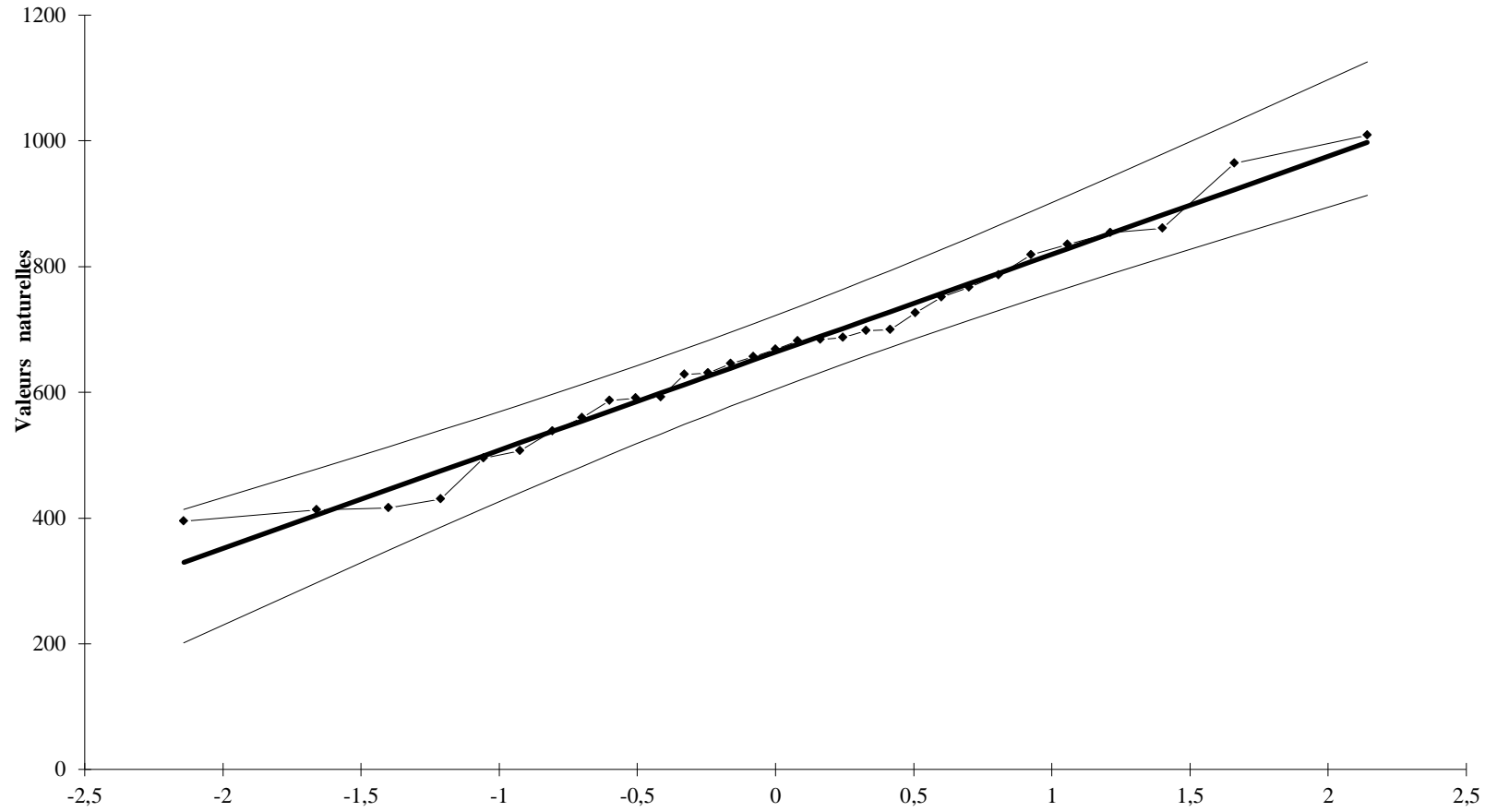


Figure-IV -I - L'Ajustement à une loi Normale

C .Test de validité 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 lequel une loi de répartition F(X) a été déterminée.

On divise cet échantillon en un certain nombre de classe 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 :

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

$$\lambda = K - 1 - P \quad \text{Avec :}$$

P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition

Donc :

P=7: pour la loi de Gumbel et Gauss

P=7 : pour la loi de Galton

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ

Si cette probabilité est **supérieure à 0,05**, l'ajustement est satisfaisant

C.1) Test de validité de l'ajustement à la loi Normale

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi Normale est fait par le logiciel Hyfran.

C-1-1 Test d'adéquation : Loi Normale

Résultats

Khi carré = 1.74

Probabilité p (χ^2) = 0.7831

Degrés de liberté : 4

Nombre des classes 7

C.2) Test de validité de l’ajustement à la loi Log-Normale

Le test de validité de Khi carrée pour l’ajustement à la loi Log-Normale est fait par le logiciel Hyfran

C-2-1- Test d'adéquation : Loi log-Normale

Résultats

Khi carré = 1.74

Probabilité p (χ^2) = 0,7831

Degrés de liberté : 4

Nombre des classes 7

Le test de Khi carré et les Figure IV-I ; Figure IV-II montrent que la loi de GUAUSS présente une adéquation meilleure que la loi Log Normale

III-5 Détermination de l’année de calcul

Puisque la loi de Gauss est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l’estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région

Comme nous sommes dans une région subhumide et que la pratique montre que pour ce type de climat la probabilité de calcul doit être prise entre 75% et 90%.

Nous opterons donc pour l’année de calcul avec une probabilité de 80% et les précipitations totales correspondantes $X_{80\%}=585,46\text{mm}$ (voir le tableau III-7)

L’année de calcul est obtenue en appliquant la formule suivante :

$$P_{80\%}^{mensuelle} = P_{moy}^{mensuelle} \times \frac{P_{80\%}^{annuelle}}{P_{50\%}^{annuelle}}$$

$$P_{thérique80\%}=532,67$$

$$P_{thériqu50\%}=663,63$$

$$P_{moy80\%}=\frac{455,77}{605,17} \times P_{moy\ mensuelle}=0,753 \times P_{moy\ mensuelle}$$

P_{moy} De chaque mois sont données par le tableau suivant :

Tableau III-06 : Précipitation moyenne mensuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Précipitation (mm)	82.4	61.1	97.4	93.6	59.3	27.6	1.8	25.9	25.4	113.4	143.5	46.1	777.5

Tableau III -07: Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul

Année	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	total annuel
X _{80%} (mm)	65 ,4	48 ,88	77,92	74,88	47,44	22 ,08	1,44	20,72	20,32	90,72	144,8	36 ,88	699,4

III-6 Conclusion:

-L'application des tests d'homogénéité de : M^r Wilcoxon sur les séries pluviométriques moyennes annuelles et journalières maximales de station retenues, confirme l'homogénéité et la fiabilité de ces dernières.

-Quant à l'ajustement des séries de pluies moyennes annuelles, il faut signaler que le test de Khi carré a montré une mauvaise adéquation de loi de Galton (Log-Normale). Pour cela, on a suggéré l'utilisation de l'ajustement des séries de pluies moyennes annuelles par la loi de Gauss, présentant une adéquation meilleure.

-Concernant l'ajustement des séries des pluies journalières maximales, on constate que la loi de Gumbel, adoptée dans notre projet, présente une bonne adéquation.

-Les calculs à la main des expressions statistiques sont ardues, mais avec l'outil informatique, on parvient aisément aux résultats escomptés. et l'utilisation des logiciels tel que l'HydroLab, nous a permis l'élaboration des analyses statistiques les plus courantes en hydrologie, à savoir ; l'ajustement aux lois ; de Gauss, de Galton (loi Log Normale).

Chapitre IV :

Les besoins en eau des cultures

IV-3-les Besoins en eau de périmètre

Les besoins en eau des cultures, peuvent être définis comme dose apportée à la plante dans des moments propices, afin de mettre à celle-ci les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

IV-3-1-1 - Méthodes d'évaluation d'évapotranspiration

L'évapotranspiration potentielle peut être évaluée selon plusieurs possibilités on cite:

- L'évapotranspiromètre
- Les stations expérimentales
- Méthode de bilan hydrique
- Formules empiriques

Il existe plusieurs formules empiriques parmi les quelles :

- Formule de BLANEY-CRIDDLE
- Formule de TURC
- Formule de PENMAN

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est effectué à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT 8.0, Qui est base sur la méthode de M^f Penman et Monteith modifiée

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les données climatiques mensuelles de la station météorologique: à savoir:

- Les températures moyennes en degré Celsius.
- L'humidité relative de l'air exprimé en (%)
- L'insolation journalière en heure
- La vitesse du vent en m /s

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ETo sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV-01-L'évapotranspiration de référence (ET₀) par la formule de Penman et Monteith

Evapotranspiration de référence (ET ₀) (Penman et Monteith)						
Pays: ALGERIE Station climatique : tizi gheniff (31 ans)						
Mois	Temps. Moy	Humidité	Vent	Insola	Radiation	ET ₀ penman
	°C	%	m/s	heurs	MJ/ m ² .jour	mm / jour
Janvier	11.9	80	2.1	4.43	8.2	1.16
Février	13.4	77	1.5	6.0	11.2	1.63
Mars	14.6	78	1.1	7.09	15.9	2.27
Avril	16.9	80	0.8	7.66	19.4	3.05
Mai	18.3	73	1	9.66	23.8	3.98
Juin	23	68	1.3	10.12	25.0	4.88
Juillet	28.2	59	1.3	11.29	26.2	5.86
Août	28.1	62	1.8	10.58	23.9	5.54
Septembre	24.5	70	1.3	9.29	19.7	3.85
Octobre	20.3	74	1.4	7.07	13.9	2.40
Novembre	14.95	79	1	5.32	9.5	1.23
décembre	11.95	76	0.9	4.09	7.3	0.88
moyenne	18.8	73	1.3	7.7	17	3.06

IV.3 L'évapotranspiration (ETM)

L'évapotranspiration d'une culture, ETM, se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ET₀ par un coefficient culturel, K_C.

$$ETM = K_C \times ET_0$$

Avec: K_C : Représente le coefficient culturale, dépendant du type de la culture et de son stade de développement

Tableau IV -05 : les Besoin Nets pour les cultures maraichères

Mois	K _C	ET ₀ (mm/jour)	ETM (mm/mois)	P _{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B _{net} (mm/mois)	B _{net} (mm/mois)
J	0.4	1.16	13.92	71.5	234	-291.58	0
F	0.7	1.63	33.08	55.1	234	-256.4	0
M	1.05	2.27	73.88	82.2	234	-242.4	0
A	0.4	3.05	36.6	79.6	130	-173	0
M	0.75	3.98	92.53	53.7	130	-91.17	0
J	1.75	4.88	256.2	26.4	0	+229.8	229.8
J	0.6	5.86	108.99	0	0	+108.99	108.99
A	0.5	5.54	85.87	24.8	0	+61.07	51.07
S	0.7	3.85	80.85	24.4	0	+56.45	56.45
O	1.05	2.4	78.12	92.8	65	-79.68	0
N	0.85	1.23	31.36	110.6	65	-144.24	0
D	0.7	0.88	19.09	42.7	65	-88.61	0

On remarque que pour le mois de juin jusqu'a au septembre les besoins sont supérieure a 0 donc il faut une irrigation

Tableau IV -06 : les Besoin Nets pour le Blé dur :

Mois	K _C	ET ₀ (mm/jour)	ETM (mm/mois)	P _{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B _{net} (mm/mois)	B _{net} (mm/mois)
N	0.3	1.23	11.07	71.5	136.5	-196.93	0
D	0.7	0.88	19.09	55.1	136.5	-172.51	0
J	0.7	1.16	24.36	82.2	136.5	-194.34	0
F	0.5	1.63	23.63	79.6	136.5	-192.47	0
M	0.5	2.27	35.18	53.7	136.5	-155.02	0
A	0.65	3.05	59.47	26.4	105	-71.93	0
M	0.2	3.98	24.77	0	105	-80.23	0

CHAPITRE IV **LES BESOINS EN EAU DES CULTURES**

Tableau IV-07 : les Besoin Nets pour les Agrumes

Mois	K _C	ET ₀ (mm/jour)	ETM (mm/mois)	P _{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B _{net} (mm/mois)	B _{net} (mm/mois)
J	0.75	1.16	26.1	71.5	130	-175.4	0
F	0.75	1.63	35.45	55.1	130	-149.65	0
M	0.8	2.27	56.29	82.2	130	-155.9	0
A	0.8	3.05	73.2	79.6	100	-106.4	0
M	0.8	3.98	98.7	53.7	100	-55	0
J	0.85	4.88	124.44	26.4	0	98.04	98.04
J	0.85	5.86	154.41	0	0	154.97	154.97
A	0.85	5.54	145.97	24.8	0	121.17	181.17
S	0.85	3.85	98.17	24.4	0	73.77	73.77
O	0.85	2.4	63.24	92.8	130	-159.56	0
N	0.8	1.23	29.52	110.6	130	-211.08	0
D	0.8	0.88	21.52	42.7	130	-151.18	0

On remarque que pour le mois de juin jusqu'à au septembre les besoins sont supérieures à 0 donc il faut une irrigation

2 Calcul des besoins nets totaux

Tableau .08 : Besoins nets totaux en eau d'irrigation

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
B _{Net} Tomate	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
B _{Net} Betterave	/	/	/	/	/	229.8	109	/	/	/	/	/
B _{Net} Pomme de terre	/	/	/	/	/	/	/	51.05	56.45	/	/	/
B _{Net} Blé dur	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
B _{Net} Agrume	/	/	/	/	/	98.04	154.97	181.17	73.77	/	/	/
Besoins totaux	/	/	/	/	/	332.84	263.97	232.22	130.22	/	/	/

On remarque que les besoins en eau de mois de juin atteignent le max qui est de 3328.4m³/ha

CHAPITRE IV **=====** LES BESOINS EN EAU DES CULTURES

IV- 5-Calcul des débits à transiter par le réseau.

- Les besoins en eau du mois de pointe seront donc :

$$B_p = 3328.4m^3 / ha$$

- Débit de l'installation est calculé par la formule suivantes

$$Q_{inst} = \frac{B_p \cdot 10^4}{T * t * 3600 * k} \text{ En l/s/ha.}$$

Avec :

B_p : Besoins de mois de pointe, en m³/ha.

T : Temps d'irrigation qui correspond à une irrigation de 26 jours par mois,

Avec $t=20$ heures d'arrosage par jour.

Chapitre V :

**Dimensionnement de la
Station de pompage**

V-I-INTRODUCTION

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement de la station de pompage: Le choix des pompes, la définition des ouvrages et des appareillages, choix du mode de fonctionnement et la protection de l'installation.

V-2 Exigences principales soumises à la station de pompage

- Tous projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :
- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- utilisation des matériaux de conception récente.
- normalisation des solutions techniques.
- utilisation des projets-types.
- il faut éviter les zones inondables.



Fig. V.01 : Groupe Motopompe à Anneau

V-3-Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station

Un projet d'alimentation en eau d'irrigation de la 1ère élévation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un bassin d'irrigation.

Ces constructions se font suivantes des schémas types, de dispositions plus adéquates pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement. Et pour ces raisons on prend en considération certains paramètres essentiels.

- Il ne faut jamais construire la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables;
- Les lignes d'électricité doivent être placées le long de champs d'isolement des routes et des quartiers d'habitations;
- Il faut prendre en considération la distance entre la station de pompage et les différents ouvrages urbains, une distance qui assure l'élimination des dangers provoqués par l'un ou l'autre;
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement ;
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement ;
- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.

La station de pompage doit être équipée de

- L'accès à tous les ouvrages
- Plate forme avec une très bonne qualité de béton
- Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par des caniveaux
- Faire un profil en long de l'emplacement de la prise d'eau et la conduite de refoulement.

V-4 Données de base initiales

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de pompage sont les suivantes :

- Notre station reçoit un débit total de pointe des eaux qui est égale à 76.32 l/s
- le plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.
- la source d'énergie électrique : elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements (il existe une ligne de Haute tension qui traverse la région).
- la nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station .et du type de matériau

V-5 Type de bâtiment de la station

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- équipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.

- appareillage électrique.
- locaux de personnel, etc. ...

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- mode de raccordement prise d'eau – Station de refoulement
- but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou Irrigation)
- les matériaux de construction et leur disponibilité
- Conditions de (climat, relief, géologie, hydrogéologie...) de la région
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires. On distingue donc les types bâtiments résultants de ces conditions, d'où on a :
 - Bâtiments type Bloc
 - Bâtiments type bâche sèche
 - Bâtiments type bâche mouillée – pompe submersible
 - Bâtiments type enterrée
 - Bâtiments type semi enterrée

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station, on opte pour un bâtiment type Bâtiments type bâche sèche tel

Que la partie souterraine est constituée par :

- Bâche d'aspiration.
- Fosse des pompes.
- Chambre pour les vannes.

Avantage du bâtiment:

- Installation des pompes est verticale à sec.
- Le cout de réalisation n'est pas très élevé.
- Facilité de la réalisation et de la maintenance.

V-6 Dimensionnement de la bâche de stockage

a partir du calcul les besoins en eau on peut tirer le débit caractéristique (mois de pointe)

$$Q_{\text{moy}} = 1.29 \text{ l/sh.}$$

Avec une surface de 68 hectares

$$Q_{\text{moy}} = 87.72 \text{ l/s} = 0,08772 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{\text{moy}} = 0,08772 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{\text{moyj}} = 7579 \text{ m}^3 / \text{j}$$

V-6-1 Dimensions de la bête**a) volume de la bête**

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté egal au débit total qui arrivant en un temps déterminé.

$$V_t = Q * t$$

V_t : volume de la bête en (m³)

Q : débit total qui arrivées à la station de pompage

t : temps de stockage des eaux dans la bête pendant l'arrêt des pompes, Pour notre projet on pose que la station de pompage il fonction 1h

Donc : on fixe t = 1heur.

$$V_t = 0,08772 * 1 * 3600 = 315.79\text{m}^3$$

Le volume total de la bête sera $V = 315.79 \text{ m}^3$

b) surface de la bête

On a : $S = \frac{V}{H}$ (la forme de bête est rectangulaire).

S : surface de la bête en (m²) ; V : volume de la bête en (m³)

H : la hauteur de la bête en (m), on fixe cette hauteur à H = 4m

c) Longueur et largeur de la bête

On a : $S = B \cdot L$ (la forme de la bête est rectangulaire).

L : la longueur de la bête en (m)

B : la largeur de la bête

Tableau V -1 : Dimensions de la bête d'aspiration

Dimensions	la bête
Volume (m ³)	315.79
Hauteur (m)	5
Surface (m ²)	63.16
Longueur (m)	10
Largeur (m)	7

V-7- Détermination de la hauteur d'élévation calculée

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

$$H_{cal} = h_a + h_r + \sum h_p (asp) + \sum h_p (ref) + P_{exh}$$

Avec :

- h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- h_r : Hauteur de refoulement (m) ;
- $\sum h_p(asp)$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;
- $\sum h_p(ref)$: Pertes de charges au refoulement (m) ;
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur)
- $P_{exh} = (1,0 \div 1,5) \text{ m}$; On prend $P_{exh} = 1 \text{ m}$

Pour notre cas :

$$H_g = h_a + h_r \text{ (hauteur géométrique)}$$

D'où :

$$H_g^{\max} = \nabla_{\max} - \nabla_{PBE}$$

$$H_g^{\min} = \nabla_{\max} - \nabla_{PHE}$$

$$H_g^{\text{moy}} = (H_g^{\max} + H_g^{\min})/2$$

On a donc :

$$\nabla_{\max} = 355 \text{ m}$$

$$\nabla_{PBE} = 306 \text{ m}$$

$$\nabla_{PHE} = 310 \text{ m}$$

D'où

$$H_g^{\max} = 49 \text{ m}$$

$$H_g^{\min} = 45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H_g^{\text{moy}} = 47 \text{ m}$$

$$\sum h_p = \sum h_p(asp) + \sum h_p(ref)$$

Pour calculer $H_{cal} \max$ et $H_{cal} \min$ en va estimée des pertes de charge pour l'aspiration et le refoulement

4m de pdc \rightarrow 1Km

Notre conduite de refoulement à une longueur de 910m.

D'où:

$$h_p(ref) = \frac{910}{1000} * 4 = 3.64 \text{ m}$$

$$\sum h_p(ref) = 3.64 \text{ m}$$

$$\sum h_p(\text{asp}) = \frac{3}{1000} * 4 = 0.012 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \sum h_p = 3.64 + 0.012 = 3.65 \text{ m}$$

$$H_{\text{cal}}^{\text{max}} = 49 + 3.65 + 1 = 53.65 \text{ m};$$

$$H_{\text{cal}}^{\text{min}} = 45 + 3.65 + 1 = 49.65 \text{ m};$$

$$H_{\text{cal}}^{\text{moy}} = (53.65 + 49.65) / 2 = 51.62 \text{ m}$$

Donc la hauteur d'élévation

$$H_{\text{Cal}} = 51.62$$

V-8 Choix de nombre et de type de pompes

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que $N_{\text{ins}} = N + n_{\text{ps}}$

Où : N: nombre de pompe de fonctionnement.

Critères du choix du nombre de pompes sont suivants

- nombre minimale de pompes.
- puissance absorbée minimal.
- $(\text{NPSH})_r$ minimal.
- meilleur rendement.
- la vitesse de rotation élevée.
- assurer H_{MT} et Q (débit totale).
- doit être facile à l'entretien et anti cavitationnelles.
- vitesse de rotation élevée
- encombrement faible et un poids faible.
- doivent répondre à la construction la plus économique de bâtiment.
- meilleur rendement et la puissance absorbée minimale.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel de Caprari.

Et les résultats sont représentés dans le tableau suivant

V-8-1 Choix du nombre pour la pompe à axe horizontale monocellulaire

1/ pour n=1

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{\text{cal}} = \frac{Q_{\text{ista}}}{n} = \frac{0.08772}{1} = 0.08772 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'autre part on a $H_{cal} = 51.62 \text{ m}$

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe à comme caractéristiques :

Diamètre d'aspiration $D_a = 150 \text{ mm}$

Diamètre de refoulement $D_r = 125 \text{ mm}$

Débit $Q = 0.08772 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur manométrique totale $H = 58.5 \text{ m}$

La vitesse de rotation $n = 2900 \text{ tr/min}$

Puissance absorbée $P_a = 57.9 \text{ Kw}$.

$NPSH_r = 4.07 \text{ m}$

Le rendement $\eta = 76.9 \%$

2/ pour $n=2$:

Pour deux pompes on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_{inst}}{n} = \frac{0.08772}{2} = 0.044 \text{ m}^3/\text{s} = 157.9 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'autre part on a $H_{cal} = 51.62 \text{ m}$

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe à comme caractéristiques :

Diamètre d'aspiration $D_a = 100 \text{ mm}$

Diamètre de refoulement $D_r = 80 \text{ mm}$

Débit $Q = 0.044 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur manométrique totale $H = 49.5 \text{ m}$

La vitesse de rotation $n = 2900 \text{ tr/min}$

Puissance absorbée $P_a = 26.6 \text{ Kw}$.

$NPSH_r = 4.73 \text{ m}$

Le rendement $\eta = 79.9\%$

3/ pour $n=3$:

Pour le nombre de pompes principales égales à 3 on a

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.08772}{3} = 0.0294 \text{ m}^3/\text{s} = 105.26 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'après le catalogue on trouve que cette pompe à comme caractéristique

Diamètre d'aspiration $D_a = 100 \text{ mm}$

Diamètre de refoulement $D_r = 80 \text{ mm}$

Débit $Q = 0.0292 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur manométrique totale $H = 52.5 \text{ m}$

La vitesse de rotation $n = 2900$ tr/min

Puissance absorbée $P_a = 29.5$ Kw.

$NPSH_r = 3.11$ m

Le rendement $\eta = 77.4\%$

Tableau V-02 : Variantes pour le choix du nombre de pompes

N	Q_{cal} (m ³ /s)	H_{cal} (mce)	Pompe choisie	η (%)	n (tr/min)	P (Kw)	Ha (m)	(NPSH) _r (m)
1	0.0877	51.62	MEC-AZRH2/125	76.9	2900	57.9	58.5	4.07
2	0.044	51.62	MEC-A2/80	79.9	2900	26.6	49.5	4.73
3	0.0294	51.62	MEC-A2/80	77.4	2900	29.5	52.5	3.11

Remarque

On remarque qu'on a de bonnes caractéristiques pour la variante N° 3 donc on prend une installation de 3 pompes

V -9:choix le nombre de pompe de secours

D'après le choix de nombre de pompe. On détermine le nombre de pompe de secours.

Les intervalles de nombre de pompe :

SI :

$N_p \leq 4 \rightarrow 1$ pompe de secours

$4 \geq N_p \leq 6 \rightarrow 2$ pompe de secours

$N_p \geq 6 \rightarrow 3$ pompe de secours

Pour notre projet on a une seule pompe de secours.

Donc la variante choisie est une 3 pompes à axe horizontale monocellulaire, avec une pompe de secours ayant les caractéristiques suivantes

Diamètre d'aspiration $D_a = 100$ mm

Diamètre de refoulement $D_r = 80$ mm

Nombre de tours $n = 2900$ tr/min

Rendement $\eta = 77.4\%$

Hauteur manométrique totale $H = 52.5$ m

Puissance absorbée $P_{abs} = 29.5$ KW

NPSH requis $(NPSH)_r = 3.11 \text{ m}$.

V-10-Choix du moteur électrique

d'après le catalogue des moteurs on trouve que notre moteur électrique a les caractéristiques suivantes :

- Un moteur triphasé 50 hz
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450t_r/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P₂ 30KW
- Courant nominale –A
- Type de moteur 3
- Degré de protection IP55

V-11- Détermination de la hauteur admissible d'aspiration

Pour que la pompe soit bien calée vis-à-vis de la cavitation

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp} \cdot V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp} \cdot V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 3 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{3}{1000} \cdot 4 = 0,012 \text{ m}$$

Et :

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,012 + 0,0018 = 0,0138 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,0294}{3,14 \cdot (0,1)^2} = 3,73 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp} \cdot V_{asp}}{2g} = 0,71$$

$$\frac{P_v}{\varpi} = 0,183 \quad \text{À } 18^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,00138 - 0,71 - 3,11 - 0,5 = 5,81 \text{ m}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,1 \\ &= 306 + 5.81 - 0.1 = 311.71\text{m} \end{aligned}$$

V-12. Détermination du diamètre économique de refoulement

Il faut tout d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations.

Connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre

La hauteur géométrique $H_g = 47\text{m}$

V-13 Calcul des pertes de charge

La formule de Darcy WEISBACH

$$\sum h_p = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Où Q : est le débit moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur. ($g = 9,81\text{m/s}^2$)

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge). donné par la formule

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \text{Ln}(\varepsilon / \Phi)]^2$$

Avec : $L = 910\text{m}$

Où :

$$V = \frac{4Q}{\pi * D^2} \quad \text{et} \quad 0.8 \leq V \leq 1.5$$

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi

Dans notre projet on prend $\varepsilon = 0.001$

Φ : diamètre de la conduite.

-On a $F_{exp} = E_a * e$

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh) donnée par :

$$E_a = P_t * 1 * 365 \quad ; \quad P_t = n * p$$

n = nombre de pompes en fonctionnement $n = 3$

p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par

La formule suivante :
$$P = \frac{9,81.Q.HMT}{\eta_p} \text{ (Kw)}$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : Le Rendement de pompage (80%).

e : le tarif de l'énergie électrique. e = 4.17Kw/h (SONELGAZ).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau V -03 : les frais d'exploitation

D (mm)	ϵ	Σhp (m)	HMT(m)	Pt (kw)	Ea (kwh)	Fexp (DA)
50	0.049	14694.24	14741.24	5.31	5814.45	24246.26
100	0.038	355.31	402.31	0.145	158.775	662.09
150	0.0335	42.42	89.42	0.032	35.04	146.12
200	0.0308	7.92	54.92	0.02	21.9	91.32
250	0.0288	2.75	49.75	0.018	19.71	82.19
300	0.0272	2.09	49.09	0.018	19.71	82.19

D'après le tableau on a les frais d'exploitation minimal c'est qui un diamètre 200mm et

250mm et on a la vitesse pour le diamètre D=250mm $\rightarrow V = \frac{4*Q}{3.14*D^2} = 0.6 \text{ m/s} < 0.8$

Et pour le diamètre D=200mm $\rightarrow V = \frac{4*Q}{3.14*D^2} = 0.94$ donc $0.8 \leq V \leq 1.2$ on prend le diamètre économique D=200mm

V-14- Conclusion

Le réservoir de stockage est relié avec la bache avec une conduite d'adduction de longueur 910 m
La conduite d'adduction a un diamètre économique de 200mm et véhicule un débit de 106.25 m³/h
Donc la conduite d'adduction peut prendre les mêmes caractéristiques de la conduite d'AEP de telle sorte quand mettre une vanne de marche et d'arrêt.

Dans ce cas la bache de stockage peut être remplie dans une heure.

Chapitre VI :

Technique d'arrosage

CHAPITRE VI TECHNIQUES D'ARROSAGE

VI -1- Introduction

L'irrigation localisé ou irrigation par le goutte à goutte et l'irrigation par aspersion peut être considérée comme une solution pratique aux problèmes de la sécheresse au même titre que les méthodes traditionnelles de l'irrigation de surface. 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 (agrume) et l'autre station par l'aspersion (pomme de terre et la tomate et betterave) dont le but principale d'économiser le maximum d'eau.

VI-2 -Réseau goutte à goutte

› Pour l'agrume

VI- 2- 1-Nombre de postes

Le nombre de postes est calculé par :

$$N(p) = \frac{24 \times f}{T \text{ det } ravail}$$

Avec :

T : temps maximum journalier de travail =20h

f La fréquence d'arrosage=7.71

Donc

$$N(p) := \frac{24 \times 7.71}{20} = 10 \text{ blocks.}$$

VI- 2- 2: Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{surface total}}{\text{nbrdeposte}}$$

$$= \frac{8}{10} = 81ha$$

$$S_p = 0,8ha = 8000m^2$$

VI -2-3-la surface de la rampe

Il est calculé par :

$$AL = L_r \times S_r = 180 \times 4 = 720m^2$$

$$AL = 640m^2$$

VI-2-4-Nombre de la rampe

$$N_r = \frac{S_p}{AL} = \frac{8000}{720} = 11$$

VI-2-5-Nombre de gouteur par rampe

$$N_g = \frac{L_r}{S_a} = \frac{180}{4} = 45$$

$$N_{g/r} = 45 \times 2 = 90$$

VI-2-6-Le débit d'une rampe

Le débit d'une rampe est donné par la relation :

$$Q_R = N_G \cdot Q_G$$

Avec :

Q_R = Débit de la rampe en l / h ;

N_G = Nombre de goutteurs par rampe ;

Q_G = Débit d'un goutteur en l / h.

$$Q_R = 90 \times 4 = 360 \text{ l/h}$$

VI-2-7- Calcul hydraulique du réseau**VI-2-7-1- Conditions hydrauliques**

La variation maximale du débit entre goutteur :

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\%$$

$n = 0,5$ (caractéristique du goutteur).

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = n \cdot \frac{\Delta H}{H(n)}$$

Avec :

$q(g)$: débit nominal du goutteur ;

$H(n) = 10\text{m}$ pression nominale.

$$\Delta H (\text{max}) = \frac{\Delta q}{q(g)} \times \frac{H(n)}{n} = \frac{10}{100} \times \frac{10}{0.5} = 2\text{m}$$

La répartition de la perte de charge est :

Perte de charge singulière : p.c.s = 10% * ΔH = 0.2 m.c.e

Perte de charge linéaire : p.c.l = ΔH - p.c.s = 1.8 m.c.e

1/3 sur les porte- rampes P.d.c (pr) = 0,6 m c e

2/3 sur les rampes P.d.c (r) = 1,2 m c e.

VI-2-7-2 Calcule le diamètre de la rampe

Le diamètre est calculé d'après la formule

On propose que les rampes en PEHD

$$\varnothing (\text{cal}) = \left[\frac{\text{P.d.c}(r) \times 2,75}{0,478 \times Q(r)^{1,75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

Avec :

P.d.c (r) : 1.2 La perte de charge dans la rampe ;

$Q(r)$: 360 Le débit de la rampe en l/h ;

$L(r)$: 180 La longueur de la rampe en m.

Donc

$$\varnothing (\text{cal}) = 17,36\text{mm}$$

Donc le diamètre est $\varnothing (\text{cal}) = 17\text{mm}$

VI- 2-7-3-La perte de charge

La perte de charge est déterminée après le choix du diamètre

$$J_r = \frac{0,478}{2,75} \cdot D r^{-4,75} \cdot Q^{1,75} \cdot L r$$

Tel que :

J = Perte de charge en m

D =16 Diamètre en mm

Q =360 Le débit en l / h

L = 180 Longueur en m

Donc la perte de charge. J=1,20

VI-2-7-4 Calcul du porte-rampe**VII-7-4-1 Débit du porte-rampe**

Le débit d'un porte- rampe est calculé par la relation

$$Q_{PR} = Q_R \cdot N_R.$$

Avec :

Q_{PR} = Débit du porte rampe en l /h

N_R = Nombre des rampes

Q_R = Débit d'une rampe en l / h

$$Q_{PR} = 360 \times 11 = 3960 \text{ l/h}$$

VI-2-7-4-2 Le diamètre

Le diamètre du porte rampe est calculé par la formule suivantes

On ne propose que les porte-rampes en PEHD

$$\Phi (\text{cal}) = \left[\frac{\text{P.d.c}(\text{pr}) \times 2,75}{0,478 \times Q(\text{pr})^{1,75} L(\text{pr})} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$Q_{PR} = 3960 \text{ l/h}$

$\text{P.d.c}(\text{pr}) = 0.6 \text{ mce}$

$L(\text{pr}) = 44 \text{ m}$

$\Phi(\text{Cal}) = 36,15 \text{ mm}$

$\Phi = 36 \text{ mm}$

VI-2-7-4-3La perte de charge

$$J = \frac{0,478}{2,75} \cdot D^{-4,75} \cdot Q^{1,75} \cdot L$$

Donc la perte de charge. $J = 0.6 < 0.6 \text{ m}$ donc c'est admissible

VI-2-8 La conduite secondaire**VI-2-8-1 Le débit**

Le débit de la conduite secondaire est calculé par la formule

$$Q_{c.p} = N_P \cdot Q_{PR}$$

N_{PR} : nombre de poste

Q_{PR} = Débit de porte rampe en l / h

$$Q_{c.p} = 3960 \cdot 10 = 39600 \text{ l/h}$$

VI-2-8-2 Le diamètre

Le diamètre de la conduite principale est calculé D'après la formule de « Bonin »

On dimensionne la conduite

Donc Le débit de la conduite principale est de :

$$Q_{c,p} = 39600 \text{ l/h} = 11 \text{ l/s}$$

D'après la formule de « Bonin » le diamètre de la conduite principale est :

$$\varnothing = \sqrt{Q}$$

Q ; débit en m^3/s

$$\varnothing = \sqrt{11 \cdot 10^{-3}} = 104 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre commercialisable de 100mm.

VI-2-8-3 La perte de charge

$$P.d.c = \frac{0,478}{2,75} \cdot 100^{-4,75} \cdot 39600^{1,75} \cdot 200 = 1,22 \text{ m.c.e.}$$

Donc la perte de charge de la conduite principale $P.d.c = 1.22 \text{ m.c.e.}$

VI-2-8-4 La vitesse

La vitesse pour tous les éléments du réseau est donnée par :

$$Q = V \cdot S$$

$$V = \frac{Q}{S}$$

$$S = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi d^2}$$

$$V = 1,4 \text{ m/s}$$

VI-2-Réseau d'aspersion

On va projeter une installation d'aspersion semi-mobile comprenant des canalisations principales fixes et des rampes mobiles. Pour ce fait on va prendre un îlot qui va servir de modèle pour tous les autres

VI-2-1 Le diamètre de l'ajutage

La perméabilité du sol $K = 7 \text{ mm/h}$.

On pose $p \leq k$ tel que p : pluviométrie de la buse.

Le diamètre de la buse se calcul, par la relation suivant :

$$p = \frac{1.5 \cdot d}{1.04}$$

$$\text{D'où } d = \frac{7 \cdot 1,04}{1,5} = 4,85 \text{ mm}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur (Annexe IV), le diamètre de la buse normalisée le plus proche est de 4.8mm.

VI-2-2 La portée du jet (L)

La portée du jet se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25}$$

Où d : diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m)

$$L = 3 \cdot 4.85^{0,5} \cdot 30^{0,25} = 16m$$

Comme cette formule demande encore plus de précision on va prendre la valeur du catalogue (Annexe V), pour le diamètre de la buse de 4.85mm à une pression de 3bar (fixé au niveau d'une borne) la portée est de 16.25m.

VI-2-3 Ecartements entre les rampes et arroseurs

Les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

E_l : entre les lignes d'arrosage : 1,3 à 1,02 L.

E_a : entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 à 0,5 L.

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent (<10Km/h).

Les valeurs minimales à des conditions correspondent à des conditions de vitesse de vent assez dures (>15Km/h).

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 2,1 m/s = 7.56 Km/h, donc on prend les valeurs maximales :

$$E_l = 1,3 \cdot 16 = 20.8m$$

$$E_a = 0,8 \cdot 16 = 12.8m$$

On prend les valeurs normalisées des écartements.

$E_l=18m$, $E_a=12m$.

VI-2-4 débit de l'asperseur

Le débit d'un asperseur se calcule, par la relation suivante :

$$q = 0,95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (4,85 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 30} = 1,53m^3 / h$$

Vérification 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 :

$$p = \frac{q}{E_l \cdot E_a}$$

$$D'où p = \frac{1,53}{20 \cdot 13} = 5.89mm/h$$

Donc le diamètre de la buse assurera une pluviométrie $P \leq K=7mm/h$.

Le temps T pour donner une dose par un asperseur sans dépasser la capacité d'infiltration se calcule d'après la relation suivante :

$$T = \frac{dose}{p}$$

tel que:

La dose est de 36 mm

$P=7\text{mm/h}$ d'où

$$T = \frac{36}{7} = 5.14 \text{heurs}$$

$N = 30 / 5,14 = 6$ fois par mois

VI-2-5 Nombre de position des rampes

$$N_r = \frac{L}{E_l} = \frac{120}{18} = 7$$

L: largeur = 120 m, E espacement entre les rampe (=18m).

Le nombre de poste égale à 7.

VI-2-7 La rampe

Longueur de la rampe $L_r = L - E_a / 2 = 120 - 12 / 2 = 114$ m

Nombre d'asperseurs = $L_r / E_a = 114 / 12 = 10$ asperseurs.

Le débit de la rampe = le débit de l'asperseur \times le nombre d'asperseur/ rampe.

Le débit = $1,53 \times 10 = 15,3$ m³/h.

Donc le débit d'installation égale à $15,3 \text{m}^3/\text{h}$ ($4,25 \text{l/s}$).

VI-2-8 Diamètre de la rampe

$$\text{-Diamètre de la rampe : } D_R = \sqrt{\frac{4Q_R}{\pi \cdot V}}$$

Avec V : vitesse de l'écoulement à travers la rampe

Ou : $V \leq V_{ADM}$; $V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] \text{m/s}$

On suppose que $V = 1.5 \text{m/s}$ et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot 4,25 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = 0,061 \text{m} = 61 \text{mm}, \text{ si on prend le diamètre normaliser } (D_R = 60 \text{mm}).$$

La nouvelle vitesse sera

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 4,25 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot (60 \cdot 10^{-3})^2} = 1.5 \text{m/s}$$

VI-2-8-La conduite d'approche

La longueur de la conduite d'approche est calculée par :

$$L_{CA} = E_R \cdot Np = 18.7 = 126 \text{m}$$

Puisque on a deux rampes, donc le débit qui traverse la rampe est le double qui traverse la conduite d'approche $Q = 4,25 \times 2 = 8,25 \text{m}^3/\text{h}$

VI-2-9 Perte de charge

On utilise la formule de HAZEN ET WILLIAMS exprimer par :

$$\Delta H = \frac{6.806 \cdot L \cdot Q_R^{1.852}}{CHW^{1.85} * D_R^{4.87}}$$

CHW dépend de la nature de la conduite :

Tableau 1 : coefficient de HAZEN et WILLIAMS

Nature de la conduite	CHW
P.V.C	150
Excrément lisse et droit	140
Très lisse	130
Bois lisse	120
Parois vitrifiées	110
Aciers revité en service	100
Fonte en service	95
Tuyau en service (mauvais état)	60 à 80
Petitstuyaux à surface granuleuse	40 à 50
Acier galvanisé	136

On prend CHW =150 (tuyau en p.v.c).

$$\Delta H_t = \Delta H_{AP} + \Delta H_{ram}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Tableau 2 : Résultat de calcul d'aspersion

Paramètres	Rampe
Longueur (m)	114
Diamètre (mm)	60
Débit (m ³ /h)	15,3
Vitesse (m/s)	1,5
Perte de charge (m)	0,571

$$\Delta H_t = 0,571 + 1,20 = 1,77m$$

VI-2-10 pression à la tête de la parcelle

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.

H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H2 : perte de charge totale de la rampe

H3 : la dénivelée. (2.5m)

$$H = 30 + 1,77 + 2.5 = 34.27m.$$

$$P = 3.427 \text{ bar.}$$

VI-2-11 La conduite secondaire pour l'aspersion

VI-II-11-1 Le débit

Le débit de la conduite secondaire est calculé par la formule

$$Q_{c.s} = N_{asp} \cdot Q_{asp}$$

N_{asp} : nombre d'aspersion

Q_{aspe} = Débit d'un gaspersion en l / h

$$Q_{c.p} = 10.6.1,53 = 25,5 \text{ l/s}$$

VI-2-11-2 La longueur

$$O_{na} : L_{C.P} = 450\text{m}$$

VI-2-11-3 Le diamètre

Le diamètre de la conduite principale est calculé D'après la formule de « Bonin »

Donc Le débit de la conduite principale est de :

$$Q_{c.p} = 1.53 \cdot 60 = 25,5 \text{ l/s}$$

D'après la formule de « Bonin » le diamètre de la conduite principale est :

$$\varnothing = \sqrt[3]{Q} \quad (03)$$

Q ; débit en m^3/s

$$\varnothing = \sqrt[3]{25,5 \cdot 10^{-3}} = 159\text{mm.}$$

On choisit un diamètre commercialisable de 160mm.

VI-2-11-4 La perte de charge

$$P.d.c = \frac{0,478}{2,75} \cdot 160^{-4,75} \cdot 91800^{1,75} \cdot 450 = 1,28\text{m.c.e.}$$

Donc la perte de charge de la conduite secondaire $P.d.c = 1,28\text{m.c.e.}$

VI-2-11-5 La vitesse

La vitesse pour tous les éléments du réseau est donnée par :

$$Q = V \cdot S$$

$$(04) V = \frac{Q}{S} ;$$

$$S = \frac{\pi d^2}{4} .$$

$$V = \frac{4Q}{\pi d^2}$$

$$V = 1,14 \text{ m/s}$$

VI-3-La conduite principale

VI-3-1 Le débit

Le débit de la conduite principale est calculé par la formule

$$Q_{c.p} = Q_{c.p \text{ aspersion}} + Q_{c.p \text{ goutte a goutte}}$$

$$Q_{c.p} = 25,5 + 11 = 36,5 \text{ l/s}$$

VI-3-2 Le diamètre

Le diamètre de la conduite principale est calculé D'après la formule de « Bonin »

D'après la formule de « Bonin » le diamètre de la conduite principale est :

$$\varnothing = \sqrt{Q} \quad (03)$$

Q ; débit en m³/s

$$\varnothing = \sqrt{36,5 \cdot 10^{-3}} = 191 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre commercialisable de 200 mm.

VI-3-3 La perte de charge

$$\text{P.d.c} = \frac{0,478}{2,75} \cdot 200^{-4,75} \cdot 131400^{1,75} \cdot 60 = 0,11 \text{ m.c.e.}$$

Donc la perte de charge de la conduite principale P.d.c = 0,11 m.c.e.

VI-3-4 La vitesse

La vitesse pour tous les éléments du réseau est donnée par :

$$Q = V \cdot S$$

$$(04) V = \frac{Q}{S} ;$$

$$S = \frac{\pi d^2}{4} .$$

$$V = \frac{4Q}{\pi d^2}$$

$$V = 1,26 \text{ m/s}$$

VI-4- Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons dimensionné les réseaux d'irrigation pour les deux parcelles considérées à savoir : le réseau en goutte à goutte et le réseau en aspersion en calculant tous les paramètres qui les caractérisent en suggérant des pompes de soutien à l'aval du réservoir afin d'assurer la pression au niveau du point le plus défavorable.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

et

Sécurité de travail

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL

VII-I- ORGANISATION DE CHANTIER

VII -I-1-Introduction

L'organisation de chantier à pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII -I-2-Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VII-I -2-1-Installation destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII-I -2-2-Installation destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII-I -2-3-Installation destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII-I -2-4-Installation destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII -I-3-Les engins utilisés sont

- ❖ Bulldozer : Pour l'exécution des déblais et des remblais.
- ❖ Ripper : Pour les terrains semi- durs.
- ❖ Pelle Rétro : Pour l'extraction des alluvions.

- ❖ Camion Benne : Pour le transport des terres.
- ❖ Compacteur : à pneu pour compacter les terrains.
- ❖ Niveleuse : Pour le réglage.
- ❖ Camion citerne : Pour humectage.
- ❖ Centrale a béton : Pour la préparation du béton.

VII -4-Ordre d'exécution des travaux et les délais des opérations

Le facteur décisif pour la bonne réalisation du chantier et l'organisation des travaux tenant compte des particularités climatiques, géologiques et hydrauliques de la région et se conformant au principe suivant :

- Combinaison dans le temps des travaux sur plusieurs sous chantier.
- Mécanisation maximale des travaux de constructions, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendeme.

VII -5- des principaux travaux

VII -5-1-Exécution des voies d'accès

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, On prévoit une piste d'accès.

VII -5-2-Exécution des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux limoneux.
- 4) Nivellement des talus :

Pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

VII -4-3-Exécution des travaux de bétonnage :

VII -5-3-1-Choix de la centrale du béton :

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité des travaux de bétonnages, qui est calculé par la formule suivante :

$$R = \frac{V_t \cdot K}{T}$$

Avec :

K : Coefficient de disportionnalité de la mise en place du béton ;

V_t : Volume total du béton en m^3 ;

T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

Tels que :

$$T = n \cdot t \cdot \frac{t'}{p}$$

Où :

n : Durée des travaux de bétonnage est égale à dix sept mois c'est-à-dire ($n=1.42$ ans) ;

t : Nombre d'heures de travail par poste (8h);

n_p : Nombre de poste par jour (1poste) ;

t' : Nombre de jours de travail par année (313j) ;

$$R = \frac{V_t \cdot K}{n \cdot n_p \cdot t \cdot t'}$$

Le central à béton est choisi de manière à assurer un rendement technique moyen de l'ordre de 9 (m³/h), ce rendement est beaucoup plus grand par rapport à l'intensité des travaux, ce qui nous permet d'assurer des réserves permettant de continuer les travaux de bétonnage en cas d'arrêt des installations d'exécution des déblais.

VII -5-3-2-Choix du mode de transport du mélange de béton :

Le choix de type de transport dépend de :

- La distance de déplacement du béton ;
- L'intensité des travaux du béton ;
- Des caractéristiques des mélanges du béton ;

L'opération de transport doit s'effectuer de telle manière que la qualité du béton ne soit pas altérée.

On utilise un camion équipé d'une benne dans laquelle le béton sera déversé par la bétonnière.

VII-II-PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VII-II-1INTRODUCTION :

Les accidents de travail à travers les problèmes qu'ils génèrent tant sur le plan humain que financier constituent dans leur ensemble un élément très préjudiciable au bon rendement des chantiers dont il convient d'accorder la plus grande importance.

L'objectif de ce chapitre vise à une sensibilisation collective impliquant tous les intervenants en vue de diminuer leur fréquence et leur gravité pendant le déroulement des travaux sur un chantier moyennant le respect de certains dispositifs, consignes ou règlements dits de "sécurité".

VII-II-2 CAUSES DES ACCIDENT

Un accident de travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité, en effet les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident ; ces causes sont classées en deux catégories à savoir :

▪ Le facteur matériel

qui concerne les conditions dangereuses dans les quelles se déroulent les travaux ainsi que l'état des engins dont entre autres :

- la nature et la forme des matériaux de construction
- les outils et machines utilisés : implantation, entretien ;
- difficultés particulières dans l'exécution du travail ;
- conditions climatiques peu favorables pour l'exécution du travail.

▪ **Le facteur humain**

Intéresse quant à lui essentiellement les actions dangereuses qui sont imputables à la manière d'agir de l'individu sur le lieu de travail comme les mauvaises manipulations ou le non respect des règles élémentaires de sécurité (le port du casque par exemple pendant le travail).

VII-II-3 PREVENTION DES ACCIDENTS DE TRAVAIL

Les accidents de travail comme on vient de le voir sont le conséquence de conditions dangereuses (facteur matériel) et d'actes dangereux (facteur humain) aux quels toutes sortes de facteurs interviennent, il suffit en principe pour le prévenir de briser l'enchaînement ou d'éliminer l'un des facteurs.

On peut classer de la façon suivante les différents moyens généralement employés pour promouvoir la sécurité du travail :

- L'action législative et réglementaire c'est-à-dire l'adoption des dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail à travers l'utilisation du matériel et de l'outillage industriel.
- La normalisation de l'outillage et du matériel utilisés pour la réalisation des travaux.
- Le contrôle de l'application des dispositions obligatoires ;
- La recherche technique c'est-à-dire l'étude des dispositifs de protections des engins de travail et machines ;
- La recherche médicale c'est-à-dire l'étude des effets physiologiques et pathologiques du site qui prédisposent l'individu aux accidents ;
- L'enseignement pratique de la sécurité aux travailleurs et surtout aux débutants ;
- La persuasion c'est-à-dire l'emploi de diverses méthodes de propagandes et d'appels aux différents intervenants pour faire naître "l'esprit de sécurité" ;
- L'octroie d'un bonus par les compagnies d'assurance aux entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de notre présent travail est d'améliorer la maîtrise et la gestion de la ressource en eau pour l'usage agricole dans la région de Tizi-Ghenif, ceci en optimisant son utilisation par l'introduction de la techniques d'arrosage performantes qui sont : le goutte à goutte et l'aspersion qui possèdent les meilleures taux d'efficience. Le projet en question vient dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, un facteur qui s'avère le plus essentiel dans une telle étude.

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat sub-humide; et l'analyse du sol nous donne un sol lourd, pas salé avec une quantité de matière organique moyenne ; et assez imperméable.

L'étude hydrologique nous a permis de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul.

Et l'analyse de l'eau d'irrigation indique que l'eau utilisée a une faible salinité, faiblement alcaline et peu de danger de toxicité au futur.

Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisit les cultures adaptées avec les donnés climatiques et agro pédologiques et qui sont l'agrume et les betteraves. Pomme de terre et la tomate

La détermination des besoins en eau d'irrigation s'est faite à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de Penman.

La meilleure technique pour l'irrigation des arbres de point de vue économique en eau est l'irrigation localisée, avec l'utilisation des équipements qui présentent plusieurs avantages dans le domaine exploitation. Tandis que pour les Betteraves la technique utilisée est l'aspersion vu les divers avantages qu'elle présente.

Notre calcul de dimensionnement du réseau en goutte à goutte est vérifié par le programme IRRI-TECH qui sa fiabilité a été testée et approuvée.

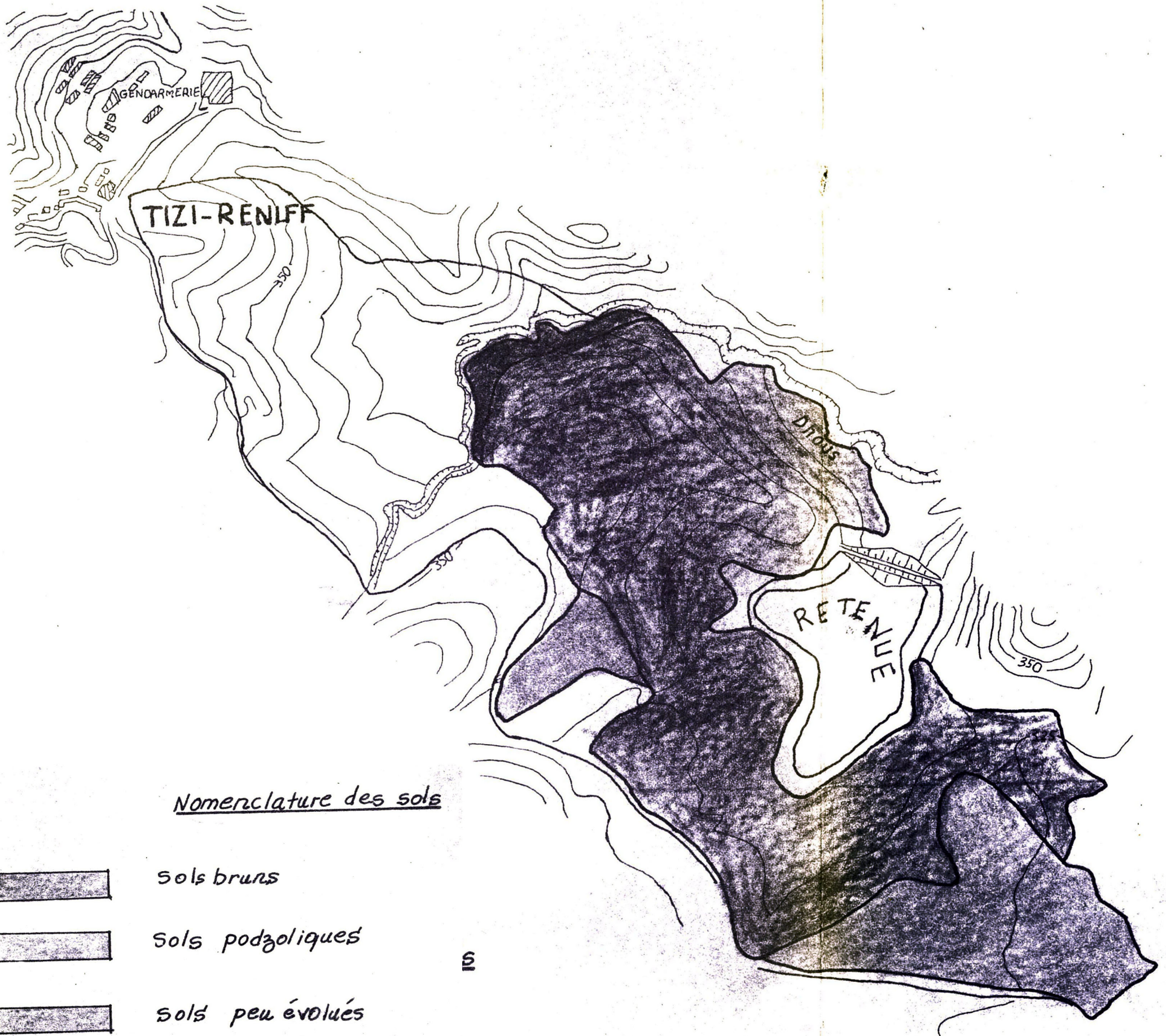
BIBLIOGRAPHIE

- [1] **BENHACENE GUESROUAOU**, Irrigation agricole notions générales Régime d'irrigation (1986). p 16
- [2] **BULLTIN DE FAO N° 36**, L'irrigation localisée (Calcul, mise en place exploitation, contrôle du fonctionnement).FAO 1983.p33
- [3] **CLEMENT.R et GALAND.A**, Irrigation par aspersion et réseaux collectifs de distribution sous pressions (ED.EYROLLES, paris, 1979).p62
- [4] **Dénis Baize**, Guide des analyses en pédologie, 2eme édition (Édition INRA 2000).p10
- [5] **Jean_Robert Tiercelin**, Traité de l'irrigation (Technique et documentation 1998).p19
- [6] **POUNIS.P, BENHAFID.MM, KHODJET**, Catalogue des pompes centrifuges (1986.p53
- [7] **MESSAHEL.MEKKI**, L'irrigation au goutte à goutte, Régime d'irrigation (O.P.U. ALGER 1986).p59



ANNEXES

carte pedologique



Nomenclature des sols

Sols bruns

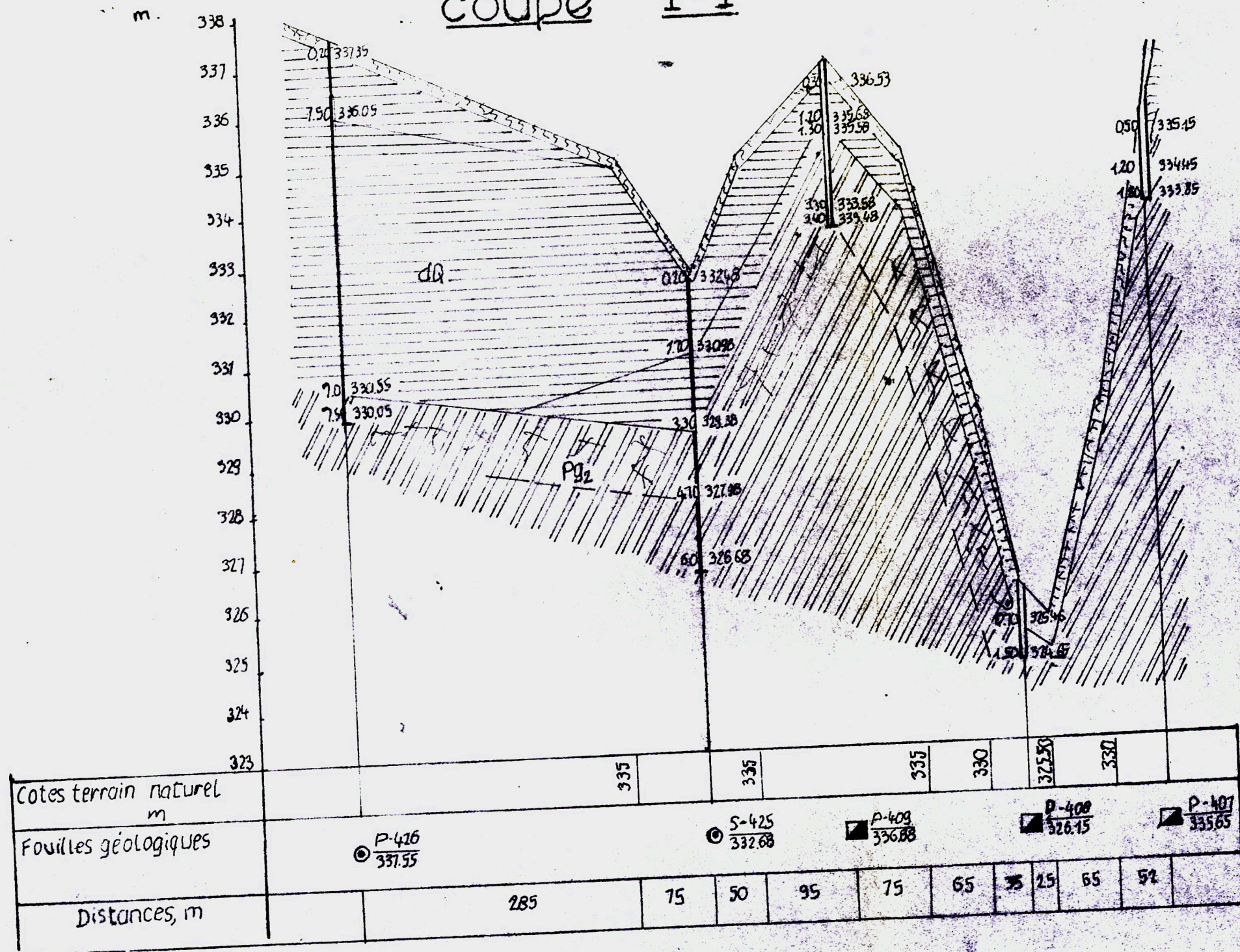
Sols podzoliques

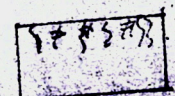
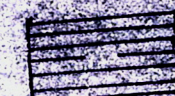


Sols peu évolués

S

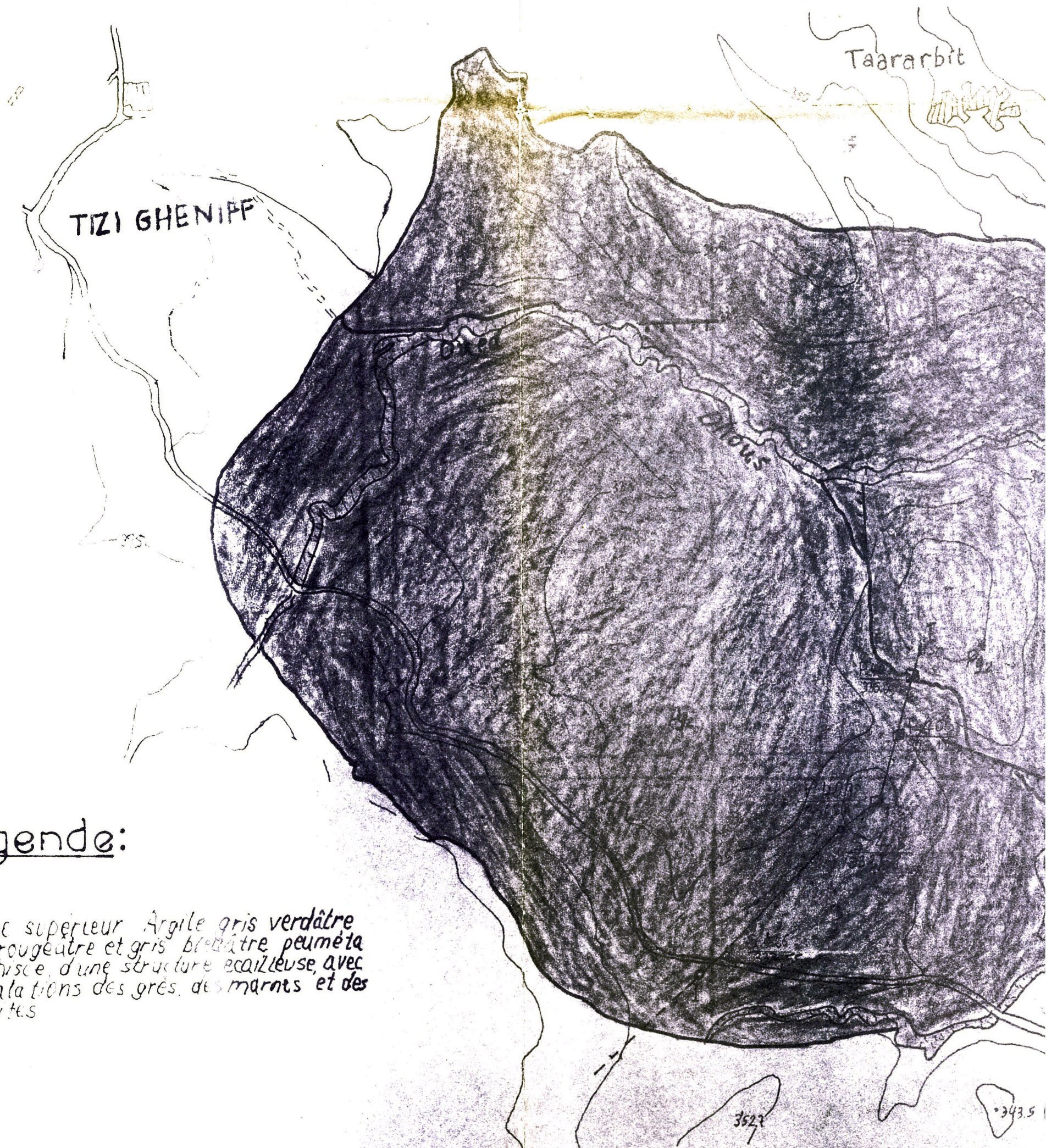
COUPE LITHOLOGIQUE

coupe I-I



-  Couche végétale-limons argileux et arg
-  Argiles gris-jaunâtre, Brun.
-  Argiles gris-vertâtre, Bleuettes, Brun-
-  Roches altérées.

carte géologique



Legende:

Eocene supérieur Argile gris verdâtre
brun rougeâtre et gris blanchâtre peuméta
morphique, d'une structure écaillée avec
intercalations des grès, des marnes et des
argillites

Eocene supérieur Grès à grains
fins gris jaunâtres aux nuances
blanchâtres

Annexe 6

