

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME DU PROJET :

Etude d'extension du périmètre Dahmouni (1300 ha) à partir du barrage Dahmouni wilaya de Tiaret

PRESENTE PAR

M^r MISSOUM RABIA

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M^r : MEDDI Mohamed	Professeur	Président
M^{me} : MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Examinatrice
M^{me} : SAADOUNE Samra	M.A.A	Examinatrice
M^r : KOLAI Djafer	Assistant	Examineur
M^r : BENKACI Tarik	M.A.B	Promoteur

Septembre - 2015

DEDICAS

Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

✚ *A mon défunt père malgré son absence il est toujours présent dans ma mémoire ;*

✚ *A ma très chère mère qui est ma protection de toujours.*

✚ *A ma sœur Faiza qui m'a donnée de la force dans les moments difficile ;*

✚ *A mes grand parents que DIEU les garde pour nous dans ces moments de bonheurs;*

✚ *A ma chère HAMIDI Radia Farah.*

✚ *A toute la famille MISSOUM et SAI.*

✚ *A mon meilleur ami, le frère de toujours, taki.*

✚ *A cher mais amie et frère : Amine 02, chouchou, Abdelhak ,Amine, Binjo, Zaki, Seifo, Abdo, Idris, Spika, Mahdi, Halim, Bilal, Nouredine, Pato, taki, khalil, mouhamed, walid, ismail, Idir, Wafa , Imene, Fateh, Sardina, Zoubir, Adnan, Ilyes, Amina, et à tous les autres son exception.*

REMERCIEMENT

Je tiens à remercier avant tout DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et les moyens nécessaires d'accomplir ce modeste travail en vue de l'obtention de mon diplôme.

Par la même occasion, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont chère et qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail à savoir :

- + mon promoteur M^r : BENKACI Ali Tarik, qui m'a beaucoup aidé par sa disponibilité quotidienne, ses orientation et ses précieux conseils ;*
- + tous les membres de jury qui me feront l'honneur de m'examiner et de juger mon travail ;*
- + tous les enseignants de l'Ecole Nationale supérieure de l'Hydraulique qui ont participé à ma formation ;*
- + à monsieur LEKEHEL Nouredine qui m'a proposer ce sujet et m'a apporter beaucoup de détails nécessaires pour son élaboration ;*
- + tous les membres de famille qui m'ont tant encouragé et soutenue tout au long de mon cursus scolaire et universitaire, particulièrement à mon défunt père et ma cher mère , qui sans eux je n'aurai pas eu l'énergie nécessaire pour parvenir à la fin de mon cycle*
- + à ma sœur faiza*
- + Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à l'égard de :*
HAMIDI Radia Farah pour son soutien et sa patience.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<i>Chapitre I : Techniques d'irrigation</i>	
I-1) introduction.....	2
I-2) Les techniques d'irrigation	2
I-2-1) Irrigation de surface	3
I-2-1-1) Irrigation par bassin	3
I-2-1-2) Irrigation à la planche	3
I-2-1-3) Irrigation à la raie	3
I-2-2) Irrigation par aspersion	4
I-2-2-1) Avantages de l'irrigation par aspersion	4
I-2-2-2) Inconvénients de l'irrigation par aspersion.....	5
I-2-2-3) Contraintes de l'irrigation par aspersion	5
I-2-2-4) Eléments d'installation de l'irrigation par aspersion	6
I-2-2-5) Les différents types d'installation par aspersion	7
I-2-2-6) Choix d'une installation	7
I-2-2-7) Différentes installations à la parcelle.....	7
I-2-3) Irrigation localisée	7
I-2-3-1) Avantages de l'irrigation localisé.....	8
I-2-3-2) Inconvénient de l'irrigation localisée	8
I-2-3-2-1) L'obstruction des goutteurs	8
I-2-3-2-2) Accumulation de sels	8
I-2-3-3) Schéma type d'un réseau d'irrigation localisée	8
I-2-3-3-1) Un point d'eau	9
I-2-3-3-2) Une installation de tête	9
I-2-3-3-3) Une canalisation principale	9

I-2-3-3-4) Les portes rampes	9
I-2-3-3-5) Les rampe	10
I-2-3-4) Nécessité d'une filtration	10
I-2-3-5) L'entretien du réseau	10
I-3) Conclusion	10
<i>Chapitre II : Conditions naturelles de la zone d'étude</i>	
II-1) Introduction	11
II-2) Présentation de la zone d'étude	11
II-2-1) Choix du périmètre d'étude	11
II-2-2) Accès au périmètre	12
II-2-3) Hydrographie	13
II-2-4) géologie et Géomorphologie	13
II-3) Etude socio-économique	14
II-3-1) Population	14
II-3-2) Main d'œuvre	15
II-4) Caractéristiques climatologiques de la zone d'étude	15
II-4-1) Caractéristiques de la station météorologique	15
II-4-1-1) Température	15
II-4-1-2) L'humidité de l'air	16
II-4-1-3) Le vent	17
II-4-1-4) Le Sirocco	17
II-4-1-5) Insolation	17
II-4-1-6) Gelée blanche.....	18
II-4-1-7) La grêle et neige	19
II-4-1-8) Pluviométrie	19
II-4-2) Classification du climat	20
II-4-2-1) Indice de Martonne	20
II-4-2-2) Classification du climat selon le diagramme d'Emberger	20
II-4-2-3) Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen	22

<i>II-5) Conclusion</i>	22
Chapitre III Ressources en eau- Hydrologie	
<i>III-1) Introduction</i>	23
<i>III-2) Typologie et Classification des sols</i>	23
<i>III-2-1) Pédogenèses et typologie des sols dans le périmètre</i>	23
<i>III-2-2) Classification des sols</i>	23
<i>III-2-3) Caractéristiques morphologiques et analytiques des sols</i>	24
<i>III-3) Caractéristiques hydrodynamique des sols du périmètr</i>	30
<i>III-3-1) Densité apparente, densité réelle et porosité des sols</i>	30
<i>III-3-2) Propriétés hydrodynamiques des sols</i>	30
<i>III-4) Aptitudes culturales des sols en irrigué</i>	31
<i>III-5) Etude foncière</i>	33
<i>III-5-1) Répartition des parcelles par statut juridique</i>	33
<i>III-6) Conclusion</i>	34
Chapitre IV Ressources en eau- Hydrologie	
<i>IV -1) Introduction</i>	35
<i>IV-2) Ressources en eau</i>	35
<i>IV-2-1) Ressources en eau superficielles</i>	35
<i>IV-2-1-1) Le bassin versant de l'oued Nahr El Ouassel</i>	35
<i>IV-2-1-2) Présentation du Barrage de Dahmouni</i>	36
<i>IV-2-1-2-1) Caractéristiques de la Barrage</i>	36
<i>IV-2-2) Ressources en eau souterraines</i>	37
<i>IV-2-3) Qualité de l'eau d'irrigation des eaux du barrage</i>	38
<i>IV-2-4) Classification des eaux pour l'irrigation</i>	39
<i>IV-3) Étude Hydrologique</i>	42
<i>IV-3 -1) Choix de la station pluviométrique</i>	42
<i>IV -3-2) Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique</i>	44
<i>IV -3-3) Ajustement statistique des pluies</i>	46
<i>IV -3-3-1) Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale</i>	46

<i>IV-3-3-2) Ajustement a la loi log-normale (Galton)</i>	<i>47</i>
<i>IV -3-3-3) Test de validité d'un ajustement</i>	<i>47</i>
<i>IV-3-4) Détermination de l'année de calcul</i>	<i>49</i>
<i>IV-4) Conclusion</i>	<i>50</i>
<i>Chapitre V Calcul des besoins en eau des cultures</i>	
<i>V -1) Introduction</i>	<i>50</i>
<i>V-2) Besoins en eau des cultures</i>	<i>50</i>
<i>V-2-1) Evapotranspiration potentielle ETP</i>	<i>50</i>
<i>V-2-2) L'évapotranspiration potentielle de référence (ETo)</i>	<i>50</i>
<i>V-2-3) Calcul de l'évapotranspiration de référence (ET0) par la formule Penman-Monteith</i>	<i>51</i>
<i>V-2-4) L'évapotranspiration maximale (ETM ou ETc)</i>	<i>53</i>
<i>V-2-5) Efficience de l'irrigation</i>	<i>54</i>
<i>V-3) La pluie efficace</i>	<i>54</i>
<i>V-4) Choix des cultures</i>	<i>55</i>
<i>V-4-1) L'occupation des sols</i>	<i>55</i>
<i>V-4-2) Rotation des assolements</i>	<i>56</i>
<i>V-4-3) Avantages de la rotation des cultures</i>	<i>56</i>
<i>V-5) Détermination des Besoins en eau des cultures</i>	<i>59</i>
<i>V-5-1) Calcul des besoins en eau pour les Assolements1 et 2</i>	<i>64</i>
<i>V-5-2) Calcul du débit spécifique</i>	<i>65</i>
<i>V-5-3) Evaluation du débit caractéristique</i>	<i>66</i>
<i>V-6) Estimation des besoins en eau totaux du périmètre</i>	<i>66</i>
<i>V-7) Conclusion</i>	<i>67</i>

Chapitre VI Etude du système d'adduction

<i>VI-1) Introduction</i>	69
<i>VI-2) Présentation du projet d'extension de périmètre Dahmouni</i>	69
<i>VI-3) Organisation du périmètre : Ilots d'irrigation</i>	69
<i>VI-3-1) Implantation des bornes (Plan de bornage)</i>	69
<i>VI-3-1-a) Rôle et fonction de la borne d'irrigation</i>	70
<i>VI-3-2) Tracé du réseau</i>	70
<i>VI-3-2-1) 1re phase tracé par proximité</i>	70
<i>VI-3-2-2) 2ème phase : Tracé à 120°</i>	70
<i>VI-3-2-3) 3èmes phases : tracé économique</i>	71
<i>VI-4) Modalités de distribution</i>	71
<i>VI-4-1) Distribution à la demande</i>	71
<i>VI-4-2) Distribution au tour d'arrosage</i>	71
<i>VI-5-4-1) L'irrigation avec un tour d'arrosage</i>	71
<i>VI-5-4-2) L'irrigation avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le Réseau</i>	71
<i>VI-5) Calcul du débit aux bornes</i>	71
<i>VI-5-1) Choix du diamètre de la borne</i>	72
<i>VI-5-2) Conclusion</i>	75
<i>VI-6) Schéma d'aménagement hydro-agricole Variantes d'aménagement</i>	75
<i>VI-7) Dimensionnement de conduit gravitaire (barrage-bâche de reprise)</i>	77
<i>VI-7-1) Caractéristiques de la conduite gravitaire</i>	77
<i>VI-8) Dimensionnement du Bâche de reprise (Bâche de la SP)</i>	77
<i>VI-9) Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution)</i>	79
<i>VI-9-1) Caractéristique de la conduite de refoulement</i>	80
<i>VI-9-2) Calcul du diamètre économique</i>	80
<i>VI-10) Dimensionnement de la station de pompage</i>	81
<i>VI-10-1) Caractéristiques générales de la station de pompage</i>	84
<i>VI-10-2) Dispositions générales</i>	84

<i>VI-10-3) Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)....</i>	<i>84</i>
<i>VI-10-4) Choix du moteur électrique.....</i>	<i>86</i>
<i>VI-10-5) Bâtiment de la station de pompage</i>	<i>88</i>
<i>VI-10 -6) Dimensionnement du bâtiment de la station pompage.....</i>	<i>89</i>
<i>VI-11) Dimensionnement du réservoir de distribution</i>	<i>90</i>
<i>VI-12-1) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire</i>	<i>92</i>
<i>I-12) Dimensionnement du réseau de distribution</i>	<i>93</i>
<i>VI-12-2) Vitesses admissibles</i>	<i>93</i>
<i>VI-12-3) Choix du matériau des conduites</i>	<i>93</i>
<i>VI-12-4) Caractéristiques des canalisations</i>	<i>93</i>
<i>VI-12-5) Calcul des diamètres</i>	<i>94</i>
<i>VI-12-6) Calcul des pertes de charge</i>	<i>94</i>
<i>VI-13) Conclusion</i>	<i>101</i>
<i>Chapitre VII Dimensionnement à la parcelle</i>	
<i>VII -1) Introduction.....</i>	<i>102</i>
<i>VII-2) les canalisations du réseau d'irrigation.....</i>	<i>102</i>
<i>VII-2-1) La conduite tertiaire (conduite d'approche).....</i>	<i>102</i>
<i>VII-2-2) Porte-rampes</i>	<i>102</i>
<i>VII-2-3) Les rampes.....</i>	<i>102</i>
<i>VII-3) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par Aspersion.....</i>	<i>102</i>
<i>VII-3-1) Données générales.....</i>	<i>103</i>
<i>VII-3-2) Dimensionnement théorique.....</i>	<i>103</i>
<i>VII-3-3) Dimensionnement hydraulique des rampes.....</i>	<i>107</i>
<i>VII-3-3 -1) Calcul de la rampe.....</i>	<i>107</i>
<i>VII-3-4) Dimensionnement de la porte-rampe.....</i>	<i>109</i>
<i>VII-3-5) Calcul de la pression en tête du réseau.....</i>	<i>110</i>
<i>VII-4) Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte</i>	<i>111</i>
<i>VII-4-1) Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....</i>	<i>111</i>

<i>VII-4-1-1) Influence du taux de couverture du sol</i>	<i>111</i>
<i>VII-4-2) Dose nette (Dose pratique)</i>	<i>112</i>
<i>VII-4-3) Calculs hydrauliques</i>	<i>114</i>
<i>VII-4-4) Dimensionnement des canalisations du réseau</i>	<i>115</i>
<i>VII-4-4-1) Calcul de diamètre de rampe et Vérification des pertes de charges ...</i>	<i>117</i>
<i>VI-4-4-2) Calcul de diamètre de porte rampe et Vérification des pertes de charges</i>	<i>117</i>
<i>VII-4-4-3) Calcul du diamètre de la conduite tertiaire</i>	<i>117</i>
<i>VII-4-5) La pression d'eau à la borne de distribution.....</i>	<i>118</i>
<i>VII-5) Conclusion.....</i>	<i>119</i>

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

<i>VIII-1) Introduction</i>	<i>120</i>
<i>VIII-2) Différents travaux à entreprendre</i>	<i>120</i>
<i>VIII-2-1) Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution</i>	<i>120</i>
<i>VIII-2-1-1) Exécution des tranchées</i>	<i>120</i>
<i>VIII-2-1-2) Pose du lit de sable</i>	<i>120</i>
<i>VIII-2-1-3) Pose des conduites</i>	<i>120</i>
<i>VIII-2-1-4) Epreuve de joint et de la canalisation</i>	<i>121</i>
<i>VIII-2-1-5) Remblayage des tranchées</i>	<i>121</i>
<i>VIII-2-1-6) Nivellement et compactage</i>	<i>121</i>
<i>VIII-2-2) Travaux concernant la station de pompage</i>	<i>121</i>
<i>VIII-3) Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution.....</i>	<i>121</i>
<i>VIII-3-1) Calcul du volume de terrassement</i>	<i>122</i>
<i>VIII-3-2) Calcul du volume de déblai</i>	<i>122</i>
<i>VIII-3-3) Calcul du volume de lit de sable</i>	<i>123</i>
<i>VIII-3-4) Calcul du volume de remblai</i>	<i>123</i>
<i>VIII-3-5) Volumes de stations de pompage</i>	<i>124</i>
<i>VIII-4) Estimation de cout total de projet</i>	<i>125</i>
<i>VIII-4-1) Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction</i>	<i>125</i>

<i>VIII-4-2) Estimation du cout de la station de pompage</i>	<i>125</i>
<i>VIII-4-3) Estimation du cout du réseau de distribution</i>	<i>126</i>
<i>VIII-5) Devis estimatif de projet</i>	<i>126</i>
<i>VIII-6) devis du réseau d'irrigation par aspersion et localisée.....</i>	<i>127</i>
<i>VIII-7) Conclusion</i>	<i>128</i>

Liste des tableaux

Chapitre II : Conditions naturelles de la zone d'étude

Tableau II-1: Répartition de la population par sexe et âge.....	15
Tableau II-2: Caractéristiques géographiques de la station de Dahmouni.....	16
Tableau II-3 : Températures mensuelles moyennes (°C) de la zone d'étude.....	16
Tableau II-4: Variation de l'humidité relative de l'air.....	17
Tableau II-5 : Données des vitesses du vent de la zone d'étude.....	17
Tableau II-6 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de sirocco.....	18
Tableau II-7: Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières.....	18
Tableau II-8 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée.....	19
Tableau II-9 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours la grêle et neige...	19
Tableau II-10: Pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1985-2006).....	19
Tableau II-11: Classification du climat selon De Martonne.....	20

Chapitre III : Etude Agro-Pédologique

Tableau III-1: Résultats des analyses physico-chimiques (profil 1).....	25
Tableau III-2: Résultats des analyses physico-chimiques (profil 2).....	26
Tableau III-3 : Résultats des analyses physico-chimiques (profil 3).....	28
Tableau III.4 : Résultats des analyses physico-chimiques (profil 4).....	30
Tableau III-5: Propriétés hydrodynamiques des sols.....	31
Tableau III-6 : Inventaire des aptitudes culturales des sols en irrigué.....	33
Tableau III-7: Résultats de l'enquête foncière.....	34

Chapitre IV : Ressources en eau- Hydrologie

Tableau IV-1: Caractéristiques du barrage Dahmouni.....	36
Tableau IV-2: Résultats des analyses de l'eau de la retenue de Dahmouni.....	38
Tableau IV-3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	39
Tableau IV-4: Caractéristiques de la station pluviométrique.....	42
Tableau IV-5: Pluies moyennes mensuelles observées	43
Tableau IV-6: Test d'homogénéité de la série pluviométrique de Dahmouni.....	45
Tableau IV-7: Test de validité des deux ajustements.....	48
Tableau IV-8: Ajustement à la loi de Galton.....	49
Tableau IV-9: pluviométrie moyenne pour chaque mois	50

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau V-1: Evapotranspiration de référence (ET ₀) de la zone d'étude selon Penman Monteith	53
Tableau V-2 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	5
Tableau V-3: Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre.....	55
Tableau V-4 : Assolement propose pour le périmètre Dahmouni.....	57
Tableau V-5: Coefficients culturaux choisis.....	58
Tableau V-6: Calcul des besoins en eau du Blé tendre.....	59
Tableau V-7: Calcul des besoins en eau du Blé orge.....	60
Tableau V-8: Calcul des besoins en eau de la vesce avoine.....	60
Tableau V-9: Calcul des besoins en eau de la pomme de terre.....	61
Tableau V-10: Calcul des besoins en eau de la tomate.....	61
Tableau V-11: Calcul des besoins en eau de l'Oignon.....	62
Tableau V-12: Calcul des besoins en eau d'Ail.....	62
Tableau V-13: Calcul des besoins en eau de Haricot.....	63

Tableau V-14: Calcul des besoins en eau de Luzerne.....	63
Tableau V-15: Calcul des besoins en eau d'Agrumes.....	64
Tableau V-16: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1.....	64
Tableau V-17: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2.....	65
Tableau V -18: Besoin en eau d'irrigation des cultures.....	67

Chapitre VI : Etude du système d'adduction

Tableau VI-1 : Choix du diamètre de la borne.....	72
Tableau VI-2 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne.....	72
Tableau VI-3 : Caractéristiques de la bêche de reprise.....	77
Tableau VI-4 : Caractéristiques du bassin de régulation.....	77
Tableau VI-5. Coefficients K' , m , β pour différents types de matériau.....	78
Tableau VI-6 : Bilan des apports et des sorties pendant 24 h.....	79
Tableau VI-7 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite.....	82
Tableau VI- 8: Calcul des dépenses énergétiques annuelles en fonction des diamètres.....	83
Tableau VI-9 : Calcul du prix de revient des diamètres de la conduite.....	83
Tableau VI-10 : Bilan technico-économique des diamètres choisis.....	83
Tableau VI-11 : Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement.....	84
Tableau VI- 12 : Caractéristiques des pompes disponibles.....	85
Tableau VI-13: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P	89
Tableau VI-14 : Choix du type de bâtiment.....	90
Tableau VI-15 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	91
Tableau VI-16 : Dimensions du réservoir de stockage projeté.....	92
Tableau VI-17 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon.....	95
Tableau VI-18 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions).....	96

Chapitre VII : Dimensionnement a la parcelle

Tableau VII-1: Résultat de calcul pratique d'aspersion.....110
Tableau VII-2: Calculs des diamètres et pertes de charges des rampes.....117
Tableau VII-3: Calcul de diamètre de la conduite tertiaire.....118
Tableau VII-4: Récapitulatif des calculs des diamètres et pertes de charges118

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Tableau VIII-1: Calcul du volume de déblai.....123
Tableau VIII-2: Calcul du volume de sable.....123
Tableau VIII-3: Calcul du volume de remblai.....124
Tableau VIII-4: Les volumes des stations de pompage.....124
Tableau VIII-5: Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction.....125
Tableau VIII-6: Estimation de cout de deux stations de pompage.....125
Tableau VIII-7: Factures pro-forma des pièces du réseau distribution.....125
Tableau VIII-8: Equipement interne des parcelles d'irrigation localisée.....126
Tableau VIII-9: Equipement interne des parcelles d'irrigation aspersion.....128

Liste des figures

Chapitre I : Techniques d'irrigation

Fig. I-1 : exemple d'irrigation des rizières par bassin..... 3

Fig. I.2 : Exemple d'une installation goutte à goutte..... 9

Chapitre II : Conditions naturelles de la zone d'étude

Fig. II-1:Localisation de la zone du projet..... 12

Fig. II-2:Les accès pour le périmètre..... 13

Fig. II-3 : Variation de la vitesse de vent..... 17

Fig. II-4 : Diagramme bioclimatique d'Emberger..... 21

Fig. II-5 :Climogramme de Gaussen..... 22

Chapitre IV : Ressources en eau- Hydrologie

Fig. IV-1:Photo satellite (Google-Earth) du barrage Dahmouni..... 36

Fig. IV-2:Diagramme de classification des eaux d'irrigation..... 41

Fig. IV-3:Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton..... 49

Chapitre VI : Etude du système d'adduction

Fig.VI-1:Présentation du périmètre Dahmouni et ses trois secteurs..... 69

Fig. VI-2: Schéma d'aménagement hydro-agricole du périmètre Dahmouni..... 76

Fig. VI-3: Résultats de l'étude technico-économique..... 84

Fig. VI-4: Courbes caractéristiques de la pompe..... 86

Fig. VI-5: Graphe des courbes de la zone de cavitation..... 86

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Fig. VIII-1 : Schéma d'une tranchée..... 122

Liste des planches

Planche 1 : Bornage de l'aire de Hacine

Planche 2 : Profil en long d'un tronçon du réseau de distribution de l'aire de Hacine
W. Mascara

Planche 3 : schéma descriptive des ouvrages de prise d'eau

Planche 4 : schéma descriptif pour la parcelle irrigué par le système aspersion

Planche 5 : schéma descriptif pour la parcelle irrigué par le système goutte à goutte

ملخص:

من خلال هذه الدراسة يتبين لنا أن للسقي أهمية كبيرة في تطوير الزراعة وزيادة الإنتاج، فالمساحة المسقية التي تقع ببلدية دحموني ولاية تيارت تتصف بتذبذب نسبة الأمطار، مما يستدعي إدخال تقنيات سقي حديثة كالسقي بالتقطير والرش المحوري وذلك للتحكم في كمية الماء المستعملة في السقي، والتقليل من نسبة ضياعه سواء بالتبخر أو التسرب في التربة. وأخيرا اقترحنا بعض النصائح الموجهة للفلاحين من اجل استعمال هذه التقنيات الحديثة في السقي من أجل الوصول إلى استغلال نسبة أكبر من الأراضي بنفس الكمية من الماء المستعملة في السقي بالطرق التقليدية.

مفاتيح: السقي، السقي بالتقطير، الرش المحوري.

Résumé:

De cette étude, il en sort que l'irrigation est indispensable pour développer l'agriculture, car dans les zones semi-arides, les précipitations sont insuffisantes et irrégulières. Ce qui implique l'introduction de nouvelles techniques d'irrigation telles que les systèmes d'irrigation par goutte à goutte et l'aspersion, pour maîtriser la quantité d'eau utilisée et pour optimiser l'utilisation de l'eau par la plante et limiter les pertes par percolation et évaporation.

Enfins nous conseillons les agriculteurs d'utiliser ces nouvelles techniques d'irrigation et de les introduire dans les grands périmètres d'irrigation pour une intensification de l'agriculture en Algérie.

Mots clés : irrigation, système goutte à goutte, aspersion.

Abstract :

This study, show us that irrigation is necessary to develop agriculture because in the semi-arid area rainfall is insufficient and erratic. This implies the introduction of new irrigation techniques such as drip irrigation and sprinkler. to control the amount of water used and to optimize the use of water by the plant and limit percolation losses and evaporation.

Finally, we recommend farmers to use these new irrigation techniques and introduce them in large irrigation schemes for agricultural intensification in Algeria.

Key words : irrigation, drip irrigation, sprinkler

Introduction
générale

Introduction générale

L'homme a vu très tôt l'intérêt qu'il avait à apporter sur les terres qu'il cultivait en apportant nécessaire aux plantes pour se développer, ce qui permet d'atteindre leur croissance maximum, par le biais de l'irrigation.

Mais cette définition très simple cache un problème d'ensemble très ardu: il s'agit d'abord de trouver dans un rayon relativement restreint une eau disponible; il faudra ensuite l'amener sur les lieux de culture, puis la répartir entre toutes les plantes en quantités bien déterminées.

Une solution intégrée de ce problème ne peut être trouvée en dehors de certaines règles précises d'ordre technique, agronomique, financier. Ces règles, nous pouvons les établir par le raisonnement.

Le recours à l'irrigation est dans bien des cas nécessaire pour garantir le maintien d'un niveau de production suffisant dans de nombreuses régions du monde, et pour rentabiliser l'investissement consenti afin de se prémunir contre les aléas climatiques et sécuriser la production.

L'approche présentée dans le présent mémoire a été établie pour l'étude de l'extension future du périmètre d'irrigation de Dahmouni dans la wilaya de Tiaret.

Afin d'élaborer notre travail, nous avons réalisé un ensemble d'étude, divisées en deux parties:

La première partie, dans laquelle nous avons:

- Présenter la zone où se trouve le périmètre.
- Analyser la composante climatique, dont la connaissance est indispensable pour définir l'action de ses éléments sur l'environnement et en particulier sur les plantes.
- Apprécier les potentialités du sol à travers la détermination de ses caractéristiques physico-chimiques et son aptitude à recevoir les cultures.
- Évaluer la qualité des eaux d'irrigation pour voir dans quelle mesure, elle sera adaptée à l'usage prévus.
- Choisir les cultures à mettre en place, afin de conditionner la réussite technique et financière de système cultural.
 - Déterminer les besoins en eau des cultures choisies.

La deuxième partie englobe l'étude technique, dans laquelle nous avons:

- Proposer et calculé l'adduction et les installations des systèmes d'irrigation au niveau des parcelles.
- Dimensionné le réseau de distribution et déterminer les équipements qui constituent ce réseau.

Nous espérons que le travail que nous présentons, aidera à concevoir et à mener à bien ce projet qui apparaît de plus en plus nécessaire pour diversifier et intensifier la production de ce périmètre.

Chapitre I :
Techniques
d'irrigation

Chapitre I : Techniques d'irrigation

I-1) Introduction

L'irrigation est l'opération consistant à apporter artificiellement de l'eau à des végétaux cultivés pour en augmenter la production, et permettre leur développement normal en cas de déficit d'eau induit par un déficit pluviométrique, un drainage excessif ou une baisse de nappe, en particulier dans les zones arides.

On peut distinguer plusieurs techniques et systèmes d'irrigation, qui se sont développées à travers le monde et les civilisations.

I-2) Les techniques d'irrigation

I-2-1) Irrigation de surface

Les irrigations de surface recouvrent l'ensemble des techniques d'irrigation où l'eau disponible en tête de parcelle est répartie sur le terrain à irriguer par un écoulement gravitaire de surface, ne nécessitant aucun aménagement adéquat du sol.

On classe généralement les différentes techniques d'irrigation de surface en trois groupes principaux (**Ollier & Poirée, 1981**): irrigations par submersion, irrigations par ruissellement, irrigations par rigoles d'infiltration.

- Les irrigations par submersion consistent à introduire rapidement l'eau dans des bassins convenablement délimités par de petites digues arasées à l'horizontale, puis à laisser cette eau s'infiltrer dans le sol.
- les irrigations par ruissellement, l'eau ruisselle en nappe mince sur toute la surface à irriguer et s'infiltré progressivement.
- Les irrigations par rigoles, où les eaux sont répandues sur le sol par débordement de petites rigoles, correspondent à des aménagements sommaires, courants en pays de montagne. On utilise des rigoles de niveau ou des rases (rigoles en oblique) selon la pente du terrain.

Dans les irrigations par rigoles d'infiltration, l'eau ne ruisselle que sur une partie du sol, dans des sillons préalablement aménagés, et s'infiltré latéralement et verticalement. L'irrigation à la raie est particulièrement adaptée aux cultures en ligne. L'irrigation par corrugations (microsillons) en constitue une variante adaptée aux cultures couvrantes.

I-2-1-1) Irrigation par bassin

Cette méthode consiste à introduire la dose d'arrosage à l'intérieur de planches horizontales bordées par des diguettes et formant bassin de submersion.

L'eau est amenée aux bassins par un canal arroseur situé entre deux séries de bassins adjacents. Le débit disponible est déversé successivement dans les différents bassins par des vannages disposés de part et d'autre du canal. La culture du riz qui nécessite des volumes d'eau importants est un des exemples de ce type d'irrigation.



Fig. I-1 : Exemple d'irrigation des rizières par bassin

I-2-1-2) Irrigation à la planche

L'irrigation à la planche, s'effectue par le ruissellement d'une lame d'eau sur une planche (terrain en pente parfaitement nivelée) délimitée par deux diguettes longitudinales ou levées. L'eau est déversée à la partie supérieure de la planche constituant le petit côté d'un rectangle. Le ruissellement en nappe uniforme implique un nivellement assurant une pente transversale nulle (écart toléré : 2 à 3 cm).

I-2-1-3) Irrigation à la raie

Avec l'irrigation à la raie, l'eau ne ruisselle que sur une faible partie de la surface du sol dans des raies ou sillons préalablement aménagés et qui constituent des rigoles d'infiltration.

L'irrigation par ruissellement et infiltration présentent plusieurs inconvénients :

- ❖ Elle nécessite un aménagement préalable du terrain.

- ❖ Le volume d'eau utilisé est important.
- ❖ Pertes d'eau considérable.
- ❖ Elle nécessite beaucoup de mains d'œuvre.
- ❖ La durée de l'arrosage est plus longue.

A cause de ces inconvénients et avec la disponibilité de matériel de l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisée, les surfaces irriguées par l'aspersion et l'irrigation localisée connaissent une augmentation chaque année dans l'Algérie.

I-2-2) Irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion est la technique d'arrosage par laquelle l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression (**Clément & Galland, 1979**).

Ces appareils rotatifs pulvérisent l'eau en fines gouttes et doivent assurer une répartition aussi uniforme que possible de pluie sur la surface du sol.

I-2-2-1) Avantages de l'irrigation par aspersion

- ❖ Elle ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface d'irrigation.
- ❖ Elle peut être employée quelle que soit la nature du sol arrosé.
- ❖ elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie.
- ❖ elle réalise une importante économie d'eau par comparaison avec les autres systèmes d'irrigation ; elle permet un dosage précis et une répartition régulière de la quantité d'eau distribuée.
- ❖ Elle met à la disposition des exploitants des conditions d'arrosage très souples.

I-2-2-2) Inconvénients de l'irrigation par aspersion

- ❖ Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et qu'elle exige souvent une nombreuse main d'œuvre d'explication.
- ❖ Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'air plus sec.
- ❖ Elle favorise le développement des mauvaises herbes.
- ❖ Elle exige un choix judicieux des époques d'irrigation, toute irrigation intempestive pouvant provoquer au printemps par refroidissement du sol un retard dans la végétation.
- ❖ L'eau donnée en pluie passe le sol et provoque la formation d'une croûte superficielle.

I-2-2-3) Contraintes de l'irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion sera à écartée dans les régions très régulièrement ventées: pour des vents supérieur à 04 ou 05 m/s, l'homogénéité de l'arrosage est considérable dégradée.

Avec des eaux salées sur des plantes à feuillage sensible au sel (risque de brûlure). Une atmosphère très sèche jointe à un rayonnement solaire intense aggrave ce risque.

I-2-2-4) Eléments d'installation de l'irrigation par aspersion

L'installation de l'irrigation par aspersion comporte trois éléments :

- 1) Un appareil de pompage qui fournit l'eau nécessaire à l'arrosage avec la pression utile, cet appareil n'est pas nécessaire dans le cas où existe un réseau collectif de distribution d'eau sous pression.
- 2) Des conduites sous pression qui distribuent l'eau en tous points utiles de la surface à arroser et qui alimentent les appareils qui projettent et répartissent l'eau sur le sol.
- 3) Ces installations sont fixes, mobiles ou mixtes.

I-2-2-5) Les différents types d'installation par aspersion**A) Les équipements classiques**

Les équipements classiques sont ceux qui mettent en jeu des arroseurs à basse et moyenne pression (2 à 4 bras), implantés selon des écartements inférieurs ou égaux à 24 m.

Il y a deux types d'équipements classiques :

- Equipements avec rampes rigides.
- Equipements avec rampes souples et asperseurs sur traineau.

B) Les équipements avec canons ou arroseurs géants à poste fixe

Les canons d'arrosage ou arroseurs géants fonctionnant à haute pression (04 à 06 bras) et peuvent être implantés à des écartements variant de 36 m à plus de 100m.

C) Les équipements avec arroseurs automoteurs

Avec les appareils automatiques, l'équipement de la parcelle à irriguer se réduit à une conduite fixe ou semi- fixe. Cette conduite sera équipée de piquages avec vannes d'arrêt, aux points d'alimentation de différentes bandes à arroser.

I-1-2-6) Choix d'une installation

L'examen précédent des divers types d'arroseurs et des différents types d'équipements possible met en évidence l'extrême diversité des choix possibles. Cependant, une série de contraintes vient restreindre le champ des solutions réalisables.

A) contraintes techniques

La pression disponible, dans le cadre d'un réseau collectif de distribution, limite la gamme des installations possibles sans supprimeurs.

Le vent s'il est important avec un rythme soutenu, peut conduire, de même à limiter l'écartement envisagé.

La vitesse d'une filtration limitée du sol constitue la limite supérieure de la pluviométrie d'arrosage admissible.

B) Contraintes économiques

Une contrainte d'ordre économique peut être enfin envisagée pour fixer un plafond aux investissements que l'exploitant pourra consentir. Cette contrainte pourra limiter le degré de couverture de la parcelle en matériel.

I-1-2-7) Différentes installations à la parcelle

En pratique, deux solutions extrêmes peuvent être envisagées :

-L'installation totalement fixée, et l'installation totalement mobile.

Dans l'installation fixée, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseur) sont fixés de façon permanente, ce qui limite une main d'œuvre, mais occasionne des investissements très élevés.

-Couverture totale (quadrillage total)

Ce dispositif est le plus utilisé, au lieu d'avoir une seule rampe on couvre toute la superficie à arroser par toute la tuyauterie, celle-ci reste en place durant toute la saison d'arrosage. Dans ce cas, seuls les asperseurs doivent être déplacés et chaque rampe comporte un asperseur et forme une rampe fictive, ce qui permet de réduire le diamètre de la rampe.

-Couverture intégrale

La parcelle à arroser est entièrement couverte par des tuyaux et des arroseurs à poste fixé, l'arrosage est commandé par l'ouverture et la fermeture d'une vanne soit manuellement soit automatiquement par commande hydraulique ou électrique. Le débit d'installation qui est généralement élevé reste une contrainte à l'application de ce type de couverture

I-2-3) Irrigation localisée

L'irrigation localisée est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles en particulier et principalement l'irrigation dite « goutte à goutte » qui ont en commun les caractéristiques suivantes (**Ollier & Poirée, 1981**):

- Une alimentation en eau à proximité immédiate du système racinaire des plantes cultivées
- L'utilisation souvent répétée à la limite continue de faibles débits instantanés.
- La limitation de la surface humectée du sol à ce qui semble strictement nécessaire, à l'exclusion de la portion du sol qui ne porte pas de plantes.

Aujourd'hui, grâce à la distribution sous pression, on a pu concevoir des systèmes qui peuvent être conduits facilement, qui s'automatisent aisément, et dont les pertes en eau sont négligeables.

I-2-3-1) Avantages de l'irrigation localisée**A) Efficience de l'eau**

Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié inutilement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée et n'entraîne donc pas une consommation parasite (**Rieul, 1992**).

Il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines ; les doses peuvent être mesurées avec précision, ce qui évite les pertes par percolation dans le sol. La répartition de l'eau n'est pas affectée par le vent, les irrégularités du terrain ne gênent pas.

B) Avantages agronomiques

- L'humidité du sol au voisinage des racines reste constamment élevée sans empêcher une bonne aération du sol.
- La fertilisation par des engrais incorporés à l'eau d'arrosage est aisée.
- L'atmosphère au voisinage des plantes n'est pas saturée d'humidité comme dans l'aspersion.
- les mauvaises herbes se développent peu.

C) Avantages cultureux

- Les activités culturales ne sont pas gênées par les arrosages
- Cette technique est compatible avec les cultures faites sous paille ou sous paillage plastique, les rampes se trouvent sous la couverture.

D) Avantages économiques

Le prix de revient est très influencé par l'espacement des lignes : s'il s'agit des cultures à grands espacements, tels les vergers, le prix de revient est nettement moins élevé que celui d'autres réseaux fixes, comme l'aspersion. Lorsque la distance entre les lignes descend en dessous de 3m, le coût s'élève beaucoup et l'étude économique comparative est indispensable. En ce qui concerne le coût d'exploitation, il est peu élevé, de plus la faible pression.

La méthode se prête en effet à une grande automatisation éliminant une grande partie de main-d'œuvre.

I-2-3-2) Inconvénient de l'irrigation localisée**I-2-3-2-1) L'obstruction des goutteurs**

Des particules de sable, des dépôts lents d'argile ou de limons, des précipitations chimiques, le développement de micro-organismes sont les plus souvent rencontrés et favorisent l'obstruction des orifices des goutteurs. Or, cela provoque une mauvaise répartition de l'eau, très nuisible aux cultures s'il n'y est pas porté remède.

Il est à noter que l'entretien et l'élimination des goutteurs obstrués sont longs et onéreux. Le meilleur moyen de prévenir ces obstructions est un procédé par de filtration soignée de l'eau.

I-2-3-2-2) Accumulation de sels

Pendant la période d'irrigation les sels sont peu refoulés à la périphérie du bulbe humide, plus spécialement près de la surface du sol. Une pluie légère risque alors de les entraîner vers les racines, ce qui est très dommageable.

I-2-3-3) Schéma type d'un réseau d'irrigation localisée

Il y a beaucoup d'analogies avec le schéma d'un réseau d'arrosage par aspersion. De l'amont vers l'aval on trouve :

I-2-3-3-1) Un point d'eau

Qui sera, suivant les cas, soit une borne d'un réseau collectif sous pression, soit une station de pompage et de mise en pression, l'eau étant prise soit dans un cours d'eau, ou dans bassin constituant réserve, ou encore dans un puits.

I-2-3-3-2) Une installation de tête

Destinée à conditionner le débit d'eau sous différents aspects grâce aux appareils suivants :

- Une vanne d'arrêt,
- Un régulateur de pression,
- Un limiteur de débit,
- Un compteur d'eau,
- Un injecteur d'engrais (ou une pompe doseuse d'engrais liquide),
- Un unité de filtration (équipée de un ou plusieurs filtres).

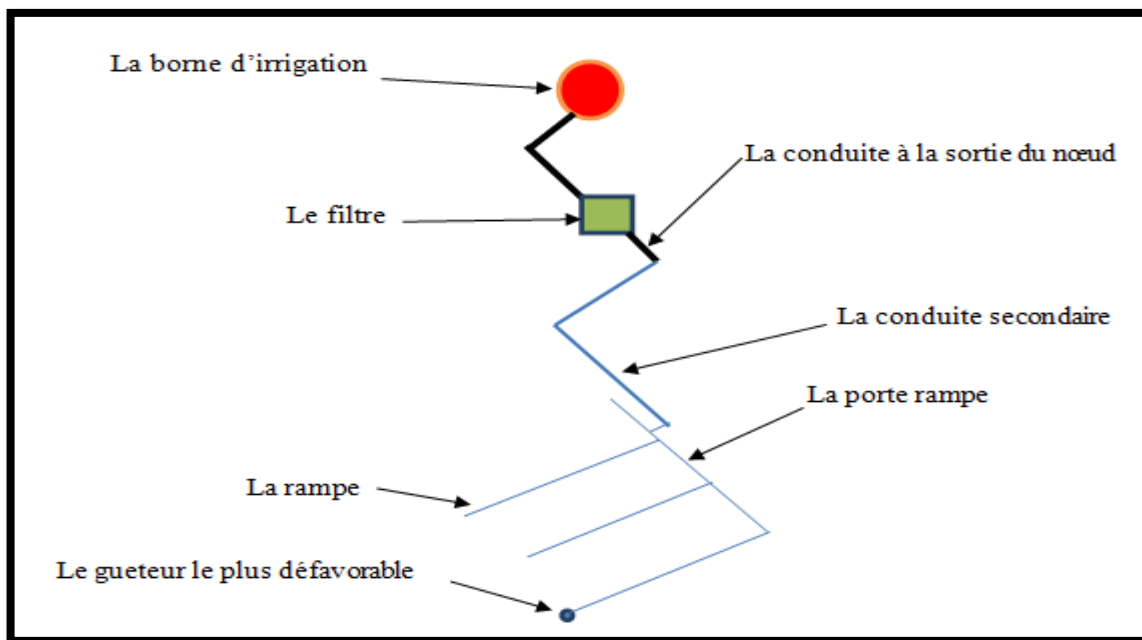


Fig. I.2 : Exemple d'une installation goutte à goutte

I-2-3-3-3) Une canalisation principale

Une canalisation principale qui par l'intermédiaire de dérivation munies chacune d'une vanne de répartition, alimente un certain nombre de postes, un seul pouvant en principe être alimenté à la fois (un poste peut être divisé en plusieurs sous postes).

I-2-3-3-4) Les portes rampes

Autant de porte-rampes qu'il y a de postes à l'aval de chaque vanne de répartition.

I-2-3-3-5) Les rampe

Qui sont alimentées par les porte-rampes et qui sont disposées, soit d'un seul côté de ces derniers, soit des deux côtés.

I-2-3-4) Nécessité d'une filtration

Pour une filtration très soignée on trouvera en série :

- Un cyclone (ou vortex) constituant le dessableur ; il n'enlève que les particules plus denses que l'eau. Il n'assure donc qu'une fonction de dégrossissage et doit être suivi à d'au moins un autre filtre.
- Un filtre à sable constitué d'un certain nombre de couches de matériaux, de granulométrie bien définie et régulière, en général sable ou gravier. Ce filtre volumineux, est efficace en particulier pour arrêter les algues. Il doit être périodiquement nettoyé par un contre-courant.
- On doit obligatoirement terminer par un filtre à tamis constitué d'une toile métallique à maille régulière.

I-2-3-5) L'entretien du réseau

Pour maintenir une distribution de l'eau aussi homogène que possible, il faut bien entretenir le réseau :

- En veillant au bon fonctionnement des filtres et en les nettoyants,
- En contrôlant régulièrement le réseau de distribution,
- En le purgeant.

I-3) Conclusion

Le choix d'un système d'irrigation rationnel pratiquement utilisable et économique doit tenir compte les critères suivants :

- le type de culture.
- les contraintes existantes dans la pratique.
- la maîtrise de la technique par l'exploitant.
- le cout de l'installation.

L'implantation de systèmes d'irrigation modernes permet de diversifier les cultures et d'augmenter considérablement leurs rendements, en particulier les céréales.

En Algérie, vu les aléas climatiques et les rendements agricoles très faibles, l'intensification des cultures passe par la mise en œuvre et l'installation de réseaux d'irrigation modernes et efficaces.

Chapitre II :
Conditions
naturelles de la
zone d'étude

Chapitre II : Conditions naturelles de la zone d'étude

II-1) Introduction

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

II-2) Présentation de la zone d'étude

Le périmètre hydro-agricole de Dahmouni est situé dans la région Nord-Ouest de l'Algérie, dans les hauts plateaux du Sersou, à environ 15km à l'est de la ville de Tiaret.

La ville de Tiaret se trouve à 280 km au Sud-Ouest de la wilaya d'Alger, dans la région du plateau du Sersou, ce dernier est limité par:

- Au Nord : par la route nationale N° 14.
 - Au sud: par la route nationale N° 14.
 - A l'Ouest: par la piste reliant douar Ouled ben Abda à la RN 14.
 - A l'Est : par bled Teslemt Essebain.
-
- ✓ Le périmètre est compris entre **1°30'E** de longitude et **35°30'** de latitude Nord.
 - ✓ La superficie totale du périmètre est de 3099 Ha.

II-2-1) Choix du périmètre d'étude

Le périmètre étudié dans cette thèse correspond au périmètre situé dans le plateau du Sersou à Dahmouni sur la rive gauche qui présente une surface totale de 1300 ha.

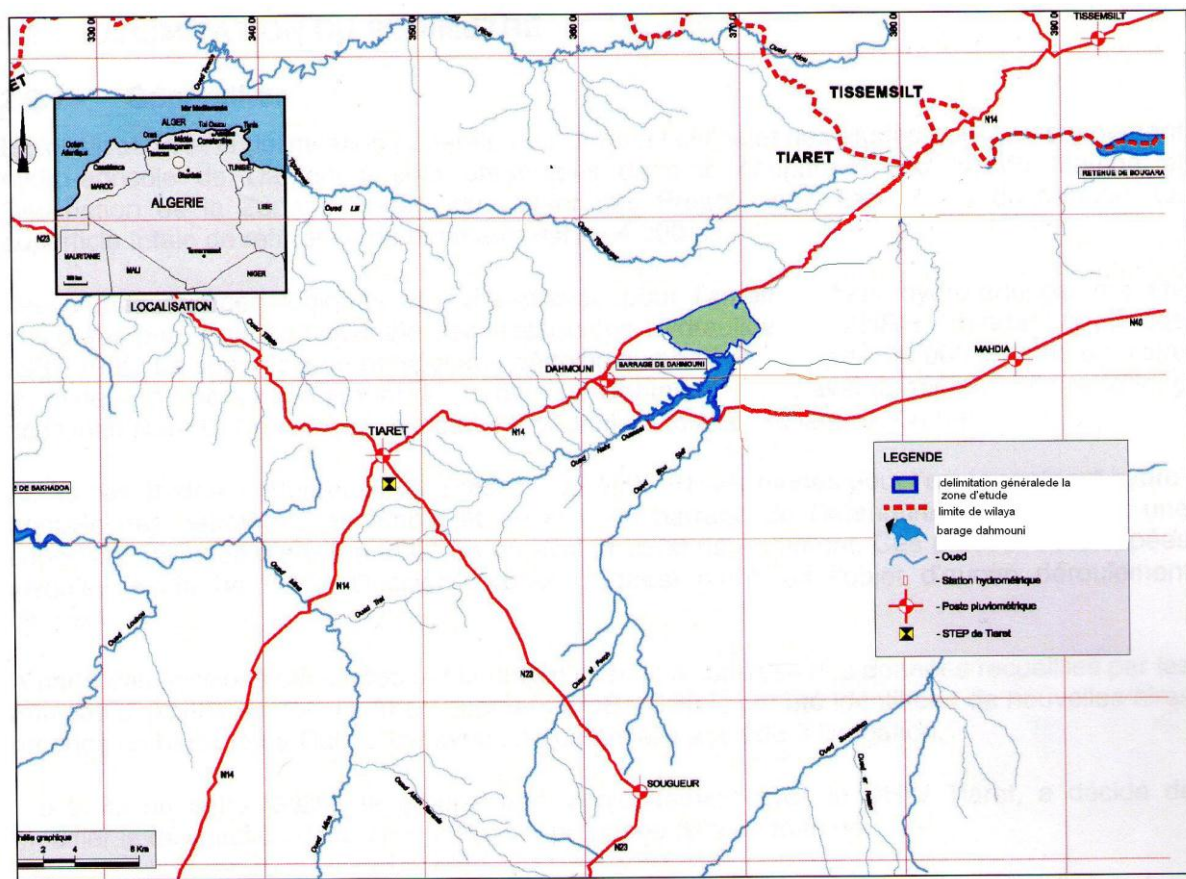


Fig. II-1: Localisation de la zone du projet.

II-2-2) Accès au périmètre

L'accessibilité à la zone de l'étude à partir de la wilaya de Tiaret se fait à travers des routes nationales RN N°14 et/ou RN N°40. La RN N°40 passe à 1.5 km du site du barrage et traverse d'Ouest en Est la zone amont. La partie en aval du futur périmètre est elle-même facilement accessible à partir de la route RN N°40 et d'une multitude de routes et de pistes.



Fig. II-2: Les accès pour le périmètre.

II-2-3) Hydrographie

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

II-2-4) géologie et Géomorphologie

-La région des Sersou fait partie des hautes plaines sud-oranaises qui débordent vers le Nord montagneux et le sud steppique. C'est un vaste plateau semi-aride bordé à l'est par la zone de Kasr-El-Boukhari, au Nord par le massif de l'Ouarsenis et au Sud par le Sersou « Sahari » (zone de contact avec le Djebel-Nador et la zone de steppe). Au centre, on trouve le Sersou Mahdia et de Tialet, une zone de hautes plaines (600 à 1000 mètres d'altitude).

-La zone de périmètre en rive gauche du barrage, appartient au plateau de Beni Lennt, limité au Nord Nord-Ouest, par un accident majeur, limitant les affleurements gréso-marneux du miocène. Le plateau déversé vers le Nahr El Ouassel, avec un faible pendage de quelques degrés, présente

dans sa partie haute un relief quasi tabulaire, il est entaillé par une série de thalwegs dont la profondeur croît à l'approche de Nahr El Ouassel. Ces entailles généralement peu marquées lui donnent l'aspect d'une pénéplaine plus ou moins moutonnée, ou s'alternent des sols bien drainés.

-L'oued EL Ouassel constitue un axe de drainage tant hydrologique qu'hydrogéologique pour l'ensemble du plateau dont l'altitude varie entre 960 m à l'approche de la RN14, à 910m à l'approche de la vallée. La ligne d'escarpement reliant Kef Bourchata à Kef BouBekr, constitue la limite physique du plateau.

-Le bassin versant de l'oued nahr El Ouassel est situé dans la partie nord-ouest de l'Algérie, à l'intérieure du bassin hydrographique du Chélife. La superficie totale du bassin versant jusqu'au site du barrage de Dahmouni est de 425 km², dont 383km² sont considérées utiles en ce qui concerne l'écoulement superficielle, tenant compte le caractère endoréique de la partie est du bassin.

-Le bassin versant du barrage de Dahmouni se situe dans la région des « Bieds », limitée au nord par les monts de Tiaret ; à l'est par le plateau de sersou ; au sud par le bassin de l'oued sousselem, et à l'ouest par le bassin de l'oued Mina.

-Le bassin en amont du barrage est composé par deux sous bassins bien définis : un au nord de l'oued Nahr Ouassel, dans le sens ouest et l'autre, formé par son affluent principal, l'oued skif dans la direction nord-sud.

II-3) Etude socio-économique

La totalité de la superficie de la zone est incluse dans le territoire de la commune de Sebaine.

II-3-1) Population

La population résidente de la commune de sebaine s'élève à 11.404 habitants à juin 2012, estimée sur la base sur la base d'un taux de d'accroissement moyen de 2,08% en rapport du dernier recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008). La répartition de la population par âge et par sexe de la commune de sebaine est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau II-1: Répartition de la population par sexe et âge

Age	Sexe		Total	%	Rapport (%) M/F
	Masculin	Féminin			
0-19 ans	3088	2648	5305	12.04	96.91
20-59 ans	2703	2183	4509	12.40	107.5
60-et plus	447	336	721	13.42	91.5
Total	6238	5167	11405	12.50	106.75

II-3-2) Main d'œuvre

Le secteur agricole dans la commune de Sebaine présente une importance capitale, puisqu'il représente plus de 70 % de la population active.

Au niveau du périmètre, l'activité agricole est régie par trois catégories de main d'œuvre :

A-Main d'œuvre familiale

On recense un effectif de 527 travailleurs, soit 290 hommes (55%) et 237 femmes (45%) âgés de 20 ans et plus disponible en permanence au niveau de l'exploitation comme main d'œuvre familiale.

B-Maine d'œuvre salariées permanente

A l'exception de la ferme pilote qui compte 28 personnes salariées (36 ha par salarié), on compte pour le reste :

- EAC : 14 ouvriers salariés, soit : un ouvrier salarié par EAC
- EAI : 10 ouvriers salariés, soit : un ouvrier salariés par EAI
- Exploitations privées : 83 ouvriers salariés pour 97 exploitations.

C-Main d'œuvre saisonnière

Il y'a eu offre de seulement 249 journées de travail saisonnier au total, soit en moyenne un besoin de travail ou une « contrainte de main d'œuvre » à satisfaire de 2,5 journées de travail par an et par exploitation, ce qui stipule que la main d'œuvre saisonnière n'est pas attractive.

II-4) Caractéristiques climatologiques de la zone d'étude

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

II-4-1) Caractéristiques de la station météorologique

Les données climatiques nous ont été fournies par l'office National Météorologique, nous avons aussi utilisé les données de la station pluviométrique de Dahmouni gérée par l'ANRH, et ayant comme code 010904, ses coordonnées sont détaillées comme suit :

Tableau II-2:Caractéristiques géographiques de la station de Dahmouni.

Station	Latitude (x)	Longitude(y)	z	Code
Dahmouni	388.8	235.95	970	010904

II-4-1-1) Température

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

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

Tableau II-3 : Températures mensuelles moyennes (°C) de la zone d'étude

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nev	Dec	Année
T° _{moy}	5.6	6.9	9.8	11.3	16.4	22.2	25.9	25.8	20.8	15.4	10.0	6.8	14.7
T° _{min}	1.1	1.3	3.4	4.5	8.9	13.7	17	17.4	14.1	9.6	5.0	2.3	8.2
T° _{max}	11.3	13.4	16.4	18.1	24.0	30.2	34.4	33.9	28.4	22.2	16.1	12.2	21.7

Source ONM

Avec : T°_{min} : Moyenne de tous les minima observés pour chaque mois.

T°_{max} : Moyenne de tous les maxima observés pour chaque mois.

T°_{moy} : Moyenne mensuelle.

D'après le tableau précédent, on remarque que les mois les plus chauds sont les mois de juillet et Aout, avec une moyenne de 25.8°C, tandis que la période froide correspond aux mois de Décembre, janvier et Février, avec une moyenne de 6.4 °C.

II-4-1-2) L'humidité de l'air

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

Tableau II-4: Variation de l'humidité relative de l'air

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nev	Dec
Humidité relative(%)	76,0	72,0	64,0	63,0	57,0	43,0	34,0	37,0	52,2	63,0	73,0	79,0

Source ONM

II-4-1-3) Le vent

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

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

Tableau II-5 : Données des vitesses du vent de la zone d'étude

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nev	Dec
Vent (m/s)	5.0	4.5	4.6	4.9	4.1	4.0	3.6	3.5	3.9	4.1	4.8	4.8

Source ONM

La vitesse moyenne du vent présente une petite variation pendant toute l'année, en oscillant entre une valeur minimale en mois d'Août, de l'ordre de 3.5 m/s et une valeur maximale de 5 m/s environ en mois de janvier. Le graphique ci-après présente une illustration des variations de la vitesse du vent durant toute l'année :

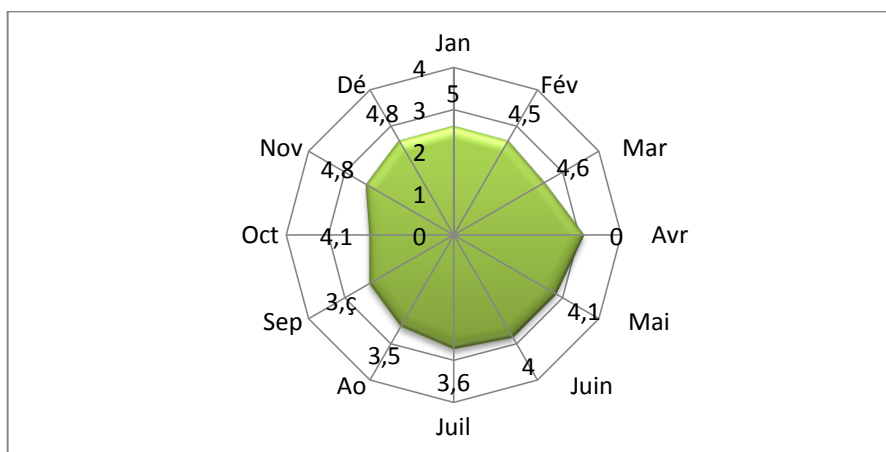


Fig. II-3 : Variation de la vitesse de vent

II-4-1-4) Le Sirocco

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

Tableau II-6 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de sirocco

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

Source ONM

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

II-4-1-5) Insolation

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

Tableau II-7: Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières

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

Source ONM

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

II-4-1-6) Gelée blanche

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

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

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

Source ONM

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

II-4-1-7) La grêle et neige

Le tableau suivant présente les valeurs moyennes de jours avec l'occurrence de grêle dans las stations de Tiaret et Dahmouni

Tableau II-9 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours la grêle et neige.

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

Source ONM

II-4-1-8) Pluviométrie

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

Tableau II-10:Pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1985-2006)

Mois (jours)	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Pluie (mm)	42,8	48,37	41,64	41,82	26,62	8,52	2,25	6,79	14,92	36,77	45,20	44,10	359.8

Source ONM

La zone d'étude reçoit une pluviométrie moyenne annuelle de 359.8 mm environ (valeur enregistrée dans la station climatologique (010904) de Dahmouni pendant la période (1985-2006). Les valeurs moyennes maximales de précipitations sont observées au mois de février et les valeurs minimales en juillet.

II-4-2) Classification du climat

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

II-4-2-1) Indice de Martonne

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

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

Avec : I^A : indice climatique.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

T : température moyenne annuelle (°C).

Tableau II-11: Classification du climat selon De Martonne

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

Dans notre cas, nous avons :

$$I_A = \frac{359.8}{14.7 + 10} \approx 14,57$$

$$I^A = 14.57, \text{ donc : } 10 < I^A \leq 20$$

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

II-4-2-2) Classification du climat selon le diagramme d'Emberger

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

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

Avec :

Q : coefficient pluviométrique d'Emberger.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

M : moyenne des températures maximales (Kelvin).

m : moyenne des températures minimales (Kelvin).

Pour : P=359.8 ; M=25.9°C et m=5.6°C

D'où Q=61.64

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (voir Figure [II-4]), on peut dire que le climat de notre région est un climat semi-aride, Sous l'étage : hiver tempéré.

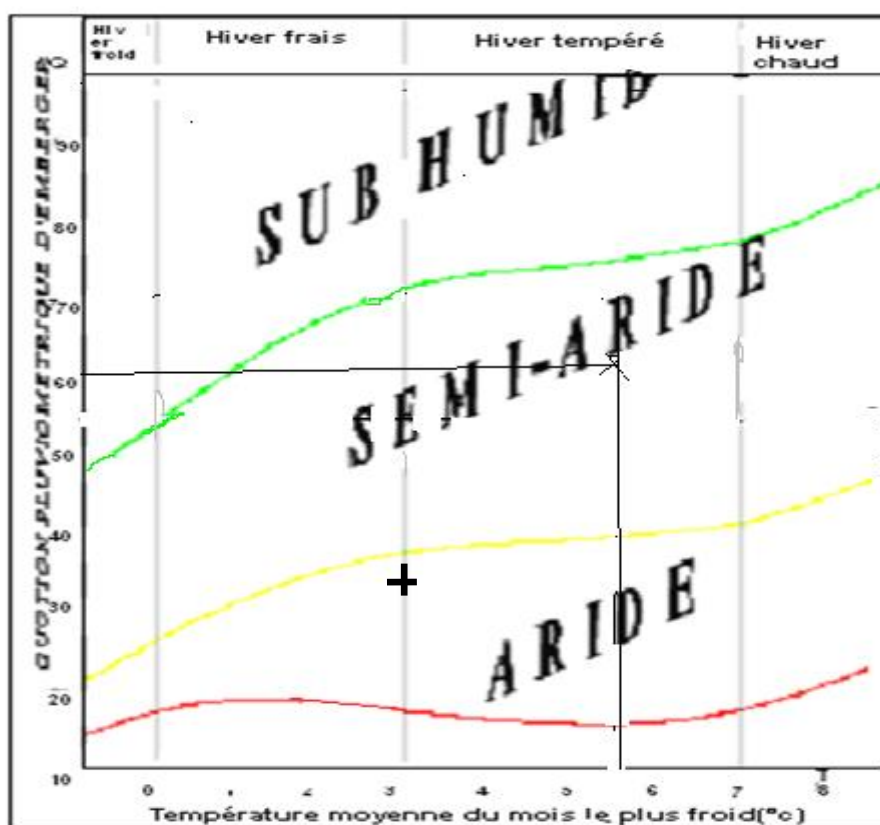


Fig. II-4 : Diagramme bioclimatique d'Emberger

II-4-2-3) Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen

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

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

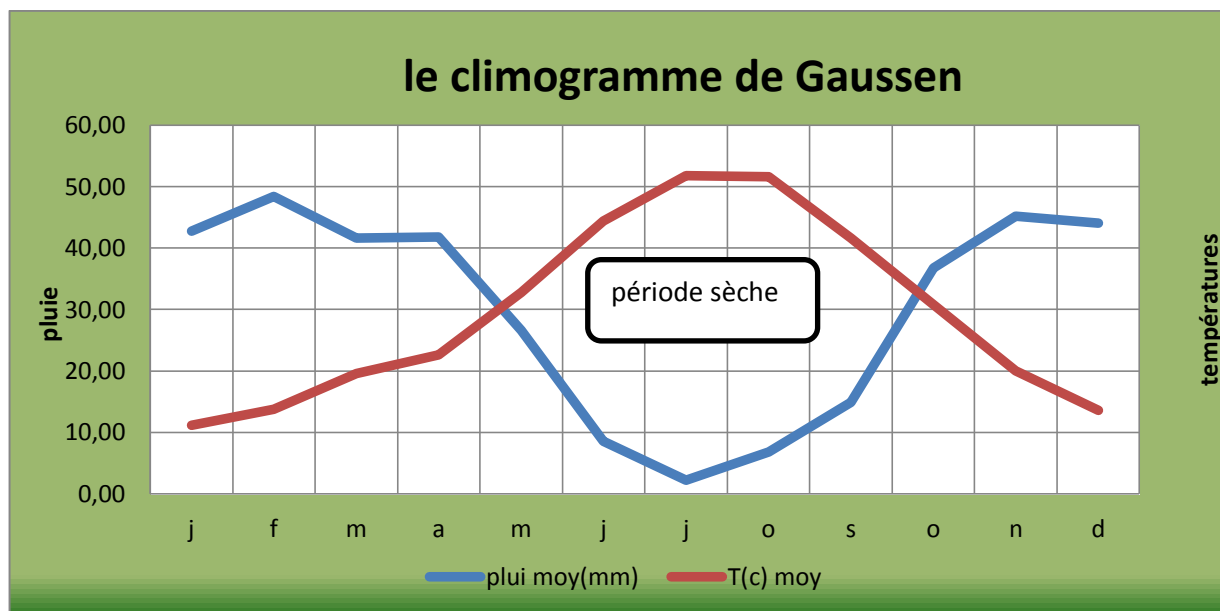


Fig. II-5 : Climogramme de Gaussen

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

II-5) Conclusion

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

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

Chapitre III :
Etude
Agro-Pédologique

Chapitre III : Etude Agro-Pédologique

III-1) Introduction

Le sol est la formation naturelle de surface à structure meuble et d'épaisseur variable, résultant de la transformation de la roche mère sous-jacente sous l'influence de divers processus, physiques, et biologiques.

Avec le climat, le sol constitue le milieu dans lequel la plante se développe. Le sol est le support de la plante, les racines en occupent un volume plus ou moins important et y fixent la plante. Il est également son réservoir alimentaire; les racines y puisent l'eau et les sels minéraux indispensables.

L'étude pédologique du périmètre a pour objectifs:

-D'apprécier les potentialités des terres vis-à-vis de l'irrigation; en mettant l'accent sur une hiérarchie d'aptitude des différentes zones et sur l'existence de contraintes éventuelle pour l'aménagement.

-De fournir à l'ingénieur d'irrigation les données fondamentales caractérisant les relations entre le sol et l'eau; à savoir dose d'irrigation et vitesse d'infiltration, qui conditionnent la conduite et l'organisation des arrosages.

Cette étude permettra donc ultérieurement d'éliminer du périmètre équipé des zones dont les potentialités naturelles seraient insuffisantes pour valoriser un réseau d'irrigation. Elle fournit un premier éclairage pour le choix judicieux de l'implantation d'une première phase d'aménagement.

III-2) Typologie et Classification des sols

III-2-1) Pédogenèses et typologie des sols dans le périmètre

Les processus pédogénétiques prédominants sont fortement liés à la nature des matériaux originels des sols, à la morphologie générale du périmètre et au contexte climatique et aux activités humaines très anciennes.

III-2-2) Classification des sols

La prospection pédologique et l'analyse des échantillons au laboratoire, ont permis de reconnaître et différencier plusieurs types de sols répartis dans quatre (4) classes de la classification française (CPCS, France 1967) :

- Sols peu évolués
- Vertisols
- Sols clacimagnésiques
- Sols isohumiques

III-2-3) Caractéristiques morphologiques et analytiques des sols

A- Les sols peu évolués

Les sols peu évolués sont formés d'apports d'origine mixte alluviaux et localement d'origine éolienne. Leur profil caractéristique est du type AC. L'horizon A, a une épaisseur très variable évoluant directement sur des matériaux.

Profil n°1

Situation :

- ❖ Coordonnées : X=375285 Y=3925728
- ❖ Géologie : alluvions
- ❖ Géomorphologie : terrasse alluvionnaire
- ❖ Pente : 1%
- ❖ Occupation du sol : jachère
- ❖ Aspect de surface : fentes de retrait et éléments graveleux (5%)

Description des horizons

00-31 cm : horizon frais, brun, texture argileuse, structure polyédrique anguleuse fine, poreux, éléments graveleux et caillouteux (10%, de 2 à 10 cm de diamètre), non compact, bonne activité biologique, racines fines et denses, matière organique décelable, effervescence à HCl, limite régulière et nette.

31-65 cm : frais, brun clair, texture argileuse, structure massive, peu poreux, compact, éléments graveleux et caillouteux (15%, de 2 à 10 cm de diamètre), racines fines et denses, matière organique non décelable, effervescence à HCl, limite régulière et nette.

65-120 cm : frais, brun clair, texture argileuse, structure massive, non poreux, compact, éléments graveleux et caillouteux (20%, de 2 à 10 cm de diamètre), racine fines et denses, matière organique non décelable, effervescence à HCl, limite nette et régulière.

Les résultats de l'analyse physico-chimiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-1: Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-31	31-65	65-120
Argiles (%)	63	69	50
Limons fins (%)	14	11	28
Limons grossiers (%)	08	07	10
Sables fins (%)	10	08	07
Sables grossiers (%)	05	05	05
pH 1 /2.5 H ₂ O	8,15	8,20	8,25
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0,84	1,02	1,32
Calcaire total (%)	12	14,30	18,50
Calcaire actif (%)	6,10	6,05	8,40
Matière organique (%)	1,78		
Azote total (%)	0,13		
C/N	7,96		
CEC (méq/100g)	31	30	
K ⁺ éch. (méq/100g)	1,57	1,17	
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	14,78	16,28	
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	7,23	8,17	
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0,48	0,54	

B- Les vertisols

Les vertisols sont présents dans la partie avale, dans une chaîne de sols situés en bas de pente, leurs caractères devenant de plus en plus accentués et plus typiques au fur et mesure que nous progressions vers les zones de moins en moins drainées. Ils se cantonnent uniquement dans les zones d'épandage, sur des alluvions de marnes. Ils sont liés topographiquement aux sols peu évolués d'apport colluvial à caractères vertiques.

Profil n°2

□ **Situation :**

❖ Coordonnées : X=379895 Y=3930706

❖ Géologie : alluvions et colluvions marneux

❖ Géomorphologie : dépression

❖ Pente : 1%

- ❖ Occupation du sol : céréales
- ❖ Aspect de surface : fentes de retrait

□ **Description des horizons**

00-30cm : horizon frais, couleur sombre, texture argileuse, structure polyédrique arrondie, poreux, peu compact, bonne activité biologique, racines fines et denses, matière organique décelable, effervescence à HCl, limite et diffuse.

30-71 cm : frais, couleur sombre, texture argileuse, structure prismatique, fentes de retrait, faces de glissement, poreux, matière organique non décelable compact, faible activité biologique, racines fines, effervescence à HCl, limite diffuse.

71-124 cm : frais, couleur sombre, texture argileuse, structure polyédrique grossière élargie, non poreux, compact, taches blanchâtres, quelques éléments graveleux, effervescence à HCl.

Tableau III-2: Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-30	30-71	71-120
Argiles (%)	64	68	74
Limons fins (%)	18	16	10
Limons grossiers (%)	09	06	04
Sables fins (%)	07	06	10
Sables grossiers (%)	02	04	02
pH 1 /2.5 H ₂ O	8.1	8,15	8,2
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0.86	1,08	1,24
Calcaire total (%)	13.25	17,25	21,6
Calcaire actif (%)	6.85	7,85	10,5
Matière organique (%)	2.14	1,76	
Azote total (%)	0.17	0.13	
C/N	7.31	7.87	
P ₂ O ₅ assimilable (ppm)	2.5		
CEC (méq/100g)	31	29	
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	19,98	14.66	
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	8,21	11.42	
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0,84	1.2	

C- Les sols calcimagnésiques

Ces sols sont bien représentés au sein de la couverture pédologique prospectée. L'abondance des matériaux calcaires, justifie la présence de ces sols à travers le périmètre d'étude. Les sols calcimagnésiques relevés en amont du barrage sur le plateau du Sersou, correspondent aux sols bruns calcaires à encroutement, plus rarement sur croute et dont la plupart sont issus de sols fersiallitiques rouges méditerranéens ou isohumiques.

Profil n°3 **Situation :**

- ❖ Coordonnées : X=370656 Y=3917868
- ❖ Géologie : calcaire
- ❖ Géomorphologie : glacis
- ❖ Pente : 1%
- ❖ Occupation du sol : céréales
- ❖ Aspect de surface : quelques éléments graveleux et débris de la croute.

 Description

00-28cm : frais, couleur brune claire, texture équilibrée, structure grenue friable, poreux non compact bonne activité biologique, racines fines et denses, matière organique décelable, effervescence à HCl, limite régulière et nette.

Tableau III-3 : Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-28	>28
Argiles (%)	32	
Limons fins (%)	16	
Limons grossiers (%)	12	
Sables fins (%)	30	
Sables grossiers (%)	10	
pH 1 /2.5 H ₂ O	8.15	8.30
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0.86	1.08
Calcaire total (%)	24.3	67.75
Calcaire actif (%)	9.65	18.40
Matière organique (%)	1.68	
Azote total (%)	0.13	
C/N	7.51	
CEC (méq/100g)	15	
K ⁺ éch. (méq/100g)	1.38	
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	10.93	
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	2.45	
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0.24	

D-Les sols isohumiques

Les sols isohumiques marron sont développés sur des matériaux calcaires d'apport alluvial ou colluvial et occupent les dépressions abritées. Ils sont presque toujours associés aux sols ferdiallitiques rouges méditerranéens. Il s'agit beaucoup plus de sols marron rubéfiés. Les sols isohumiques marrons présentant deux types de profils, parfois caillouteux : l'un présente des horizons très peu différenciés ou l'accumulation calcaire est progressive, l'autre a des horizons différenciés ou l'accumulation calcaire est brutale.

Profil n°4 **Situation**

- ❖ Coordonnées : X=373633 Y=3924687
- ❖ Géologie : Colluvions calcaires-gréseux
- ❖ Géomorphologie : Glacis large
- ❖ Pente : plane (<1%)
- ❖ Occupation du sol : céréales
- ❖ Aspect de surface : croute de surface faiblement développée et quelques éléments graveleux et caillouteux (<5%).

 Description des horizons

00-32cm : frais, couleur marron rougeâtre, argilo-limoneuse, polyédrique fine, quelques éléments graveleux, matières organique décelable, nombreuses racines fines et denses, peu compact, poreux, bonne activité biologique, pas d'effervescence à HCl, limite régulière et nette.

32-75 cm : frais, couleur marron foncé, argilo-limoneuse, structure prismatique colonnaire, poreux, matière organique non décelable, peu compact, faible activité biologique, racines fines et denses, quelques éléments graveleux, pas d'effervescence à HCl, limite irrégulière peu nette.

75-92 cm : frais, marron claire, taches blanchâtre calcaires, amas et nodules calcaires, texture limon-argileuse, structure polyédrique fine friable, non poreux, compact, taches blanchâtres calcaires, effervescence à HCl.

>92 cm : encroutement calcaire friable.

Tableau III.4 : Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-32	32-75	75-92	>92 cm
Argiles (%)	38	40	36	
Limons fins (%)	20	18	15	
Limons grossiers (%)	10	11	21	
Sables fins (%)	18	21	20	
Sables grossiers (%)	11	10	08	
pH 1 /2.5 H ₂ O	7.75	7.8	7.95	8.20
Conduct.P.S (mmhos/cm)	0.38	0.44	0.85	0.85
Calcaire total (%)	-	-	8.65	64.7
Calcaire actif (%)	-	-	2.10	17.4
Matière organique (%)	1.78	1.24	0.74	
Azote total (%)	0.12	0.09		
C/N	8.62	8.01		
P ₂ O ₅ assimilable (ppm)	2.40	1.15		
CEC (méq/100g)	22	20		
K ⁺ éch. (méq/100g)	1.68	1.18		
Ca ⁺⁺ éch. (méq/100g)	12.37	11.62		
Mg ⁺⁺ éch. (méq/100g)	7.2	6.35		
Na ⁺ éch. (méq/100g)	0.75	0.85		

III-3) Caractéristiques hydrodynamique des sols du périmètre

III-3-1) Densité apparente, densité réelle et porosité des sols

Dans notre périmètre d'étude les densités apparentes enregistrées oscillent entre 1.39 et 1.44 g /cm³ pour les horizons de profondeur alors que pour les densités réelles enregistrées sont comprise entre 2.5 et 2.64 g /cm³. Quand à la porosité, les valeurs enregistrées varient entre 42.74 % et 47.14 %.

III-3-2) Propriétés hydrodynamiques des sols

La perméabilité est principalement influencée par les propriétés physiques des sols tels que la texture, la porosité, la structure et la compacité. Dans notre périmètre, les valeurs enregistrés montre que la majorité des sols présentent des perméabilités comprises entre 2-6cm/h, faisant

partie de la gamme moyenne, néanmoins les horizons de profondeur et particulièrement ceux qui présentent une texture fine ont manifesté des perméabilités faibles à très faibles ($k < 2$ cm/h).

Tableau III-5: Propriétés hydrodynamiques des sols

Texture	Argileux-limoneux
Capacité au champ (%)	27%
Point de flétrissement (%)	17%
Vitesse de perméabilité (mm/h)	7
Densité apparente	1,35

III-4) Aptitudes culturales des sols en irrigué

La mise en valeur des sols du périmètre par des cultures irriguées doit répondre à l'adéquation entre les caractéristiques intrinsèques de la ressource « sol » et de l'évolution de cette dernière sous irrigation avec les eaux du barrage Dahmouni d'une part et les exigences des cultures à mettre en place d'autre part.

L'évaluation des aptitudes culturales en irrigué d'un sol s'articule à la fois, sur la confrontation des aspects relatifs aux sols dans son contexte géomorphologique (topographie et relief) et les besoins des cultures en ces paramètres.

La réalisation de ces objectifs nécessite la mise en œuvre de plusieurs étapes d'investigations suivantes :

L'identification, la quantification et le classement par importance (par hiérarchisation) des propriétés intrinsèques du sol,

-L'évaluation des caractéristiques qui découlent de ces propriétés du sol et particulièrement celles qui caractérisent ce réservoir « sol » à savoir sa capacité de stockage aussi bien en eau qu'en éléments nutritifs.

L'évaluation des exigences qualitatives des groupes de cultures (arboriculture, cultures maraichères, grandes cultures et cultures industrielles)

Et enfin l'évaluation de la qualité de l'eau d'irrigation.

Dans le cas de notre périmètre d'étude, les vocations agronomiques suivantes ont été établies :

1-Catégorie A

Il s'agit des sols sans contraintes au préalable, constituant d'excellent support pour toutes les espèces végétales. Cette catégorie regroupe essentiellement des sols profonds, à texture moyennement humifère, faiblement à complètement décalcarifiés et sains. On a rangé dans cette

catégorie de vocation, des sols fersiallitiques à encroutement et des sols iso humiques marron à encroutement calcaire friable.

2-Catégorie BIMIC1

Les sols de cette catégorie peuvent constituer un bon support aussi bien pour les spéculations arboricoles et maraichères que pour les cultures annuelles, fourragères et industrielles. Il s'agit particulièrement des sols peu évolués d'apport alluvial sur alluvions, des sols fersiallitiques sains à encroutement calcaire friable ou à croute calcaire démantelée et des sols isohumiques marron à encroutement calcaire ou sur colluvions.

3-Catégorie MIC1B2

Cette catégorie de vocation regroupe les sols de bonne qualité pour les cultures maraichères, annuelles, fourragères et industrielles, et de qualité moyenne pour les spéculations arboricoles. On a rangé dans cette classe les sols bruns calcaires à encroutement calcaire ou sur marne et les sols d'apport évoluant sur alluvions. Le déclassement de la vocation arboricole est dû à la présence d'un certain nombre de contraintes mineures : profondeur limite, texture moyennement fine, réserves notable en carbonate de calcium.

4-Catégorie MIC2B2

Cette catégorie de sols convient bien aux cultures maraichères et moyennement aux cultures annuelles fourragères, industrielles et arbustives, ils correspondent aux sols fersiallitiques à encroutement calcaire ou à croute calcaire. Leur profil pédologique moyennement profond, totalement décarbonaté et à texture moyennement grossière à moyennement fine.

5-Catégorie MIC2B3

Les sols faisant partie de cette catégorie de vocation conviennent bien aux cultures maraichères et moyennement aux grandes cultures, aux cultures annuelles et industrielles. Cette catégorie regroupe exclusivement les sols calcimorphes à un seul horizon et les sols bruns calcaires rendzini formes évoluant sur des accumulations calcaires, ils présentent des aptitudes moyennes aux cultures fourragères et aux cultures industrielles. Quant à leur utilisation en arboriculture fruitière elle reste toujours marginale.

Tableau III-6 : Inventaire des aptitudes culturales des sols en irrigué

Catégories d'aptitudes culturales		Superficie (ha)	Importance %
A	Toutes espèces végétales	40.04	3.03
B1M1C1		463.58	35.66
M1C1B2	Terres des grandes cultures, des cultures fourragères et des cultures industrielles	390.13	30.01
M1C2B2		81.77	6.29
M1C2B3		50.7	3.9
C1M1B2	Cultures maraichères	113.23	8.71
C1M2B2		23.01	1.77
C1M2B3		137.54	10.58
Totale		1300	100

III-5) Etude foncière

L'étude foncière consiste à effectuer une enquête parcellaire systématique sur la base des plans de base au 1/5.000^e disponible. L'objectif de l'opération est de préparer des plans parcellaires au 1/5000^e, complétés par des états des parcellaires. La connaissance de cette situation permettra d'éclairer la conception du réseau de distribution qui d'alimentera des parcelles et des exploitations, et le plan d'implantation des bornes d'irrigation qui sera largement tributaire du plan parcellaire.

III-5-1) Répartition des parcelles par statut juridique

L'enquête a révélé l'existence de 130 parcelles dans l'ensemble de la zone étudiée pour une superficie totale de 1300 ha.

Plus de 83% des parcelles sont des propriétés privées, ce qui représente en matière de superficies 50% du total. Le reste des parcelles sont soit des EAC (Exploitation agricole collective), soit des EAI (Exploitation agricole individuelle), soit appartenant à la station de l'institut Technique des Grandes Cultures (ITGC), soit ferme pilote. Ceci dénote un morcellement plus important des parcelles privées qui sont plus petites que les parcelles du secteur public. La taille moyenne des parcelles privées est de 8ha.

Le tableau et graphique ci-après présentent la situation en la matière :

Tableau III-7: Résultats de l'enquête foncière

Statut juridique	Parcelles	SAU		
	%	Superficie	%	Moyenne (ha)
EAC	8	489	30	45
EAI	4	279	5	16
Station ITGC	3	170	9	37
Ferme pilote	1	230	6	151
Melk	83	132	50	8
Total	100	1300	100	13

III-6) Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'analyse agro-pédologique de la zone d'étude. Les sols appartiennent aux classes qui présentent des potentialités de mise en valeur importante.

Les analyses physico-chimiques des sols ont mis en évidence des propriétés adéquates. En effet, la majorité des sols présentent les caractéristiques suivantes :

Texture argileuse à argileux-limoneuse.

Sol moyenne perméable, et a bonne activité biologique avec une matière organique décelable.

De façon générale les sols présentent de bonnes aptitudes culturales à diverses spéculations agricoles les plus cultivées dans la région, ce qui constitue un avantage agronomique.

L'aménagement du périmètre Dahmouni représente une opportunité socio-économique importante, il permettra le développement de l'agriculture dans les vallées de la commune de Sebaine dans la wilaya de Tiaret.

Chapitre IV :
Ressources en
eau-Hydrologie

Chapitre IV : Ressources en eau- Hydrologie

IV-1) Introduction

Le présent chapitre a pour but de déterminer les principales caractéristiques des ressources en eau disponibles pour le périmètre d'irrigation et d'analyser les pluies, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole. L'étude porte sur la qualité de l'eau, la détermination de l'année de calcul, l'homogénéisation des séries pluviométriques, et l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques.

IV-2) Ressources en eau

Avant d'entamer une étude d'un projet, il faut d'abord localiser et quantifier les ressources en eau nécessaire à l'irrigation. Pour cela on va présenter les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude.

IV-2-1) Ressources en eau superficielles

IV-2-1-1) Le bassin versant de l'oued Nahr El Ouassel

Le bassin versant de l'oued Nahr El Ouassel est situé dans la partie Nord-Ouest de l'Algérie, à l'intérieur du bassin hydrographique du Chélif. La superficie totale du bassin versant jusqu'au site du barrage de Dahmouni est de 425 km², dont 383 km² sont considérées utiles en ce qui concerne l'écoulement superficiel, tenant compte le caractère endoréique de la partie est du bassin.

Le bassin versant du barrage de Dahmouni est situé dans la région des "Bieds", limité au Nord par les monts de Tiaret; à l'Est par le plateau de Sersou, au Sud par le bassin de l'oued Bousselem, et, à l'Ouest, par le bassin de l'oued Mina (Relizane)

Le bassin en amont du barrage est composé de deux sous bassins bien définis : un au Nord de l'oued Nahr El Ouassel, dans le sens ouest, et l'autre formé par sont affluent principal, l'oued Skif dans la direction Nord-Sud.

Le bassin ne présente pas des grandes pentes, mais la région est recouverte d'une végétation peu dense, assez éparpillée, et en conséquence l'apport solide est important. Sur l'ensemble su bassin versant, la valeur moyenne de la couverture végétale est estimée à 20%.

IV-2-1-2) Présentation du Barrage de Dahmouni

L'objectif principal de la construction du barrage de Dahmouni était la fourniture d'eau pour l'irrigation des terrains de la région permettant une intensification de son développement agricole en particulier la céréaliculture.



Fig. IV-1: Photo satellite (Google-Earth) du barrage Dahmouni

IV-2-1-2-1) Caractéristiques de la Barrage

Les caractéristiques principales de la retenue du barrage de Dahmouni sont les suivantes :

Tableau IV-1: Caractéristiques du barrage Dahmouni

Niveau du couronnement (NC)	931,00 m
Plus hautes eaux (PHE)	928,80 m
Niveau de retenue normal (NRN)	925,00 m
Surface inondée au NRN	1,57 km ²
Niveau minimal d'exploitation (NME)	912,40 m
Volume total de la retenue	40,58 hm ³
Volume utile de la retenue	36,44 hm ³
Volume mort	4,14 hm ³

L'aménagement de barrage de Dahmouni est composé par les structures principales suivantes :

- **Digue en terre avec noyau et filtres**, ayant une hauteur maximale à partir de la fondation de 35,0 m, longueur de la crête est de 850,0 m. La digue est appuyée sur une fondation en roche altérée, avec une para-fouille d'injection pour l'étanchéité des ouvrages
- **Tour de prise d'eau**, galerie des conduites où se trouvent les conduites Ø1200 mm, pour la vidange du réservoir, et 800 mm pour l'irrigation.
- **Déversoir** en canal latéral implanté à la cote 925,0 m au seuil libre du type Creager de 36,0 m de longueur, un coursier de 14,0 m de largeur et d'une longueur de 125,0 m avec un « saut de ski » situé sur l'appui du barrage dans l'extrémité aval.

L'évacuateur de crues a été dimensionné et construit pour décharger un débit maximal de 515 m³/s avec une surélévation maximale de 3,8 m au-dessus de seuil. Ce débit correspond à une crue de fréquence de 1/10000 ans.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond du barrage de Dahmouni sont situés au pied de la rive gauche ; ils comprennent :

- **Tour de prise d'eau** : avec une salle de manœuvre, des grilles et batardeaux des prises d'eau et la vidange de fond.
- **Galerie des conduites** : avec section transversale de 3,5*4,0 m et longueur de 126 m où se trouvent les conduites de 1200 mm pour la vidange du réservoir et 800 mm pour l'irrigation.
- **La chambre des vannes** : pour l'exploitation de la retenue y inclus des vannes papillon de contrôle, et des débits de vidange(DN1000) et d'irrigation (2x DN 250mm) suivies des cônes de réduction.
- Canal de restitution de la chambre des vannes jusqu'au lit naturel de l'oued.

IV-2-2) Ressources en eau souterraines

La structure géologique de la zone du projet est simple, les pendages des directions NNW/SSE, sont de l'ordre de quelques°, de direction plus ou moins orthogonale à Nahr El Oussel. Sur le plan hydrogéologique, les nappes aquifères reconnues à travers le territoire de la Wilaya recèlent d'importantes ressources hydriques dont 53% sont utilisées au profit de l'alimentation en

eau potable, à l'irrigation et l'alimentation des unités industrielles. Ces nappes sont mal délimitées et mal quantifiées. Elles nécessitent un bilan hydrogéologique et un suivi rigoureux.

IV-2-3) Qualité de l'eau d'irrigation des eaux du barrage

Des échantillons d'eau ont été recueillis de la retenue de Dahmouni pour des analyses physiques et chimiques. Les analyses ont été réalisées dans les laboratoires de l'agence nationale des ressources hydrique d'Oran (ANRH-Oran).

Les résultats des analyses sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau IV-2: Résultats des analyses de l'eau de la retenue de Dahmouni

Paramètre	Symbole	Unités	Quantité mesurée	Degré de restriction pour utilisation en irrigation		
				faible	Léger a modéré	Très élevé
PH	PH	-	7.6	<7	7-8	>8
	SAR		3.44	<10	10-18	>26
<i>Salinités</i>						
Solides dissolus totaux	TDS	mg.l-1	416	<450	450-2000	>2000
Conductivité Electrique(CE=TDS/0.64)	CE	mmhos.cm-1 (dS.m1)	0.65	<0.25	0.25-0.75	>2.25
<i>Cations et Anions</i>						
Chlorure	Cl-	még.l-1	8.54	<3	>3	
Sulfate	SO4'	még.l-1	7.10	0-20*		
Bicarbonate	HCO3	még.l-1	6.12	<1.5	1.5-8.5	>8.5
Carbonate	CO3"	még.l-1	0	0-0.1*		
Sodium	Na*	még.l	8.44	<3	>3	
Magnésium	me	még.l	5.46	0-5*		
Calcium	Ca**	még.l	7.49	0-20*		
<i>Nutrients</i>						
Potassium	K+	mn.i,	0.6	0-2*		
Nitrate	NO3-	4.l-1	0.1	5-30		<5
Phosphates		4.11	4.58	0-2		

IV-2-4) Classification des eaux pour l'irrigation :**Classification américaine :**

La classification américaine des eaux d'irrigation est basée sur deux paramètres : la Conductivité électrique CE, et le rapport d'absorption du Sodium SAR.

Pour la Conductivité électrique (CE) :

La conductivité électrique est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25°C et exprimée en mmhos/cm.

On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique :

Tableau IV-3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm) à 25°C	Qualité des eaux
C1	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible (salinité)
C2	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C3	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevé
C4	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevé

Remarque :

- C1 : convient pour toutes les cultures.
- C2 : convient pour les plantes moyennement tolérantes.
- C3 : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
- C4 : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé.

L'eau du barrage Dahmouni prévue pour l'irrigation du périmètre étudié a une conductivité électrique moyenne $CE = 0.65$ mmhos/cm, donc : Eau de risque moyen (salinité moyen).

- **Pour le coefficient d'adsorption du Sodium (Sodium Absorption Ratio S.A.R) :**

La qualité des eaux pour l'irrigation est déterminée par la méthode de Sodium Absorption Ratio (S.A.R.). Cette méthode fait intervenir la salinité et le risque d'alcalinisation des eaux, qui est calculé par la formule suivante :

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

Avec : Mg^{++} , Ca^{++} , Na^+ en méq/l.

La classification est basée principalement sur l'effet du sodium sur les conditions physiques du sol :

Classe S1 : SAR de 10 et moins, avec un bas taux de sodium : l'eau peut être utilisée sur pratiquement n'importe quel type de sol avec un risque minimal d'accumuler du sodium à un niveau dommageable.

Classe S2 : SAR de 10,1 à 18 taux moyen de sodium : l'eau présente un danger appréciable d'accumuler du sodium à un niveau dommageable pour les sols ayant une texture fine et une capacité d'échange cationique (CEC) élevée. Par contre, l'eau peut être utilisée dans les sols sableux ayant une bonne perméabilité.

Classe S3 : SAR de 18,1 à 26 haut taux de sodium : peut produire des niveaux dommageables de sodium dans pratiquement tous les types de sols. L'utilisation d'amendements tels que le gypse pourraient être nécessaires pour échanger les ions Sodium. De plus, les pratiques culturales augmentant le drainage seront requises plus fréquemment.

Classe S4 : SAR au-dessus de 26,1 très haut taux de sodium : cette eau est généralement inadéquate pour l'irrigation.

A.N

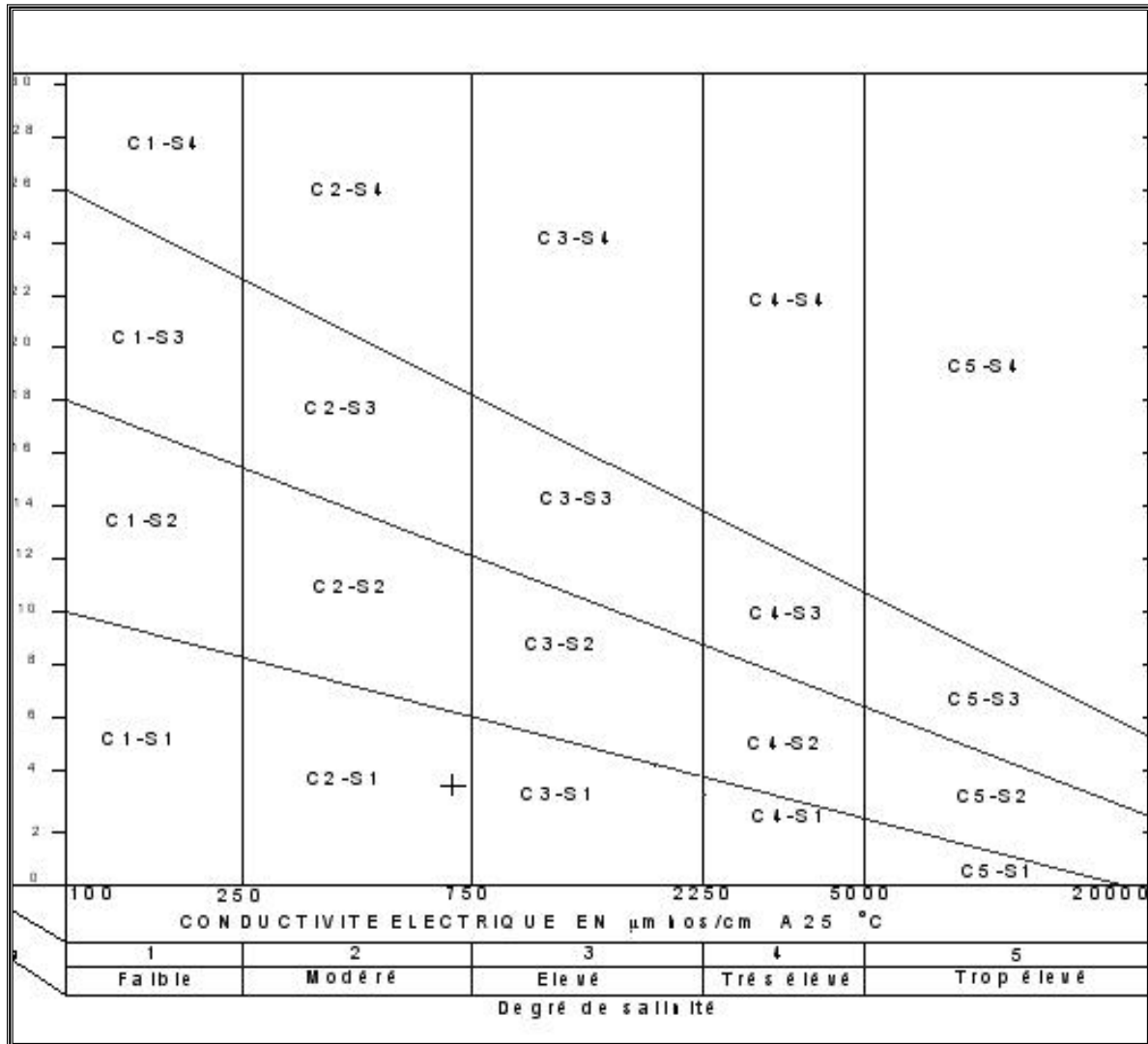
$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} = 3.44$$

$SAR \leq 10$: Risque faible

$0,25 < CE \leq 0,75$: Eau de risque moyen

D'après les résultats du calcul de la conductivité électrique $CE = 0.65$ mmhos/cm, et le rapport d'absorption du sodium SAR de l'eau d'irrigation SAR (Égal à 1.8). On utilise le diagramme de Riverside.

Fig. IV-2: Diagramme de classification des eaux d'irrigation



D'après ces valeurs moyennes de la conductivité électrique **CE** et le rapport d'absorption du sodium **SAR**, les eaux barrage Dahmouni appartiennent à la classe (**C2.S1**) donc l'eau a une faible alcalinité, et la salinité est modérée.

La valeur du **pH** de l'eau brute de la retenue, soit la mesure de la concentration en ions hydrogène (H⁺), est compatible pour l'irrigation avec quelques problèmes prévisibles relatifs à la précipitation du calcium qui peut entraîner des incrustations dans les canalisations et sur les équipements hydrauliques.

En ce qui concerne l'anion Cl⁻, la valeur de la concentration indique, selon les normes FAO, des restrictions faibles à modérées (classe de restriction ii, >3 méq.l⁻¹).

Les valeurs de concentration des bicarbonates (hco_3^-) sont susceptibles d'introduire des restrictions légères à modérées dans l'utilisation de l'eau pour irrigation (classe de restriction ii, 1.5-8.5 méq.l⁻¹).

Les nitrates (no_3^-) présentent des valeurs qui n'impliquent pas de restrictions (classe de restriction i, <5 méq.l⁻¹).

IV-3) Étude Hydrologique

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

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

IV-3 -1) Choix de la station pluviométrique

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

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

Tableau IV-4:Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	Coordonnées en Lambert		Altitude (m)	Période d'observation	N. d'années observées
		X(Km)	Y(Km)			
Dahmouni	10904	388.8	235.95	970	1968-2005	37

Source ANRH

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

Tableau IV-5: Pluies moyennes mensuelles observées (code 010904)

Années	Sept	oct	nov	Dec	Jan	fév	mars	avri	Mai	Juin	juil.	Aout	Total
1965/66	0	13,2	35,2	84,4	45,7	0	37,7	0,5	17,8	16,3	5,2	0,4	256,4
1966/67	0	41,8	48,6	31,1	29,5	36,1	20,2	39,8	33,2	0	0	0	280,3
1967/68	32	41,8	48,6	72,3	54,8	61,8	50,2	47,5	43,2	8,5	1,8	6,2	468,7
1968/69	98	41,9	17	88,8	76,7	43,3	39,3	109,2	2,6	7,4	12,8	38,3	575,3
1969/70	19,1	49,7	20,9	77,7	33,1	17,5	85,8	23,3	84,5	2,6	6,5	0	420,7
1970/71	44,3	151,1	38,7	29,9	36,8	78,9	12,9	143	12,9	31,3	5,9	19,7	605,4
1971/72	62,6	13,3	68,3	127,7	35,1	84,3	57,8	24,6	28,1	2,7	2,8	0,5	507,8
1972/73	1,2	0	80,3	150,9	58,5	81,4	56,3	110	26	15,4	7,1	3,4	590,5
1973/74	58,8	152,3	38,2	88	78,9	3,3	55,4	71,9	27,2	0,4	0	0	574,4
1974/75	0	13,7	0	34,5	133	13,3	108,1	56,7	70,1	0	0	3	432,4
1975/76	19,4	77,7	132,9	48,6	100,3	49	135,4	9,5	76,7	1,7	0	0	651,2
1976/77	22,3	59,1	25,6	50,2	54,8	50,1	72,4	61,8	0	9	0	0	405,3
1977/78	9,3	7,7	8	104,4	5	104,8	67,1	49,3	5,5	12,1	0	0	373,2
1878/79	18,2	40,1	50,8	0	12,2	54,3	121,1	45,8	57,2	22,5	0	24,1	446,3
1979/80	0	0	69,5	35,5	34,5	128,9	29,1	36,4	54	5	8,9	0	401,8
1980/81	32,2	120,4	35,3	51,8	64,7	22,4	10,5	40,3	46,4	27,4	2,6	0,1	454,1
1981/82	11,5	38,5	84,6	42,7	82,2	17,9	59,6	65,3	30,5	4,5	0	0	437,3
1982/83	0	80,1	29	12,2	71	104,2	46	44,2	6,8	4,5	0	0	398
1983/84	22,5	55,9	62,6	37,6	33,5	24	80,8	58	15,8	5,1	0	0	395,8
1984/85	16	14	19,6	44,9	0,6	17,9	69,7	71,7	15,7	0,2	0	27,3	297,6
1985/86	4,3	0	0	58,8	37,6	71,4	0	75,6	37,9	0	0	0	285,6
1986/87	4,3	41,4	79,2	82,4	0	29	28,8	9,4	3,6	0	0	0	278,1
1987/88	0	0,2	9	30,6	22,5	69,6	33,8	8,1	2,4	0	0	0	176,2
1988/89	0	39,1	52,4	11,8	67	34	42,9	6	41	0	1,1	0	295,3
1989/90	26,5	19,8	42,9	29,3	116,9	82,5	92,9	25,9	9,2	6,6	0	13	465,5
1990/91	10,1	39,9	30,2	29,3	107,9	90,2	10,8	3,8	12,5	5,5	23,7	0,9	364,8
1991/92	2,5	65,9	116	33,5	42,1	23,2	32,4	38,8	40	17,1	0	2,5	414
1992/93	1,2	19,9	35,1	21,1	7,6	24,3	46,7	48,8	21	22,1	6,3	55,4	309,5
1993/94	0,1	89,8	17,2	11,5	18,4	24,6	38,2	62,8	41,3	4,6	7,4	0	315,9
1994/95	6	8	46	41,5	0	29,9	4,5	39,2	53,9	0	0	0	229
1995/96	26,2	10	22,7	37,2	24,2	45	3	17,3	2,6	0	0	1	189,2
1996/97	19,5	15	2,9	39,8	50,7	137,3	35,3	86,4	41,3	23,9	8	8	468,1
1997/98	4,1	19	8	51,5	63,3	4,7	0	164,8	34	0	0	40,2	389,6
1998/99	0	10,4	13,8	22	82,8	18,1	100,1	0	6,5	0	0	7,8	261,5
1999/00	24,6	70,2	29,5	95	0	0	0	20,7	18,9	0	0	0	258,9
2000/01	28,2	24,2	61,3	45	98,8	55,2	2	38,3	22,5	0	0	3,2	378,7
2001/02	89,4	27,3	66	39	7	6,4	23,1	29,7	26	0	0	13,4	327,3
2002/03	2,3	14	39,4	37,9	84,2	79,9	1	54,7	10,3	46,4	2,1	1	373,2
2003/04	5,3	76,8	147	84,1	22,4	30,2	18,5	37,3	61,1	33,8	0	5,7	522,2
2004/05	41,6	18,8	19,5	93,9	17,2	22,1	43,5	4,6	4	3,5	7,5	0	276,2

D'après les résultats du tableau pendant la période 1965 –2005, On remarque une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

IV -3-2) Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

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

- On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que : N_1 et N_2

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

- On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

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

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

Avec :

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

W_x : Somme des rangs de sous-séries.

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

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

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés comme suit :

Tableau IV-6: Test d'homogénéité de la série pluviométrique de Dahmouni.

Rang	Série d'origine	Série Y(mm)	Série X(mm)	TRI(mm)	Xunion Y
1	256,4	465,5	256,4	176,2	Y
2	280,3	364,8	280,3	189,2	X
3	468,7	414	468,7	229	X
4	575,3	309,5	575,3	256,4	Y
5	420,7	315,9	420,7	258,9	X
6	605,4	229	605,4	261,5	X
7	507,8	189,2	507,8	276,2	X
8	590,5	468,1	590,5	278,1	Y
9	574,4	389,6	574,4	280,3	Y
10	432,4	261,5	432,4	285,6	Y
11	651,2	258,9	651,2	295,3	Y
12	405,3	378,7	405,3	297,6	Y
13	373,2	327,3	373,2	309,5	X
14	446,3	373,2	446,3	315,9	X
15	401,8	522,2	401,8	327,3	X
16	454,1	276,2	454,1	364,8	X
17	437,3		437,3	373,2	X
18	398		398	373,2	Y
19	395,8		395,8	378,7	X
20	297,6		297,6	389,6	X
21	285,6		285,6	395,8	Y
22	278,1		278,1	398	Y
23	176,2		176,2	401,8	Y
24	295,3		295,3	405,3	Y
25	465,5			414	X
26	364,8			420,7	Y
27	414			432,4	Y
28	309,5			437,3	Y
29	315,9			446,3	Y
30	229			454,1	Y
31	189,2			465,5	X
32	468,1			468,1	X
33	389,6			468,7	Y
34	261,5			507,8	Y
35	258,9			522,2	X
36	378,7			574,4	Y
37	327,3			575,3	Y
38	373,2			590,5	Y
39	522,2			605,4	Y
40	276,2			651,2	Y

A la fin des calculs on obtient :

$$W_x = 260, \quad W_{\min} = 215,51 \quad ; \quad W_{\max} = 440,40$$

Donc : $215,51 < W_x < 440,40$

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

IV-3-3) Ajustement statistique des pluies

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

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

IV-3-3-1) Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

Le procédé de calcul consiste à:

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de Hazen par exemple).

$$\text{-Variable réduite de Gauss : } U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$$

-Calcul des caractéristiques empirique de loi (\bar{X} ; δ ; C_v ; $CS=0$).

$$\text{-Calculer le coefficient de variation : } C_v = \frac{\delta}{\bar{X}}$$

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

$$XP\% = \bar{X} + \delta * Up\%$$

Avec : $XP\%$: précipitation de probabilité $P\%$.

$Up\%$: variable réduit de Gauss.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

δ : Écart type

IV-3-3-2) Ajustement a la loi log-normale (Galton) :

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

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

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

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

Xp% : précipitation probable à P%.

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

δLn : la variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

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

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

Up%: variable réduite de Gauss.

IV -3-3-3) 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 le quel une loi de répartition F(X) a été déterminée :

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune ni valeurs expérimentales. Le nombre Vi est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

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

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

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

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

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

On calcule χ^2 .

On calcule le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique = g(γ , α)

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.01$ si et seulement si : χ^2 calculé < χ^2 théorique

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

Tableau IV-7: Test de validité des deux ajustements

<i>Loi normale</i>	<i>Loi log normale</i>
χ^2 calculé = 8.80	χ^2 calculé = 6,80
Degré de liberté $\gamma=5$.	Degré de liberté $\gamma=5$.
χ^2 théorique = 11.07	

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

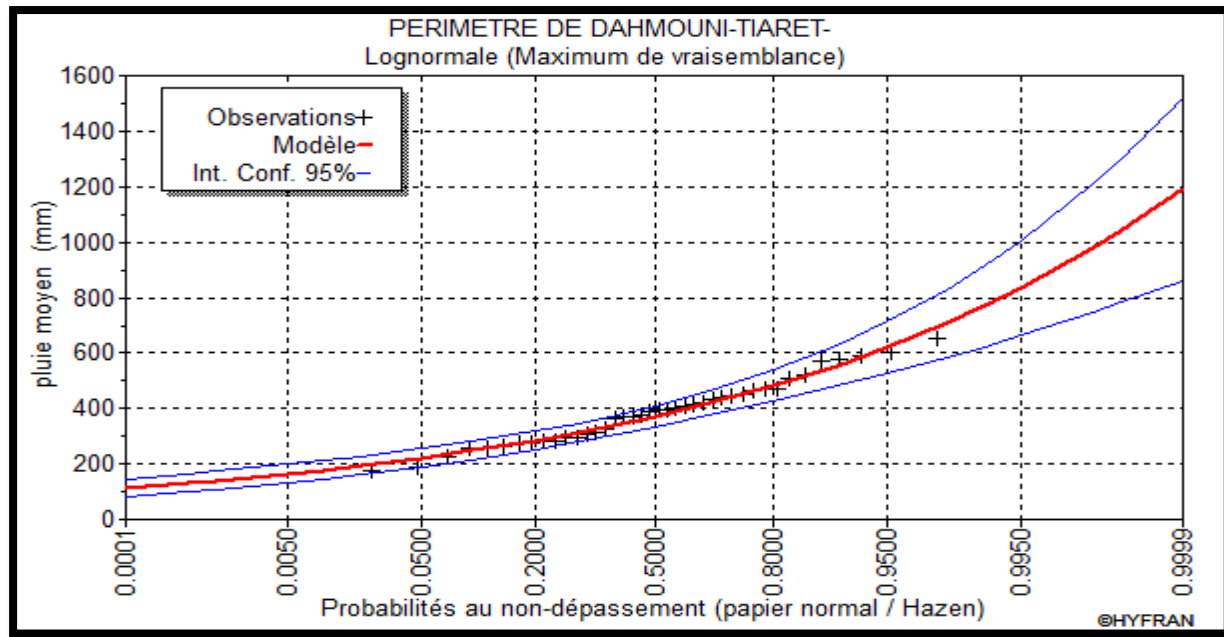


Fig. IV-3: Ajustement des pluies annuelles à la loi de Galton

IV-3-4) Détermination de l'année de calcul

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

Tableau IV-8: Ajustement à la loi de Galton

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10	0.90	554	37.3	481	628
5	0.80	483	28.0	428	538
2	0.50	371	18.4	335	407
1.25	0.2	285	16.5	252	317

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

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

$$P_{\text{théorique de 50\%}} = 371 \text{ mm}$$

$$P_{\text{théorique de 80\%}} = 285 \text{ mm}$$

$$P_{\text{moy } 80\%} = 0.768 P_{\text{moy-mensuelle}}$$

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

Mois	Jan	Fév	Mars	avri	Mai	Juin	juil.	Aou	sept	Oct	nov	déc.
Pmoy mm/mois	47,79	46,78	44,32	47,03	28,61	8,5	2,74	6,88	19,09	40,55	43,80	52,71
P _{moy80%} mm/mois	36,70	35,92	34,04	36,12	21,97	6,53	2,11	5,28	14,66	31,14	33,36	40,48

IV-4) Conclusion

L'irrigation est une solution nécessaire pour compléter les faibles apports de précipitation naturelle pendant la période sèche pour *assurer* le bon développement des cultures, et pour obtenir de bons rendements.

Les eaux du barrage de Dahmouni qui alimentent notre périmètre appartiennent à la classe C2-S1, ce sont des eaux de faible alcalinité, et salinité est modéré, avec un pH normal qui est donc compatible pour l'irrigation, les ions toxiques sont de restrictions faibles, ce qui ne constitue pas un inconvénient.

L'irrigation du périmètre à partir des eaux du barrage Dahmouni est donc sans contraintes, elle permettra l'intensification de l'agriculture dans cette région.

Chapitre V :
Calcul des
besoins en eau
des cultures

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

V-1) Introduction

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

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

V-2) Besoins en eau des cultures

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

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

V-2-1) Evapotranspiration potentielle ETP

L'évapotranspiration potentielle ETP est définie comme l'ensemble des pertes en eau d'un couvert végétal abondant bien alimenté en eau lorsque l'énergie (évaporation de l'atmosphère) est le seul facteur qui limite cette évaporation.

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique, pour ce la il faut déterminer :

V-2-2) L'évapotranspiration potentielle de référence (ET_o)

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

De façon précise, le besoin en eau est défini comme le niveau d'évapotranspiration d'une culture indemne de maladie et poussant dans une parcelle d'une surface supérieure à un hectare dans les conditions optimales de sol ; ces dernières consistent en une fertilité et une

humidité suffisante pour atteindre le potentiel de production de la culture dans le milieu considéré.

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

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

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

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

Sur la base des résultats de plusieurs études, notamment celle de (**Jensen, 1990**), la consultation d'experts menée par la FAO sur les méthodologies d'estimation des besoins en eau des cultures (**Smith 1992**), a conduit à recommander la méthode de Penman Monteith modifiée comme méthode privilégiée l'estimation de ET_0 .

V-2-3) Calcul de l'évapotranspiration de référence (ET_0) par la formule Penman-Monteith

La détermination de l'évapotranspiration de référence (ET_0) est calculée en se basant sur la formule de Penman-Monteith modifiée :

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

Avec:

ET_o : évapotranspiration de référence [mm jour⁻¹],

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

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

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

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

e_s : pression de vapeur saturante [kPa],

e_a : pression de vapeur réelle [kPa],

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

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

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

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

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

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

Tableau V-1: Evapotranspiration de référence (ET₀) de la zone d'étude selon Penman Monteith

Evapotranspiration de référence (ET ₀) (Penman et Monteith)							
Pays: ALGERIE				Station climatique : DAHMOUNI TIARET			
Mois	Temp.		Humidité	Vent	Insola	Radiation	ET ₀ -
	Min	Max					
	°C	°C	%	Km/jour	heurs MJ/ m ² .jour		mm / jour
Janvier	1.1	11.3	76	5.0	5.6	9.7	1.61
Février	1.3	13.4	72	4.5	7.1	13.4	2.15
Mars	3.4	16.4	64	4.6	7.4	16.7	3.19
Avril	4.5	18.1	63	4.9	8.5	20.8	3.92
Mai	8.9	24.0	57	4.1	9.3	23.4	5.24
Juin	13.7	30.2	43	4.0	10.9	26.2	7.35
Juillet	17	34.4	34	3.6	11.2	26.3	8.36
Août	17.4	33.9	37	3.5	9.9	23.2	7.69
Septembre	14.1	28.4	52	3.9	8.8	19.3	5.73
Octobre	9.6	22.2	63	4.1	7.5	14.7	3.72
Novembre	5.0	16.1	73	4.8	6.2	10.7	2.26
décembre	2.3	12.2	79	4.8	5.5	9.0	1.50
moyenne	8.2	21.7	59	4.3	8.2	17.8	4.39

V-2-4) L'évapotranspiration maximale (ETM ou ET_c)

L'évapotranspiration maximale d'une culture (ETM) qui régissent les besoins en eau d'une culture durant un stade végétatif donné se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ET₀ par un coefficient cultural, K_c.

$$ET_c = K_c \times ET_0$$

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

V-2-5) Efficience de l'irrigation

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

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

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

Avec: E_i : Efficience d'irrigation en (%)

E_e : Efficience de transport (%)

E_d : Efficacité de type de distribution en (%)

E_u : Efficacité de l'uniformité de la distribution.

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

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

V-3) La pluie efficace

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

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

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

Avec : A : coefficient estimé à 0,8.

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

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

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
P (mm)	36,70	35,92	34,04	36,12	21,97	6,53	2,11	5,28	14,66	31,14	33,36	40,48
P_{eff} (mm)	29,36	28,736	27,232	28,896	17,576	5,224	1,688	4,224	11,728	24,912	26,688	32,384

V-4) Choix des cultures

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

- Les conditions climatiques de la région étudiée.
- La qualité et disponibilité de l'eau d'irrigation.
- L'aptitude culturale des sols basée sur l'étude pédologique.

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses conditions du périmètre d'étude périmètre Dahmouni, nous avons tenu compte :

- De la vocation agro-alimentaire de la région.
- Du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région.
- D'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main d'œuvre actuelle dans la conduite des cultures envisagées.
- Des disponibilités des moyens de production.
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs.

Les cultures retenues doivent présenter une combinaison harmonieuse entre elles afin de bien conditionner la réussite technique et financière de notre système de culture

V-4-1) L'occupation des sols

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

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

Les scénarios d'occupation des sols retenus pour le projet sont donnés par le tableau suivant :

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

Scénario	Céréales %	Fourrages %	Maraichage %	Arboriculture %	Total %
1	70	15	10	5	100
2	40	15	35	10	100
3	35	15	35	10	100
4	25	15	45	15	100

V-4-2) Rotation des assolements

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

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

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

V-4-3) Avantages de la rotation des cultures

-Elle contribue à rompre le cycle vital des organismes nuisibles aux cultures, en particulier la succession de plantes de familles différentes (par exemple alternance de graminées et de plantes oléifères, type blé et colza) permet de rompre avec le cycle de certaines adventices ;

-grâce aux systèmes racinaires différents, le profil du sol est mieux exploré, ce qui se traduit par une amélioration des caractéristiques physiques du sol et notamment de sa structure, et donc de la nutrition des plantes ;

-L'emploi de légumineuses permet l'ajout d'azote symbiotique dans le sol. D'une façon générale, la composition des différents résidus de cultures participe à la qualité de la matière organique du sol.

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

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

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

L'assolement proposé est détaillé comme suit :

Tableau V-4 : Assolement propose pour le périmètre Dahmouni

Assolements 1	Assolements 2
Blé – Avoine	Orge en vert
Luzeerne	Blé
Ail + Oignon vert	Tomate
Pomme de terre	Haricot (s)
Tomate	Ail + Oignon vert
Arboriculture	Arboriculture

Les coefficients culturaux des cultures envisagées sont présentés dans le tableau V-4

Tableau V-5: Coefficients culturaux choisis

Culture	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Agrumes	0,9	0,9	0,9	0,8	0,75	0,75	0,5	0,55	0,6	0,8	1,1	1,1
BLE Orge				0,7	0,85	0,95	1,05	1,05	1,05	0,6		
Tomate							0,5	0,8	1,05	0,75		
P.Terre							0,5	0,8	1,05	0,75		
Luzerne						0,7	0,7	0,85	1,2	1,2	0,7	
Avoine			0,3	0,3	0,5	0,48	1,19	1,19	1,13	1,05		
Blé Tendre			0,3	0,3	0,5	0,51	1,15	1	1	1		
Oignon		0,7	1,1	1,1	0,9	0,85						
Haricot					0,75	0,8	1,1	0,95	0,7			
Ail									1	1,05	1,05	0,85

V-5) Détermination des Besoins en eau des cultures

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

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

Avec :

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

$$ETM = Kc \cdot ET_0$$

Pe_{eff} : est la pluie efficace

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

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

Avec :

H_{cc} : humidité à la capacité au champ (27%);

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (17%);

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

D_a : densité apparente (1.35);

Z : profondeur d'enracinement mm ;

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

A-Estimation des besoins en eau des céréales

Pour chaque culture on calcule les besoins suivant le stade végétatif

Tableau V-6: Calcul des besoins en eau du Blé tendre.

BLE								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/mois)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0	0	0,00	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0	0	0,00	0	0
Novembre	33,36	26,69	67,80	0,3	20,34	0,00	0	0
Décembre	40,48	32,38	45,0	0,3	13,5	13,57	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0,5	24,15	13,57	0	0
Février	35,92	28,74	64,5	0,51	32,90	18,09	0	0
Mars	34,04	27,23	95,7	1,15	110,06	27,14	55,68	74,24
Avril	36,12	28,90	117,6	1	117,6	0,00	88,704	118,27
Mai	21,97	17,58	157,2	1	157,2	0,00	139,624	186,16
Juin	6,53	5,22	220,5	1	220,5	0,00	215,276	287,03
Juillet	2,11	1,69	250,8	0	0	54,27	0	0
Août	5,28	4,22	230,7	0	0	0,00	0	0

Tableau V-7: Calcul des besoins en eau du Blé orge.

BLE orge								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0,00	0	0,00	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0,00	0	0,00	0	0
Novembre	33,36	26,69	67,80	0,70	47,46	0,00	20,77	27,69
Décembre	40,48	32,38	45,0	0,85	38,25	13,57	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0,90	48,30	13,57	0,54	0,72
Février	35,92	28,74	64,5	0,90	67,73	13,57	15,75	21
Mars	34,04	27,23	95,7	0,95	110,06	31,66	32,03	42,71
Avril	36,12	28,90	117,6	1,05	135,24	0,00	94,58	126,11
Mai	21,97	17,58	157,2	0,90	31,44	0,00	123,9	165,2
Juin	6,53	5,22	220,5	0,50	0	0,00	105,03	140,04
Juillet	2,11	1,69	250,8	0,00	0	63,32	0	0
Août	5,28	4,22	230,7	0,00	0	0,00	0	0

Tableau V-8: Calcul des besoins en eau de la vesce avoine.

VESCE AVOINE								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0,6	103,14	0,00	91,412	121,88
Octobre	31,14	24,91	111,6	0,9	100,44	0,00	75,528	100,70
Novembre	33,36	26,69	67,80	1	67,8	0,00	41,112	54,82
Décembre	40,48	32,38	45,0	1,1	49,5	22,35	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	1,1	53,13	22,35	1,4188	1,89
Février	35,92	28,74	64,5	1,2	77,4	44,70	3,9616	5,28
Mars	34,04	27,23	95,7	1	95,7	44,70	23,7656	31,69
Avril	36,12	28,90	117,6	0	0	89,40	0	0
Mai	21,97	17,58	157,2	0	0	89,40	0	0
Juin	6,53	5,22	220,5	0	0	89,40	0	0
Juillet	2,11	1,69	250,8	0	0	89,40	0	0
Août	5,28	4,22	230,7	0	0	0,00	0	0

B-Estimation des besoins en eau des culture maraichères**Tableau V-9:** Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (de saison).

P.terre								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0,00	0	0,00	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0,00	0	0,00	0	0
Novembre	33,36	26,69	67,80	0,00	0	0,00	0	0
Décembre	40,48	32,38	45,0	0,00	0	0,00	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0,00	0	0,00	0	0
Février	35,92	28,74	64,5	0,00	0	10,00	0	0
Mars	34,04	27,23	95,7	0,75	71,775	0,00	44,543	59,39
Avril	36,12	28,90	117,6	1,05	129,36	0,00	94,584	126,11
Mai	21,97	17,58	157,2	1,00	188,64	0,00	139,624	186,16
Juin	6,53	5,22	220,5	0,70	165,375	0,00	149,126	198,83
Juillet	2,11	1,69	250,8	0,00	0	0,00	0	0
Août	5,28	4,22	230,7	0,00	0	0,00	0	0

Tableau V-10: Calcul des besoins en eau de la tomate

TOMATE								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0	0	0,0	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0	0	0,0	0	0
Novembre	33,36	26,69	67,80	0	0	0,0	0	0
Décembre	40,48	32,38	45,0	0	0	0,0	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0	0	0,0	0	0
Février	35,92	28,74	64,5	0	0	0,0	0	0
Mars	34,04	27,23	95,7	0,5	47,85	10,0	10,618	14,16
Avril	36,12	28,90	117,6	0,8	94,08	0,0	65,184	86,91
Mai	21,97	17,58	157,2	1,05	165,06	0,0	147,484	196,64
Juin	6,53	5,22	220,5	0,75	165,38	0,0	160,2	213,6
Juillet	2,11	1,69	250,8	0	0	0,0	0	0
Août	5,28	4,22	230,7	0	0	0,0	0	0

Tableau V-11: Calcul des besoins en eau de l'Oignon

Oignon								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0	0	0,0	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0.7	78.12	0,0	53,208	70,94
Novembre	33,36	26,69	67,80	1.1	74.58	0,0	47,892	63,866
Décembre	40,48	32,38	45,0	1.1	49.5	0,0	17,116	22,82
Janvier	36,7	29,36	48,3	0.9	43.47	0,0	14,11	18,81
Février	35,92	28,74	64,5	0.85	54.82	10,0	16,089	21,45
Mars	34,04	27,23	95,7	0	0	0,0	0	0
Avril	36,12	28,90	117,6	0	0	58,7	0	0
Mai	21,97	17,58	157,2	0	0	88,1	0	0
Juin	6,53	5,22	220,5	0	0	88,1	0	0
Juillet	2,11	1,69	250,8	0	0	0,0	0	0
Août	5,28	4,22	230,7	0	0	0,0	0	0

Tableau V-12: Calcul des besoins en eau d'Ail

Ail								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0	0	0,0	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0	0	0,0	0	0
Novembre	33,36	26,69	67,80	0	0	0,0	0	0
Décembre	40,48	32,38	45,0	0	0	0,0	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0	0	0,0	0	0
Février	35,92	28,74	64,5	0	0	10,0	0	0
Mars	34,04	27,23	95,7	0	0	0,0	0	0
Avril	36,12	28,90	117,6	0	0	88,1	0	0
Mai	21,97	17,58	157,2	1	157,2	88,1	27,9736	37,30
Juin	6,53	5,22	220,5	1,05	231,53	0,0	193,226	257,63
Juillet	2,11	1,69	250,8	1,05	263,34	0,0	224,032	298,71
Août	5,28	4,22	230,7	0,85	196,10	0,0	180,336	240,45

Tableau V-13: Calcul des besoins en eau de Haricot

Haricot								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0	0	0,0	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0	0	0,0	0	0
Novembre	33,36	26,69	67,80	0	0	0,0	0	0
Décembre	40,48	32,38	45,0	0	0	0,0	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0,75	36,23	0,0	6,865	9,15
Février	35,92	28,74	64,5	0,8	51,6	0,0	22,864	30,48
Mars	34,04	27,23	95,7	1,1	105,27	10,0	68,038	90,72
Avril	36,12	28,90	117,6	0,95	111,72	0,0	82,824	110,43
Mai	21,97	17,58	157,2	0,7	110,04	0,0	92,464	123,28
Juin	6,53	5,22	220,5	0	0	0,0	0	0
Juillet	2,11	1,69	250,8	0	0	146,8	0	0
Août	5,28	4,22	230,7	0	0	0,0	0	0

C-Estimation des besoins en eau des fourrages

Tableau V-14: Calcul des besoins en eau de Luzerne.

Luzerne								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
Septembre	14,66	11,73	171,9	0,0	0	0,0	0	0
Octobre	31,14	24,91	111,6	0	0	0	0	0
Novembre	33,36	26,69	67,80	0	0	0	0	0
Décembre	40,48	32,38	45,0	0	0	0	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0	0	0	0	0
Février	35,92	28,74	64,5	0,6	38,7	10	0	0
Mars	34,04	27,23	95,7	0,6	82,32	0	30,188	40,25
Avril	36,12	28,90	117,6	0,7	82,32	0	53,424	71,23
Mai	21,97	17,58	157,2	1	157,2	0	139,624	186,16
Juin	6,53	5,22	220,5	1	220,5	0	215,276	287,03
Juillet	2,11	1,69	250,8	0,7	175,56	0	173,872	231,83
Août	5,28	4,22	230,7	0	0	0	0	0

D-Estimation des besoins en eau de l'Arboriculture

Tableau V-15: Calcul des besoins en eau d'Agrumes

AGRUMES								
Mois	Pluie (mm)	Pluie eff (mm)	ETO (mm/j)	Kc	ETM	RFU réelle	Besoin net (mm)	Besoin bruts (mm)
	14,66	11,73	171,9	0,8	154,71	0,0	125,8	167,73
Octobre	31,14	24,91	111,6	0,7	100,44	0	53,21	70,95
Novembre	33,36	26,69	67,80	0,7	54,24	53,46	0	0
Décembre	40,48	32,38	45,0	0,7	36,00	53,46	0	0
Janvier	36,7	29,36	48,3	0,7	36,23	53,46	0	0
Février	35,92	28,74	64,5	0,7	48,38	53,46	0	0
Mars	34,04	27,23	95,7	0,7	47,85	0	39,76	53,01
Avril	36,12	28,90	117,6	0,7	64,68	0	53,42	71,23
Mai	21,97	17,58	157,2	0,7	94,32	0	92,46	123,28
Juin	6,53	5,22	220,5	0,7	176,40	0	149,13	198,84
Juillet	2,11	1,69	250,8	0,7	225,72	0	173,87	231,83
Août	5,28	4,22	230,7	0,7	207,63	0	157,27	209,69

V-5-1) Calcul des besoins en eau pour les Assolements 1 et 2

Tableau V-16: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1

Mois	Blé	Avoine	Luzerne	p.terre	Ail	Oignon	tomate	Arboriculture	Total
Septembre	0	121,88	0	0	0	0	0	167,73	289,61
Octobre	0	100,70	0	0	0	70,94	0	70,95	242,59
Novembre	0	54,82	0	0	0	63,866	0	0	118,686
Décembre	0	0	0	0	0	22,82	0	0	22,82
Janvier	0	1,89	0	0	0	18,81	0	0	20,7
Février	0	5,28	0	0	0	21,45	0	0	26,73
Mars	74,24	31,69	40,25	59,39	0	0	14,16	53,01	272,74
Avril	118,27	0	71,23	126,11	0	0	86,91	71,23	473,75
Mai	186,16	0	186,16	186,16	37,30	0	196,64	123,28	915,7
Juin	287,03	0	287,03	198,83	257,63	0	213,6	198,84	1442,96
Juillet	0	0	231,83	0	298,71	0	0	231,83	762,37
Août	0	0	0	0	240,45	0	0	209,69	450,14

Tableau V-17: Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2

Mois	Orge	Blé	Tomate	Haricot	Ail	oignon	Arboriculture	Total
Septembre	0	0	0	0	0	0	167,73	167,73
Octobre	0	0	0	0	0	70,94	70,95	141,89
Novembre	27,69	0	0	0	0	63,866	0	91,556
Décembre	0	0	0	0	0	22,82	0	22,82
Janvier	0,72	0	0	9,15	0	18,81	0	28,68
Février	21	0	0	30,48	0	21,45	0	72,93
Mars	42,71	74,24	14,16	90,72	0	0	53,01	274,84
Avril	126,11	118,27	86,91	110,43	0	0	71,23	512,95
Mai	165,2	186,16	196,64	123,28	37,30	0	123,28	831,86
Juin	140,04	287,03	213,6	0	257,63	0	198,84	1097,14
Juillet	0	0	0	0	298,71	0	231,83	530,54
Août	0	0	0	0	240,45	0	209,69	450,14

V-5-2) Calcul du débit spécifique

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture évalués précédemment à partir de la répartition culturale. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle.

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

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

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

N_i : nombre des heures d'irrigation=24h

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

E_i : Efficience d'irrigation

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de juin (Assolement 1), soient donc **1442,96mm/mois**

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

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

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

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

Pour y remédier, on prend le débit spécifique moyen des cultures :

Le débit spécifique moyen est de : 0.83 l/s/ha

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

Donc le débit spécifique pour le périmètre du Dahmouni est de **0.83**l/s/ha.

V-5-3) Evaluation du débit caractéristique

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

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

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

S : la superficie totale à irriguer = 1300ha

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 0.83 \cdot 1300 = \mathbf{1079 \text{ l/s}}$$

V-6) Estimation des besoins en eau totaux du périmètre

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

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

Tableau V -18: Besoin en eau d'irrigation des cultures

Assolement 1					
Culture	superficies (ha)	Besoins nets (mm)	Efficiencie	Besoins bruts (m ³ /ha)	Besoins totaux (m ³)
Blé	545,36	499,292	0,75	6657,23	3630586,95
Avoine	389,64	553,7245	0,75	7382,99	2876708,22
Luzerne	88,37	612,384	0,75	8165,12	721551,654
Ail	25,63	355,286	0,75	4737,14667	121413,069
p.terre	133,64	427,88	0,75	5705,03	762420,209
oignon	24,24	355,286	0,75	4737,14667	114828,435
Tomate	28,12	383,437	0,75	5112,49333	143763,312
arboriculture	65	844,91	0,75	11265,4667	732255,336
				TOTAL	9103527,19

On remarque que le volume total des besoins en eau de notre périmètre est de 9103527 m³. Ce volume peut être déduit du barrage de Dahmouni puisque le volume régularisé est de 36,44Hm³ et le volume alloué à l'irrigation est de 10 hm³/an.

V-7) Conclusion

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

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

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

Chapitre VI :
Etude du système
d'adduction

Chapitre VI : Etude du système d'adduction

VI-1) Introduction

Notre attention dans ce chapitre s'est accentué à la mise au point d'une méthodologie d'optimisation du réseau de distribution de l'irrigation, car le développement de ces réseaux de desserte, par les conduites sous pression, est lié principalement à la rationalisation de la ressource en eau et particulièrement la généralisation des méthodes d'irrigation modernes.

Aussi nous allons aborder dans ce chapitre, le dimensionnement des différents ouvrages de l'adduction, de stockage et de distribution.

VI-2) Présentation du projet d'extension de périmètre Dahmouni

Dans le cadre du développement et de l'amélioration de la gestion des grands périmètres d'irrigation de l'Ouest Algérien, on s'est intéressé à la réhabilitation du périmètre Dahmouni situé dans la wilaya de Tiaret. Ce périmètre englobe trois (3) secteurs d'aménagement hydro agricole couvrant une superficie totale d'environ 4.700ha, qui est répartie par secteur comme suit :

- Secteur « Amont rive droite » 1.400Ha
- Secteur « Amont rive gauche » (1^{er} extension) 1.300 Ha
- Secteur « aval » (2^{eme} extension) 2000Ha

Dans cette thèse, notre étude est basée sur l'aménagement hydro agricole du secteur amont en rive gauche 1^{er} extension. La totalité de la superficie de la zone d'étude est incluse dans le territoire de la commune de Sabaine, wilaya de Tiaret.

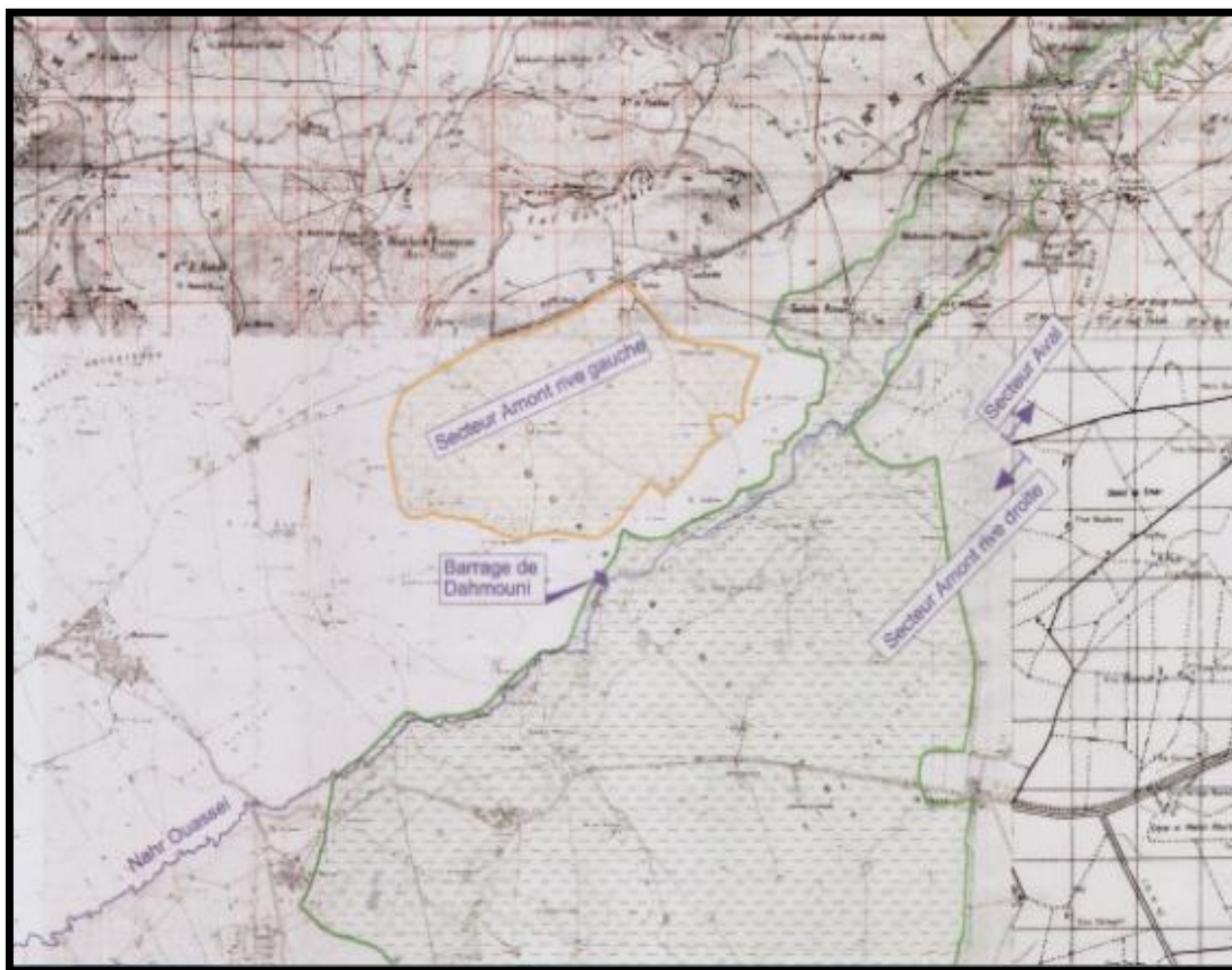


Fig. VI-1:Présentation du périmètre Dahmouni et ses trois secteurs

VI-3) Organisation du périmètre : Ilots d'irrigation

Le terme « îlot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimentée par une seule prise d'irrigation qui représente le point limite du système de distribution ou l'administration du réseau d'irrigation intervenant dans la gestion de l'eau.

La taille des îlots d'irrigation varie selon les possibilités pratiques de découpage des ilots en fonction de la situation foncière existante.

VI-3-1) Implantation des bornes (Plan de bornage)

Le plan de bornage est le plan d'implantation des différentes bornes du réseau. Il est le résultat d'un compromis entre l'intérêt des utilisateurs (qui souhaiteraient disposer d'une borne chacun, idéalement située par rapport à leur îlot d'exploitation) et celui de l'organisme d'aménagement, qui cherche à en limiter le nombre (de manière à diminuer le coût du réseau collectif).

VI-3-1-a) Rôle et fonction de la borne d'irrigation

La borne d'irrigation constitue un appareil compact, plus particulièrement étudié pour les réseaux fonctionnant à la demande, et cumulant les fonctions suivantes :

- Desserte de l'eau à un ou plusieurs usagers disposant chacun d'une prise individuelle.
- Régulation de la pression avale, de manière à assurer au matériel mobile d'irrigation des conditions de fonctionnement stable, quelque soit l'état de la demande sur le reste du réseau.
- Limitation du débit prélevé, et comptage des volumes débités par chaque prise.

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

- Pour les zones de petites et moyennes exploitations :

- Une prise par îlot d'exploitations ;
- Quatre (04) prises maximum sur une même borne ;
- Bornes implantées en limites d'îlots ;
- Dénivelée maximum de 5 m entre les points les plus hauts et les plus bas du bloc d'îlots

- Pour les zones à grande exploitation :

- La borne se situe au centre de l'îlot ;
- 4prises sur les mêmes bornes.

VI-3-2) Tracé du réseau

Une fois qu'on a établi le plan de bornage, il est exigé de relier le plus économiquement possible les différentes bornes à l'origine du réseau (réservoir de mise en charge, station de pompage, etc.)

La méthode classiquement mise en œuvre comprend trois phases successives :

VI-3-2-1) 1re phase tracé par proximité

Nous recherchons tout d'abord le tracé de longueur minimum ayant pour sommets les seules bornes du réseau. On peut utiliser à cette fin une adaptation pratique d'un algorithme classique de la théorie des graphes, l'algorithme de Kruskal pour améliorer le tracé.

VI-3-2-2) 2ème phase : Tracé à 120°

En créant de nouveaux sommets distincts des bornes, on peut améliorer le tracé précédent en diminuant sa longueur. Les sommets ont au maximum trois arêtes incidentes et les angles des arêtes incidentes sont égaux à 120°.

VI-4-2-3) 3èmes phases : tracé économique :

Le tracé à 120° correspond au tracé de longueur minimum après création éventuelle de sommets intermédiaires distincts des bornes. Il est possible de raccourcir la longueur des conduites de diamètre important, quitte à augmenter celles de petit diamètre.

VI-4) Modalités de distribution**VI-4-1) Distribution à la demande :**

Cette technique laissant le choix à l'agriculteur d'utiliser sa propre borne ou prise d'irrigation en temps opportun. C'est le mode le plus couramment retenu, néanmoins, très complexe, car les appels de débits sont totalement aléatoires.

VI-4-2) Distribution au tour d'arrosage:**VI-5-4-1) L'irrigation avec un tour d'arrosage :**

C'est un mode de desserte spécifique et très rigide, à module fixe et uniforme sur tout le réseau, chaque irrigant pourra irriguer au cours d'un tour d'eau, pendant une durée proportionnelle à la surface irriguée.

VI-5-4-2) L'irrigation avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau :

Dans ce cas, les conduites de desserte sont calculées de manière à obtenir un fonctionnement continu au cours du tour d'eau et en fonction de la surface irriguée.

L'inconvénient de ce mode, est le respect de tour d'arrosage, qui nous mène à concevoir un organisme de contrôle. On distingue :

A- Tour d'arrosage à la borne :

Chacune des bornes du réseau reçoit un débit correspondant au débit fictif continu des superficies irriguées qu'elles desservent, chaque borne est équipée d'un limiteur de débit commun aux différentes prises.

B- Tour d'arrosage à l'antenne :

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles lors de l'application des modalités précédentes, pourront être trop faibles, d'où l'option de regrouper plusieurs bornes sur une seule antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées, desservies par cette antenne, constituera le module d'irrigation délivré aux différentes prises de l'antenne.

VI -5) Calcul du débit aux bornes :

Le débit de chaque borne pouvant desservir un ilot est formulé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S$$

Q_b = Débit de chaque ilot (l/s)

q_s = Débit spécifique (l/s/ha)

S = Superficie de l'ilot (ha)

VI-5-1) Choix du diamètre de la borne

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

Tableau VI-1 : Choix du diamètre de la borne.

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

Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau V-2 :

Tableau VI-2 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne.

N° de la borne	N° des ilots	surface des ilots (ha)	débit spécifique	débit brute des ilots l/s	Débit de la borne l/s	Diamètre de la borne mm
B1	1	15,42	0,83	12,80	22,06	150
	2	11,16	0,83	9,26		
B2	3	9,86	0,83	8,18	17,81	100
	4	11,60	0,83	9,63		
B3	5	8,53	0,83	7,08	15,13	100
	6	9,70	0,83	8,05		
B4	7	43,36	0,83	35,99	35,99	200
B5	8	31,20	0,83	25,90	25,90	200
B6	9	27,36	0,83	22,71	22,71	150
B7	10	17,62	0,83	14,62	14,62	100
B8	11	36,31	0,83	30,14	30,14	200
B9	12	21,39	0,83	17,75	17,75	100
B10	13	14,57	0,83	12,09	12,09	100
B11	14	14,37	0,83	11,93	25,91	200
	15	16,85	0,83	13,99		
B12	16	14,07	0,83	11,68	11,68	100
B13	17	19,31	0,83	16,03	16,03	200
B14	18	11,24	0,83	9,33	9,33	100
B15	19	4,38	0,83	3,64	17,98	100
	20	7,41	0,83	6,15		
	21	9,87	0,83	8,19		

Tableau VI-2 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne (suite).

N° de la borne	N° des ilots	surface des ilots (ha)	débit spécifique	débit brute des ilots l/s	Débit de la borne L/S	Diamètre de la borne mm
B16	22	2,79	0,83	2,32	11,46	100
	23	4,04	0,83	3,35		
	24	6,98	0,83	5,79		
B17	25	7,87	0,83	6,53	18,87	100
	26	7,72	0,83	6,41		
	27	7,15	0,83	5,93		
B18	28	25,23	0,83	20,94	20,94	150
B19	29	14,47	0,83	12,01	18,75	100
	30	8,12	0,83	6,74		
B20	31	4,21	0,83	3,49	10,49	100
	32	8,43	0,83	7,00		
B21	33	4,02	0,83	3,34	14,87	100
	34	5,58	0,83	4,63		
	35	8,31	0,83	6,90		
B22	36	18,98	0,83	15,75	15,75	150
B23	37	22,17	0,83	18,40	18,40	150
B24	38	5,96	0,83	4,95	19,12	150
	39	7,47	0,83	6,20		
	40	9,61	0,83	7,98		
B25	41	9,02	0,83	7,49	12,21	100
	42	5,69	0,83	4,72		
B26	43	15,24	0,83	12,65	24,00	150
	44	13,67	0,83	11,35		
B27	45	26,89	0,83	22,32	22,32	150
B28	46	38,43	0,83	31,90	31,90	200
B29	47	18,62	0,83	15,45	15,45	100
B30	48	11,73	0,83	9,74	18,94	150
	49	11,09	0,83	9,20		
B31	50	14,11	0,83	11,71	11,71	100
B32	51	18,13	0,83	15,05	15,05	100
B33	52	15,91	0,83	13,21	13,21	100
B34	53	5,81	0,83	4,82	12,87	100
	54	2,46	0,83	2,04		
	55	7,24	0,83	6,01		
B35	56	12,09	0,83	10,03	10,03	100
B36	57	10,88	0,83	9,03	12,91	100
	58	4,67	0,83	3,88		
B37	59	19,37	0,83	16,08	16,08	100
B38	60	12,86	0,83	10,67	21,26	150
	61	12,75	0,83	10,58		

Tableau VI-2 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne (suite).

N° de la borne	N° des ilots	surface des ilots (ha)	débit spécifique	débit brute des ilots l/s	Débit de la borne L/S	Diamètre de la borne mm
B39	62	8,41	0,83	6,98	14,33	100
	63	8,86	0,83	7,35		
B40	64	18,18	0,83	15,09	15,09	100
B41	65	5,83	0,83	4,84	18,42	100
	66	10,50	0,83	8,72		
	67	5,86	0,83	4,86		
B42	68	3,65	0,83	3,03	12,67	100
	69	11,61	0,83	9,64		
B43	70	6,38	0,83	5,30	21,63	150
	71	19,68	0,83	16,33		
B44	72	5,29	0,83	4,39	8,14	100
	73	4,52	0,83	3,75		
B45	74	3,36	0,83	2,79	11,42	100
	75	3,06	0,83	2,54		
	76	3,38	0,83	2,81		
	77	3,96	0,83	3,29		
B46	78	23,80	0,83	19,75	19,75	150
B47	79	8,42	0,83	6,99	14,28	100
	80	1,69	0,83	1,40		
	81	7,09	0,83	5,88		
B48	82	18,01	0,83	14,95	14,95	100
B49	83	5,77	0,83	4,79	12,84	100
	84	3,10	0,83	2,57		
	85	6,60	0,83	5,48		
B50	86	25,08	0,83	20,82	20,82	150
B51	87	7,27	0,83	6,03	14,71	100
	88	4,29	0,83	3,56		
	89	6,16	0,83	5,11		
B52	90	4,13	0,83	3,43	8,72	100
	91	6,38	0,83	5,30		
B53	92	10,73	0,83	8,91	13,11	100
	93	5,07	0,83	4,21		
B54	94	2,56	0,83	2,12	10,66	100
	95	3,39	0,83	2,81		
	96	3,61	0,83	3,00		
	97	3,28	0,83	2,72		
B55	98	3,62	0,83	3,00	13,60	100
	99	3,38	0,83	2,81		
	100	9,39	0,83	7,79		
B56	101	2,45	0,83	2,03	11,11	100
	102	4,74	0,83	3,93		
	103	1,92	0,83	1,59		
	104	4,28	0,83	3,55		

Tableau VI-2 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne (suite).

N° de la borne	N° des ilots	surface des ilots (ha)	débit spécifique	débit brute des ilots l/s	Débit de la borne L/S	Diamètre de la borne mm
B56	101	2,45	0,83	2,03	11,11	100
	102	4,74	0,83	3,93		
	103	1,92	0,83	1,59		
	104	4,28	0,83	3,55		
B57	105	2,64	0,83	2,19	14,83	100
	106	5,79	0,83	4,81		
	107	4,63	0,83	3,84		
	108	4,81	0,83	3,99		
B58	109	3,48	0,83	2,89	13,71	100
	110	5,05	0,83	4,19		
	111	7,99	0,83	6,63		
B59	112	17,15	0,83	14,23	14,23	100
B60	113	5,61	0,83	4,66	13,52	100
	114	10,68	0,83	8,86		
B61	115	8,44	0,83	7,01	23,18	150
	116	5,30	0,83	4,40		
	117	7,81	0,83	6,48		
	118	6,38	0,83	5,30		
B62	119	22,42	0,83	18,61	18,61	100
B63	120	11,89	0,83	9,87	15,21	150
	121	2,82	0,83	2,34		
	122	3,62	0,83	3,00		
B64	123	4,02	0,83	3,34	8,60	100
	124	6,34	0,83	5,26		
B65	125	3,77	0,83	3,13	10,90	100
	126	3,09	0,83	2,56		
	127	3,96	0,83	3,29		
	128	2,31	0,83	1,92		
B66	129	4,74	0,83	3,93	8,23	100
	130	5,17	0,83	4,29		

VI-5-2) Conclusion

Au total, le périmètre exige pour le secteur amont 66 bornes pour permettre l'alimentation de l'ensemble des parcelles sur une surface de 1300 ha.

VI-6) Schéma d'aménagement hydro-agricole Variantes d'aménagement

Etant donné la présence du périmètre en amont du barrage Dahmouni, on présente la variante retenue qui nous semble la plus plausible, et cela vu la situation topographique et foncière du périmètre :

A) Schéma d'adduction

Conformément au schéma de la variante retenue, l'eau d'irrigation est pompée à partir d'une bache de reprise, une station de pompage sera implantée en amont du barrage de Dahmouni et destinée à refouler l'eau vers un réservoir de distribution qui sera réalisé à la cote 1006 m permettant ainsi d'assurer une pression suffisante au niveau de la borne la plus défavorisée. Cette pression permettra l'utilisation des équipements d'irrigation.

La conduite de refoulement d'une longueur de 6310 m est prévue en PEHD PN16.

B) Schéma de distribution

Une conduite enterrée en PEHD, PN16 bars, partira du réservoir et permettra d'alimenter les bornes et les parcelles par une distribution gravitaire. Le schéma d'adduction et de refoulement est détaillé dans la figure VI-2 :

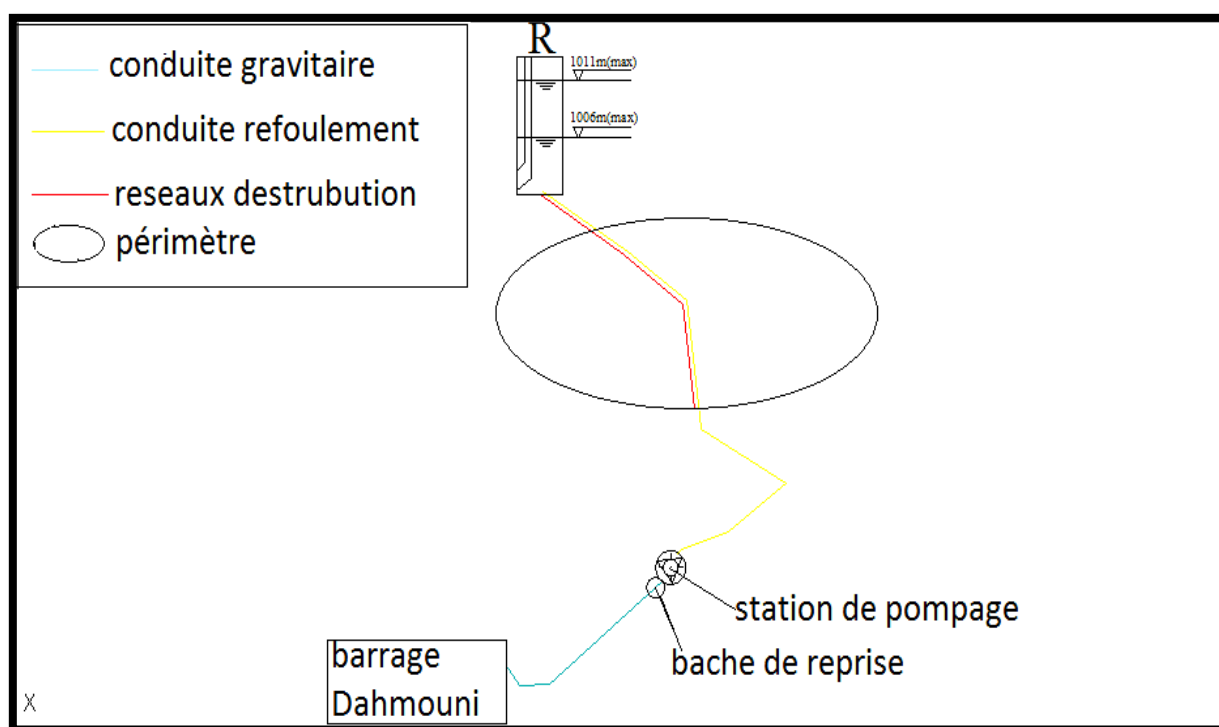


Fig. VI-2. : Schéma d'aménagement hydro-agricole du périmètre Dahmouni

Le système d'adduction est détaillé comme suit :

A-1) Le barrage de Dahmouni

Le barrage a une capacité de stockage de 40,58 hm³ qui est destiné pour l'irrigation du périmètre de Dahmouni situé en amont et en aval du barrage suivant les secteurs.

A-2) La bêche de reprise.

La bêche de reprise est raccordée à la conduite de vidange de fond de la retenue avec une adduction gravitaire, elle présente les caractéristiques suivantes :

Tableau VI-3 : Caractéristiques de la bêche de reprise

Cote PHE	Cote PBE
906.2 m	912.5 m

A-3) Station de pompage.

La station de pompage (SP) du périmètre est située à l'aval immédiat du barrage Dahmouni sur la rive droite de l'oued. Les pompes sont alimentées par la bêche de reprise.

A-4) Réservoir de distribution.

C'est le bassin d'accumulation alimenté par la station de pompage, il a pour rôle de stocker l'eau et de la distribuer gravitairement aux différentes parcelles du périmètre. Ce réservoir a les caractéristiques suivantes :

Tableau VI-4 : Caractéristiques du bassin de régulation

Cote PHE	Cote PBE
1011 m	1005 m

VI-7) Dimensionnement de conduit gravitaire (barrage-bêche de reprise)

VI-7-1) Caractéristiques de la conduite gravitaire

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire du barrage vers la bêche, on a utilisé la formule de perte de charge de Darcy-Weisbach, détaillée comme suit :

$$\Delta H_t = \frac{K^* L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de pertes de charge ;

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;($L_g=630m$)

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;($Q=1,079m^3/s$)

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires. Dans le cas des adductions.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

ΔH_t : Charge disponible (m) ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite gravitaire (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e\varepsilon}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite gravitaire (m) ;

$L_{e\varepsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Tableau VI-5. Coefficients K' , m, β pour différents types de matériau:

Tuyau	Acier et fonte	Amiante-ciment	Plastique
K'	0,00179 - 0,001735	0,00118	0,001052
M	5,1 - 5,3	4,89	4,772
β	1,9 - 2	1,85	2

Pour notre cas, nous avons choisi la fonte pour ses avantages hydrauliques et sa disponibilité sur le marché, donc nous avonsLe diamètre de la conduite gravitaire est estimé par la formule suivante :

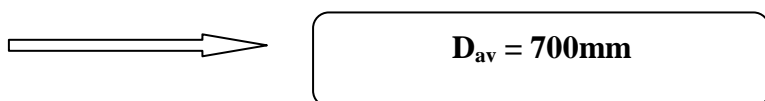
$$D_{av} = m \sqrt{\frac{K' * L_e * Q_{car}^\beta}{\Delta H_t}}$$

Détermination des pertes de charge totales :

$$L_e = 1,15 \times L_g = 1,15 \times 630 = 724,5m$$

$$\Delta H_t = C_B - C_{B.R} = 912,5 - 902,5 = 10m$$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 724,5 \times (1,079)^2}{10}} = 0,696m .$$



VI-8) Dimensionnement du Bâche de reprise (Bâche de la SP)

A partir de la vidange de fond une conduite alimente la bâche de reprise, étant donné sa topographie, elle sera alimentée de façon gravitaire. Cette conduite d'adduction doit présenter des dimensions suffisantes pour éviter tout dysfonctionnement d'alimentation en période de pointe.

Le débit journalier entrant dans la bâche de reprise (B.R) pendant 24h est de 93225,6 m3/j, pour un temps de fonctionnement de la station de pompage de 22h.

Dimensionnement de la bâche de reprise par la méthode de bilan d'eau.

Tableau VI-6 :Bilan des apports et des sorties pendant 24 h.

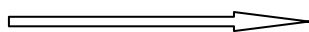
Heure (h)	Apport (%)	distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume restant(%)
1	4.17	4.55	-	0.38	0.38
2	4.17	4.55	-	0.38	0.71
3	4.17	4.55	-	0.38	1.09
4	4.17	4.55	-	0.38	1.47
5	4.17	4.55	-	0.38	1.85
6	4.17	4.55	-	0.38	2.27
7	4.17	4.55	-	0.38	2.65
8	4.17	4.55	-	0.38	3.03
9	4.17	4.55	-	0.38	3.41
10	4.17	4.55	-	0.38	3.79
11	4.17	4.55	-	0.38	4.17
12	4.17	-	4.17	-	0
13	4.17	4.55	-	0.38	0.38
14	4.17	4.55	-	0.38	0.71
15	4.17	4.55	-	0.38	1.09
16	4.17	4.55	-	0.38	1.47

Tableau VI-6 : Bilan des apports et des sorties pendant 24 h (suite)

Heure (h)	Apport (%)	distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume restant (%)
16	4.17	4.55	-	0.38	1.47
17	4.17	4.55	-	0.38	1.85
18	4.17	4.55	-	0.38	2.27
19	4.17	4.55	-	0.38	2.65
20	4.17	4.55	-	0.38	3.03
21	4.17	4.55	-	0.38	3.41
22	4.17	4.55	-	0.38	3.79
23	4.17	4.55	-	0.38	4.17
24	4.17	-	4.17	-	0

Calcul de volume de bache de reprise :

$$V_{br} = \frac{4.17 * 93225,6}{100} = 3887,51 \text{ m}^3$$



$$V_{\text{bache de reprise}} = 3900 \text{ m}^3$$

VI-9) Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution)

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

VI-9-1) Caractéristique de la conduite de refoulement

Le dimensionnement de la conduite de refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle de l'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un diamètre économique pour la conduite de refoulement.

VI-9 -2) Calcul du diamètre économique

Pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement, on utilise les deux formules approchées :

- Le débit d'équipement
- Le diamètre avec la formule de Bonin comme première approximation

-Calcul du débit d'équipement :

$$Q_{eq} = \alpha \cdot Q_{max.j}$$

α : Coefficient de correction,

$\alpha = (1.04 \text{ à } 1.08)$,

$$Q_{eq} = 1,12 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La station de pompage refoule un débit de $1,12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de Bonin pour une première approximation :

$$D = \sqrt[0.5]{Q}$$

Avec: D : Diamètre intérieur de la conduite en m

Q : Débit véhiculé par la conduite en m^3/s

Donc nous avons : $D = (1,079)^{0.5}$

$$D = 1,0387 \text{ m}$$

Le diamètre calculé obtenu est de 1000 mm. Cependant, ce diamètre paraît important, une analyse technico-économique, incluant plusieurs paramètres, devra nous orienter vers le meilleur diamètre.

A-Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique (Hg) est la différence d'altitude entre la cote d'arrivée (réservoir) et celle de départ (niveau minimum de la bache d'eau). Elle est calculée comme suit :

La hauteur géométrique maximale est ainsi de $1011 - 902.2 = 108.8 \text{ m}$

La hauteur géométrique minimale est de $1011 - 906.2 = 104.8 \text{ m}$

Donc la hauteur géométrique moyenne est de : 106.8 m .

B-Calcul des pertes de charge totales**B-1) pertes de charge linéaires :**

Les pertes de charge sont calculées comme suit :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

L : longueur du tronçon en (m).

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) :

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

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

ξ : Rugosité absolue ; 0,046 mm. (Conduite en font)

B-2) Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longe.

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

C) Calcul du diamètre économique**C-1) Calcul de la HMT :**

Tableau VI-7 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_l (m)	HMT (m)
650	3,381	0,011418	0,010239	6061	68,27	175,07
700	2,915	0,011264	0,006974	6061	46,49	153,29
800	2,232	0,010994	0,003491	6061	23,28	130,08
900	1,763	0,010765	0,001897	6061	12,65	119,45
1000	1,428	0,010565	0,001099	6061	7,33	114,13
1200	0,992	0,010232	0,000428	6061	2,85	109,65

C-2) Calcul des frais d'exploitations :

Tableau VI- 8: Calcul des dépenses énergétiques annuelles en fonction des diamètres

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
650	2439,506	19589233,94	91 481 722,48
700	2136,097	17152863,98	80 103 874,79
800	1812,569	14554929,08	67 971 518,79
900	1664,448	13365521,61	62 416 985,90
1000	1590,352	12770534,56	59 638 396,39
1200	1527,974	12269638,81	57 299 213,24

C-3) Calcul du prix de revient :

Tableau VI-9 : Calcul du prix de revient des diamètres de la conduite

Diamètre en (mm)	Prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	L (m)	prix totale	A	F _{inves} (DA)
650	1683,43	28000	6061	29683,43	0,08882	15981056,28
700	1742,29	32000	6061	33742,29	0,08882	18166277,81
800	1786,2	39000	6061	40786,2	0,08882	21958599,72
900	1833,37	47000	6061	48833,37	0,08882	26291059,84
1000	1861,1	55000	6061	56861,1	0,08882	30613053,8
1200	2040	61000	6061	63040	0,08882	33939668,97

C-4) Choix de diamètre

Tableau VI-10 : Bilan technico-économique des diamètres choisis

Diamètre en (mm)	Investissement	Exploitation	Bilan
650	15981056,28	91481722,48	107462778,8
700	18166277,81	80103874,79	98270152,6
800	21958599,72	67971518,79	89930118,51
900	26291059,84	62416985,9	88708045,75
1000	30613053,8	59638396,39	90251450,19
1200	33939668,97	57299213,24	91238882,21

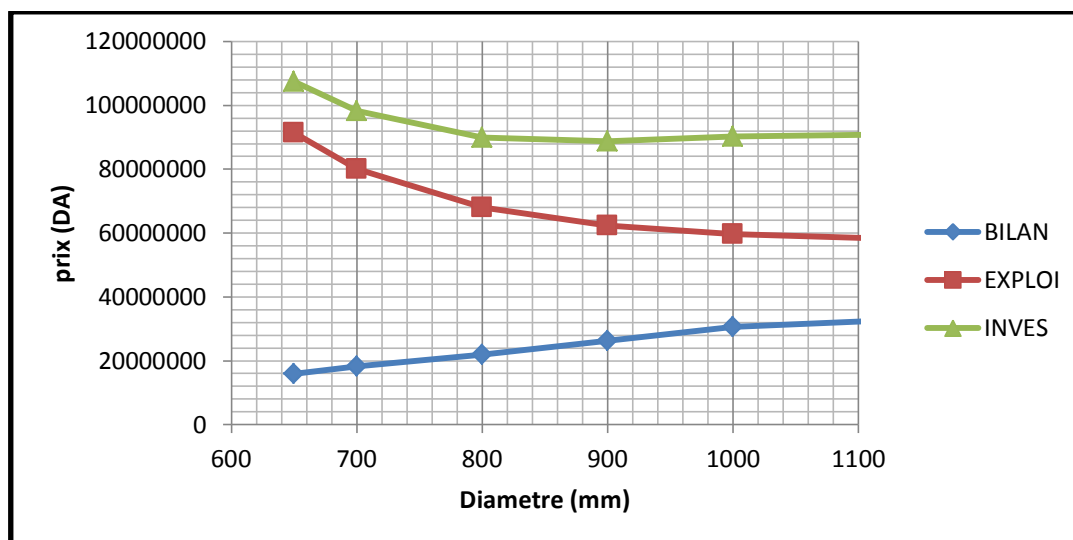


Fig. VI-3 : Résultats de l'étude technico-économique

D'après le graphe précédent, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de $D=900$ mm. On prend donc ce diamètre pour la conduite de refoulement.

Tableau VI-11 : Caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement

D (mm)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	HMT(m)
900	1,76	1,12	119,45

VI-100) Dimensionnement de la station de pompage:

VI-10-1) Caractéristiques générales de la station de pompage

VI-10-2) Dispositions générales

La station de pompage est implantée à la coté du canal d'adduction concerné. Les pompes seront installées dans un bâtiment. Ce bâtiment sera construit pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- Equipement hydraulique, hydro –mécaniques principaux et auxiliaires.
- Appareillages électriques.

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

- Modes de raccordement des bâtiments à la prise d'eau.
- But de la station de pompage (AEP, irrigation).
- Type des pompages et des moteurs (à axe horizontal, vertical).
- Condition de la nature (climat, relief, géologie, hydrogéologie).
- Matériau de construction du bâtiment.

Notre bâtiment est en béton armé et en maçonnerie. L'énergie électrique sera amenée aux stations de pompage par lignes aériennes sous une tension de 30KV.

VI-10-3) Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique, nous avons :

- Le débit d'équipement qui est de 1120 l/s.
- La hauteur manométrique totale nécessaire à l'adduction elle est de 119,45m
- la conduite de refoulement a un linéaire de 6061 m.

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour le choix du type et du nombre des pompes. Le tableau V12 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau VI- 12 : Caractéristiques des pompes disponibles

N	Q (l/s)	HMT (m)	Type de Pompe	HMT (m)	η %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\emptyset
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	222	119	E18S64/3A +M14460	118	80.3	2900	332	14.9	230
6	206	122	E18S64/3B +M14430	122	80.9	2900	304	13.2	230
7	160	119	E18S64/3EEF +M14330	119	80.6	2900	236	10.8	230

A) Les critères à respecter dans le choix

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes et type de pompe.
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimal.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important (vitesse de rotation)

Remarque :

On remarque, que la variante N° 6 présente de meilleures caractéristiques hydrauliques, donc on prend une installation de 6 pompes identiques en parallèles avec 2 pompes de secours. Le point de fonctionnement et les caractéristiques de la pompe sont présentés graphiquement ci-dessous :

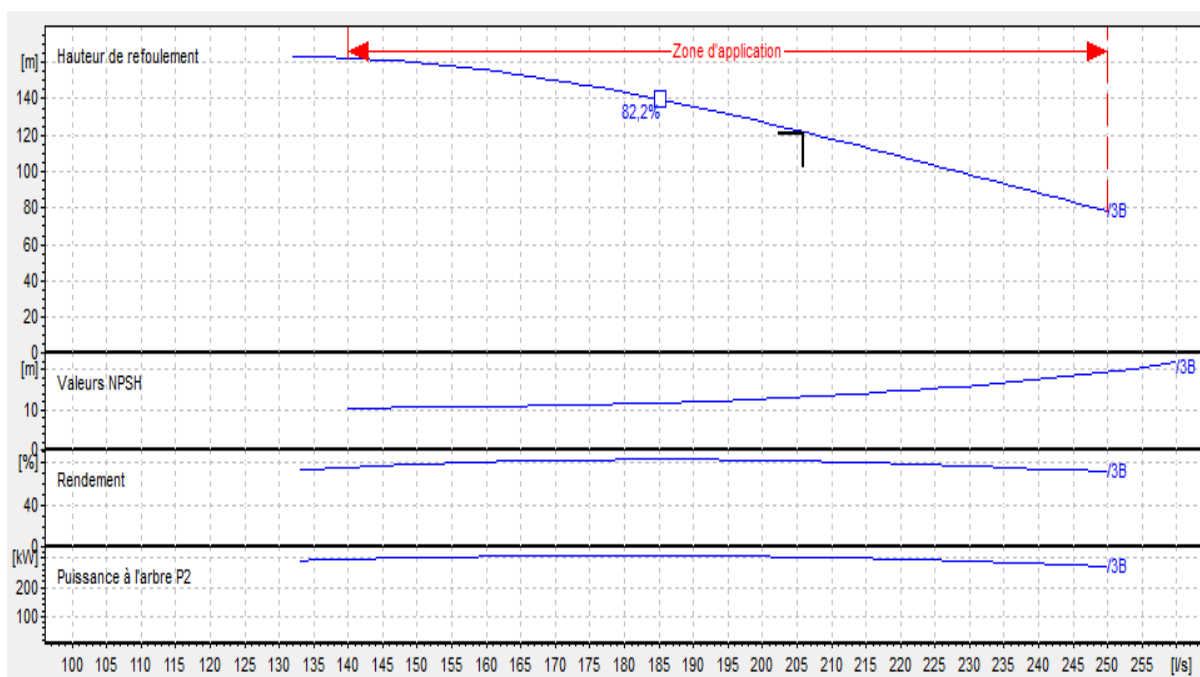


Fig. VI-4 : Courbes caractéristiques de la pompe

B) Vérification du risque de la cavitation

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

(NPSH) r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

(NPSH) d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m. On prend : r = 0,5m.

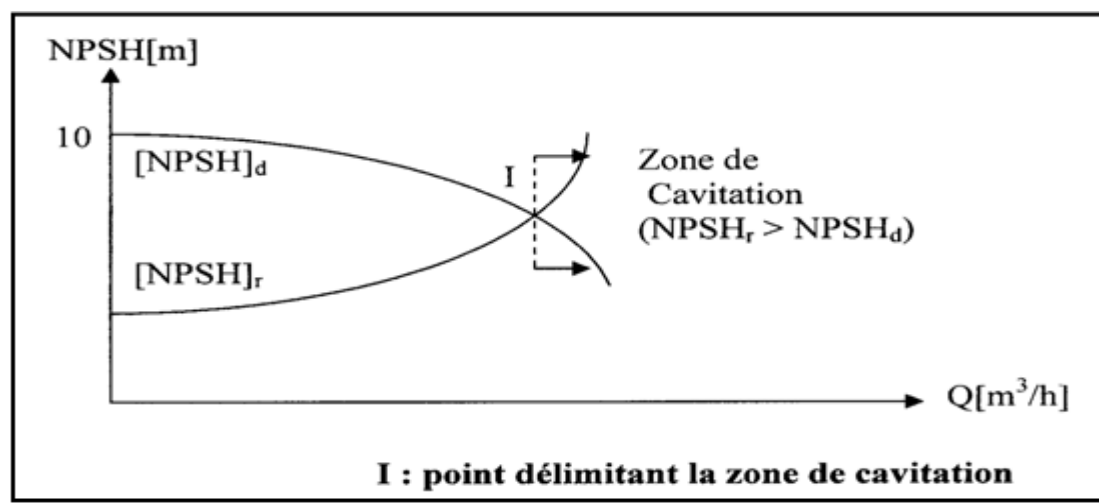


Fig. VI-5 : Graphe des courbes de la zone de cavitation.

On détermine la hauteur admissible d'aspiration :

Nous avons :

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

$$h_a^{ad} = (NPSH)_r + 0,5 - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum h_{p_{asp}}$$

Donc : La longueur d'aspiration $L_{asp} = 10 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10,4}{1000} = 0,04 \text{ m}$$

et :

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

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,04 = 0,006 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,04 + 0,006 = 0,046 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,206}{3,14 \cdot 0,2^2} = 6,56 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}}{2 \cdot g} = \frac{6,56}{2 \cdot 9,81} = 0,334 \text{ m}$$

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

$$h_{adm}^{asp} = 13,2 + 0,183 - 0,046 + 0,334 + 0,5 - 10,33 = 3,841 \text{ m}$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,183 - 0,046 - 0,334 + 3,841 = 13,608 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 13,608 \text{ m} > 13,2 = (NPSH)_r$$

Alors notre pompe est protégée contre le risque de cavitation

VI-10-4) Choix du moteur électrique :**A) Critères du choix du moteur :**

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner, il faut des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisie. Parmi ces critères on peut citer les suivants :

- Prendre en considération la puissance absorbée.
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal).
- Vérification de nombre de tours de moteur.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

B) D'après le logiciel Caprari :

Nous avons choisi un moteur, présentant les caractéristiques suivantes :

- Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
- Forme de construction : B3
- Degré de protection : IP68
- Classe d'isolation : A

C) Puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{\max} \cdot HMT \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

Avec : P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe (m^3/h) ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m) ;

$\eta = 1$ rendement de l'accouplement.

η_m : Rendement du moteur

η_p : Rendement de la pompe

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau VI-13 :

Tableau VI-13: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

P (KW)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour P =304 KW ; K=1,05.

$$P_m = \frac{9810 * 0,206 * 122 * 1,25}{1000 * 1 * 0,809 * 0,95} = 400,99 \text{ kw}$$

$P_m = 400,99 \text{ KW.}$

VI-10-5) Bâtiment de la station de pompage :

A)- Types des bâtiments des stations de pompage :

Il existe plusieurs types de bâtiments des stations de pompes, parmi lesquelles :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.
-

B)-Construction du bâtiment :

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs :

- de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- Type de pompes et du moteur électrique.
- Variation du plan d'eau dans l'oued.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

C)-Choix du type de bâtiment :

Pour le choix de type de bâtiment on a se repère au tableau VI-13

Tableau VI-14 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h _a ^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} -Q=0,206 \text{ m}^3/\text{s}, \quad \text{débit refoulé par chaque pompe.} \\ -h_a^{\text{ad}}=3,84\text{m} \quad \Rightarrow \text{Type mouillée.} \\ -\text{Pompe Axiale} \end{array} \right.$$

VI-10 -6) Dimensionnement du bâtiment de la station pompage

A) Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_1 + H_2 + H_3$$

$$\text{Où : } H_1 = H_p + H_s + H_r$$

H_p : Hauteur de la pompe, (1.1 m)

H_s : Hauteur du socle h_{socle} = (0,3 ÷ 0,5) m en prend h_{socle} = 0, 3m.

H_r : Hauteur de réserve H_r = 0,5m ;

$$\text{A.N : } H_1 = 1.1 + 0.5 + 0.5 \Rightarrow H_1 = 2.1\text{m}$$

H₂ : Hauteur du chariot, H₂ = 0.9 m ;

H₃ : Hauteur de sécurité, H₃ = 0,5m ;

$$\text{A.N : } H_b = 2.1 + 0.9 + 0,5 \Rightarrow H_b = 3.5 \text{ m}$$

On prend comme hauteur du bâtiment **H_b = 3.5 m.**

B) Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-2) + L_{pf} + L_{pm}$$

n: nombre de pompes, n = 8 (tenant compte de deux pompes de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N: $L = 0+170= 170\text{mm} \Rightarrow L = 1.7 \text{ m.}$

$$L_b = 8 \times 170 \Rightarrow L = 1.36 \text{ m.}$$

L_{int} : La distance entre les moteur électrique est des 0,8 à 1.2m, $L_{int} = 1\text{m}$,

$$L_{int} = 1 \times 6 = 6\text{m}$$

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 1.5 \text{ m.}$

L_{pm} : La distance entre le mure et le premier organe avec : $l_1 = (20\text{à}30) \text{ cm}$
nous on va prendre 25cm.

$$\text{d'ou } L_{pm} = 2 \times 0.25 = 0,5\text{m}$$

A.N : $L_b = 1.36+6+1.5 +0,5 = 9,36 \text{ m.}$

On prend comme longueur de bâtiment **L= 10 m.**

C) Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$B_b = B_1 + B_2 + B_b + B_r + B_p$$

B_1 : distance entre mur et première pompe, $B_1 = 0.3\text{m}$

B_2 = distance entre mur et dernière pompe, $B_2 = 0.3\text{m}$.

B_b : longueur du bureau du personnel, On prend : $B_p = 2.5\text{m}$;

B_r : longueur de l'armoire électrique, $B_r = (2-3) \text{ m}$; On prend : $B_r = 2\text{m}$.

B_p : longueur de la pompe et le moteur On prend : $B_p = 2.0 \text{ m}$;

A.N: $B_b = 0,3+0,3+2,5+2+2 = 7,10 \text{ m}$;

On prend comme largeur de bâtiment **B=7,5 m.**

Tableau VI-15 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage

Hauteur de bâtiment (m)	Longueur de bâtiment (m)	Largeur de bâtiment (m)
3.5	10	7,5

VI-11) Dimensionnement du réservoir de distribution

Pour assurer une irrigation en continue, un réservoir de stockage est utile. Pour le dimensionnement de ce réservoir, on a les données suivantes :

Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$V = Q \cdot T_f$$

Q est le besoin maximum journalier = 1079 l/s = 3884.4.4 m³/h

T_f : l'intervalle de temps, il correspond au temps de non fonctionnement de la pompe, puisqu'on a le temps de pompage est de 22h/j, donc T_f=2h

$$V = 3884.4.4 \cdot 2 = 7768.8 \text{ m}^3.$$

Le réservoir projeté est prévu rectangulaire en béton armé avec une capacité de 8000 m³ ;

Les dimensions du réservoir sont comme suit :

- Hauteur et 6m.
- Longueur et 40 m.
- Largeur et 34 m.

Une autre variante consiste à projeter deux réservoirs avec une capacité de 4000 m³ pour chaque un, circulaire sans coupole.

Tableau VI-16 : Dimensions du réservoir de stockage projeté

Volume (M3)	8000
Hauteur (m)	6
Longueur (m)	40
Largeur (m)	34
Côte du radier du réservoir (m)	1005
Côte trop plein du réservoir (m)	1011

VI-12) Dimensionnement du réseau de distribution**VI-12-1) Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire**

Après avoir calculé les débits de chaque ilot, et déterminé les critères hydrauliques de la conduite gravitaire et de refoulement ainsi la station de pompage, nous procédons à la deuxième étape de calcul celle du réseau de distribution, c'est-à-dire du bassin d'accumulation vers les bornes.

VI-12-2) Vitesses admissibles

La fixation d'un seuil de vitesse admissible dans les conduites, permet outre l'introduction d'un seuil raisonnable de diamètre maximum, un compromis technique:

- De faire une économie sur le coût des canalisations ;
- D'éviter les risques entraînés par des vitesses importantes (risque d'érosion) et les vitesses faibles (risque de dépôts solides)

La vitesse admissible est choisie entre 0.5 m/s, comme vitesse minimale, et 2.5 m/s comme vitesse maximale.

VI-12-3) Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau est l'un des compromis entre critères à voir :

- La satisfaction des conditions hydrauliques (débit, pression).
- La disponibilité sur le marché local.
- L'intérêt économique.
- Du type de sol

VI-12-4) Caractéristiques des canalisations**a) Conduites en fonte :**

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Bonne résistance à la corrosion ;
- Très rigides et solides.

Leur inconvénient est :

- coût relativement important

b) Conduite en acier

- Les conduites en acier sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).

Leur inconvénient est

- la corrosion.

c) Conduite en PEHD

Ils sont les plus utilisés car ils présentent des avantages importants

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile
- Leur coût est relativement faible.

Leur inconvénient est

- le risque de rupture dans le cas d'une mauvaise soudure.

VI-12-5) Calcul des diamètres

Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses.

La formule de " LABYE " nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000$$

Avec : Q : débit, exprimé en m³/s ;

D: diamètre exprimé en mm.

V : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.2 m/s

VI-12-6) Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de LECHAPT et CALMON,

Qui est donnée par la formule suivante :

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

Avec : h_{Pu} : Pertes de charge unitaire en mm/ml

Q: Débit en m³/s

D : Diamètre de la conduite considérée

L, M et N : Paramètres en fonction de la rugosité absolue (Ks) des canalisations

C : coefficient compris une majoration de 10 % pour les pertes de charge singulière :

$$J=L \times Q^M/D^N$$

Tableau VI-17 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

K (mm)	L	M	N
0,1	1,15	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

Dans notre cas, les conduites seront en fonte si leur diamètre est supérieur ou égal à 400mm et en PEHD dans le cas contraire.

Pour une conduite en fonte/PEHD, on a les caractéristiques suivantes :

La rugosité équivalente $K=0.1$ mm, donc

$L=1.15$ $M=1.89$ $N=5.01$

Nous avons estimé la vitesse dans la conduite égale à 1.2 m/s.

Tableau VI-18 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diamètre calculé	Dian_Normalise	Vitesse V réelle(m /s)	Perte de charge total Δ Ht (m)	Perte de charge total Δ Ht (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)
Res-N1	1262,71	1,26271	1079	1,079	1 069,98	1 000	1,375	1,677	1,84	964	1 009,16	45,156
N2-B1	178,92	0,17892	22,0614	0,022	153,00	160	1,098	1,480	1,628	960,5	1 007,53	47,03
N1-N2	227,38	0,22738	29,4401	0,029	176,74	200	0,938	1,061	1,17	961	1 007,99	46,99
N2-B2	220,72	0,22072	14,3092	0,014	123,22	125	1,167	2,774	3,052	962,03	1 004,94	42,91
N2-B3	430,3	0,4303	15,1309	0,015	126,71	160	0,753	1,745	1,92	959,06	1 006,07	47,01
N1-N3	293,83	0,29383	1022,328	1,022	1 041,50	1 000	1,302	0,352	0,388	960	1 005,68	45,68
N3-B5	754,4	0,7544	25,896	0,026	165,76	200	0,825	2,762	3,04	962,70	1 003,03	40,33
N3-B4	328,2	0,3282	35,9888	0,036	195,41	200	1,146	2,238	2,462	957	1 000,57	43,57
N3-N4	489,19	0,48919	960,2104	0,960	1 009,36	1 000	1,223	0,521	0,57	951,50	1 002,46	50,96
N4-B6	300,98	0,30098	22,9827	0,023	156,16	160	1,144	2,689	2,958	958	999,50	41,50
N4-N5	311,22	0,31122	951,0887	0,951	1 004,56	1 000	1,212	0,326	0,36	947,5	1 002,10	54,60
N5-N6	439,06	0,43906	608,7303	0,609	803,67	800	1,212	0,604	0,665	950,5	1 001,44	50,94
N6-B7	225,66	0,22566	14,9483	0,015	125,94	125	1,219	3,080	3,388	956,4	998,71	42,31
N6-N7	436,53	0,43653	185,4967	0,185	443,64	500	0,945	0,670	0,74	955,5	1 001,36	45,86
N7-B18	187,22	0,18722	21,2646	0,021	150,21	160	1,058	1,444	1,589	955	999,78	44,78
N7-N8	149,12	0,14912	163,9997	0,164	417,14	500	0,836	0,181	0,20	955,50	1 001,16	45,66
N8-B8	517,59	0,51759	30,461	0,030	179,78	200	0,970	2,575	2,833	957,2	998,33	41,13
N8-N9	306,89	0,30689	133,3063	0,133	376,09	400	1,061	0,771	0,85	960	1 000,32	40,32
N9-N10	403,84	0,40384	57,1953	0,057	246,35	250	1,166	2,161	2,38	959,5	997,94	38,44
N10-B10	127,41	0,12741	12,4168	0,012	114,78	125	1,012	1,225	1,347	960	996,6	36,59
N10-B11	546,46	0,54646	18,0774	0,018	138,49	160	0,900	3,102	3,412	960	994,53	34,53
N10-B9	124,37	0,12437	26,2363	0,026	166,85	200	0,836	0,467	0,513	956,94	996,08	39,14
N9-N11	468,9	0,4689	75,8786	0,076	283,74	315	0,974	1,345	1,479	960	993,0	33,05
N11-B12	151,56	0,15156	12,0018	0,012	112,85	125	0,978	1,366	1,503	966,4	993,02	26,62
N11-N12	200,4	0,2004	63,6444	0,064	259,86	315	0,817	0,412	0,453	955	992,6	37,57

Tableau VI-18 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diamètre calculé	Dian_Normalise	Vitesse V réelle(m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)
N12-B13	151,34	0,15134	16,351	0,016	131,72	160	0,814	0,711	0,782	955	992,2	37,24
N12-N13	296,86	0,29686	47,061	0,047	223,46	250	0,959	1,099	1,209	952,5	991,0	38,53
N13-B17	306,73	0,30673	19,1979	0,019	142,72	160	0,955	1,951	2,146	957,4	990,1	32,70
N13-N14	262,24	0,26224	27,6307	0,028	171,22	200	0,880	1,085	1,19	953	996,75	43,75
N14-B14	189,47	0,18947	9,0968	0,009	98,24	110	0,958	1,919	2,11	952,8	994,63	41,83
N14-N15	279,68	0,27968	30,3199	0,030	179,36	200	0,966	1,379	1,52	957,5	993,12	35,62
N15-B16	703,7	0,7037	11,786	0,012	111,83	125	0,961	6,130	6,74	961,4	987,89	26,49
N15-B15	49,74	0,04974	18,3015	0,018	139,35	160	0,911	0,289	0,32	948	994,32	46,32
N6-N16	542,5	0,5425	407,8205	0,408	657,81	630	1,309	1,159	1,28	940	993,04	53,04
N16-B19	141,23	0,14123	19,0734	0,019	142,26	160	0,949	0,887	0,98	938,3	993,34	55,04
N16-N17	385,66	0,38566	388,5147	0,389	642,05	630	1,247	0,752	0,83	938	993,49	55,49
N17-N18	238,42	0,23842	25,1241	0,025	163,27	160	1,250	2,521	2,77	942,5	993,97	51,47
N18-B20	105,04	0,10504	10,2588	0,010	104,33	110	1,080	1,336	1,47	943,6	992,50	48,90
N18-B21	377,95	0,37795	14,6329	0,015	124,60	125	1,193	4,956	5,45	949,1	988,86	39,76
N17-N19	108,37	0,10837	363,1582	0,363	620,74	630	1,166	0,186	0,20	938	988,66	50,66
N19-N20	251,54	0,25154	182,8656	0,183	440,48	500	0,932	0,376	0,413	934	988,45	54,45
N20-B22	213,64	0,21364	16,0771	0,016	130,61	160	0,800	0,972	1,07	936,7	1 009,93	73,231
N20-B30	215,62	0,21562	19,2643	0,019	142,97	160	0,959	1,380	1,518	932,5	1 008,41	75,91
N20-N21	621,16	0,62116	147,0594	0,147	395,01	400	1,171	1,880	2,07	942,5	1 007,86	65,36
N21-B23	300,43	0,30043	18,7248	0,019	140,95	160	0,932	1,823	2,005	944,3	1 005,86	61,56
N21-N22	676,38	0,67638	32,2123	0,032	184,87	200	1,026	3,740	4,11	943,00	1 003,75	60,75
N22-B24	123,58	0,12358	19,4469	0,019	143,64	160	0,968	0,805	0,886	946,6	1 002,86	56,26
N22-B25	676,88	0,67688	12,533	0,013	115,32	125	1,022	6,622	7,28	940,90	996,46	55,56
N21-B27	673,85	0,67385	22,6424	0,023	155,00	160	1,127	5,854	6,439	940,7	990,03	49,33
N21-B26	831,57	0,83157	24,319	0,024	160,63	160	1,210	8,268	9,09	936,04	987,37	51,33

Tableau VI-18 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diametre calculé	Dian_Normalise	Vitesse V réelle(m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)
N21-N23	443,9	0,4439	48,2313	0,048	226,22	250	0,983	1,721	1,893	940	985,48	45,48
N23-B28	440,81	0,44081	32,2206	0,032	184,90	200	1,026	2,439	2,68	938,2	984,69	46,49
N23-B29	478,98	0,47898	15,7783	0,016	129,39	160	0,785	2,102	2,313	940,2	982,37	42,17
N19-N24	128,45	0,12845	180,0602	0,180	437,09	500	0,918	0,186	0,205	938	984,48	46,48
N24-B31	205,32	0,20532	12,035	0,012	113,00	125	0,981	1,861	2,05	942,2	982,64	40,44
N24-N25	158,96	0,15896	167,7928	0,168	421,94	500	0,855	0,202	0,222	938	982,42	44,42
N25-B32	218,75	0,21875	15,3716	0,015	127,71	160	0,765	0,914	1,01	933,40	981,64	48,24
N25-N26	237,09	0,23709	152,1888	0,152	401,84	400	1,212	0,766	0,842	940,5	980,79	40,29
N26-B33	196,18	0,19618	13,529	0,014	119,81	125	1,103	2,218	2,44	938,7	979,20	40,50
N26-N27	776,71	0,77671	138,4274	0,138	383,24	400	1,102	2,097	2,31	936	976,89	40,89
N27-B34	236,8	0,2368	13,197	0,013	118,33	125	1,076	2,554	2,810	940,6	974,1	33,48
N27-N28	602,85	0,60285	124,998	0,125	364,18	400	0,995	1,342	1,476	942	975,41	33,41
N28-B35	214,66	0,21466	10,3584	0,010	104,84	110	1,091	2,780	3,058	950	972,4	22,36
N28-N29	127,1	0,1271	114,4072	0,114	348,41	400	0,911	0,239	0,263	943	975,15	32,15
N29-N30	204,76	0,20476	66,566	0,067	265,76	315	0,855	0,459	0,504	942	974,6	32,65
N30-B37	27,34	0,02734	16,4008	0,016	131,92	160	0,816	0,129	0,142	943,4	975,0	31,61
N30-B36	305,44	0,30544	13,2302	0,013	118,48	125	1,079	3,310	3,641	947,4	971,4	23,97
N30-N31	404,48	0,40448	36,4702	0,036	196,71	200	1,161	2,828	3,111	944	971,9	27,90
N31-B38	373,25	0,37325	21,58	0,022	151,32	160	1,074	2,961	3,26	948,3	973,63	25,33
N31-B39	549,34	0,54934	14,6578	0,015	124,71	125	1,195	7,226	7,95	945	965,68	20,68
N29-N32	273,15	0,27315	47,6088	0,048	224,75	250	0,970	1,033	1,14	943,5	964,55	21,05
N32-B40	195,78	0,19578	15,4131	0,015	127,88	160	0,767	0,822	0,90	944	964,78	20,78
N32-N33	300	0,3	31,9633	0,032	184,16	200	1,018	1,635	1,80	942	963,89	21,89
N33-B41	460	0,46	18,7414	0,019	141,02	160	0,933	2,795	3,07	940,5	960,81	20,31
N33-B42	91,44	0,09144	12,9895	0,013	117,40	125	1,059	0,957	1,05	941	962,83	21,83

Tableau VI-18 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diamètre calculé	Dian_Normalise	Vitesse V réelle(m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Côte terrain aval Z (m)	côte piézométrique (m)	Pression au point P(m)
N5-N34	126,2	0,1262	342,126	0,342	602,50	630	1,098	0,193	0,21	941,5	963,67	22,17
N34-B43	263,84	0,26384	21,9535	0,022	152,62	160	1,092	2,162	2,38	944	971,25	27,25
N34-N35	275,04	0,27504	319,9401	0,320	582,64	630	1,027	0,372	0,41	942,5	970,85	28,35
N35-B44	90,25	0,09025	8,466	0,008	94,78	110	0,891	0,798	0,88	942	963,01	21,01
N35-N36	200,12	0,20012	311,2417	0,311	574,66	630	0,999	0,257	0,28	941,5	962,73	21,23
N36-B45	190,71	0,19071	11,7445	0,012	111,63	125	0,958	1,650	1,815	941	961,19	20,19
N36-B46	218,07	0,21807	20,0777	0,020	145,96	160	0,999	1,509	1,66	955	1 009,34	54,340
N36-N37	179,17	0,17917	278,9547	0,279	544,04	630	0,895	0,187	0,205	956,5	1 009,13	52,63
N37-N38	188,49	0,18849	43,5418	0,044	214,94	250	0,887	0,602	0,66	957	1 008,68	51,68
N38-B47	133,52	0,13352	14,5997	0,015	124,46	125	1,190	1,743	1,917	958	1 006,76	48,76
N38-N39	294,59	0,29459	28,6682	0,029	174,41	200	0,913	1,307	1,44	959,00	1 007,24	48,24
N39-B48	125,25	0,12525	13,612	0,014	120,18	125	1,110	1,432	1,576	959	1 005,66	46,66
N39-B49	530,7	0,5307	13,1638	0,013	118,18	125	1,073	5,697	6,27	967,00	1 000,97	33,97
N37-N40	322,6	0,3226	235,1805	0,235	499,53	500	1,198	0,775	0,853	957	1 000,12	43,12
N40-B50	559,61	0,55961	21,1401	0,021	149,77	160	1,052	4,270	4,70	959,00	996,28	37,28
N40-N41	150,4	0,1504	213,808	0,214	476,30	500	1,089	0,302	0,332	955,5	995,94	40,44
N41-B51	381,99	0,38199	15,0313	0,015	126,29	160	0,748	1,530	1,68	959,6	994,59	34,99
N41-N42	516,71	0,51671	198,5443	0,199	458,98	500	1,012	0,902	0,992	957,5	993,60	36,10
N42-N43	108,35	0,10835	89,1503	0,089	307,56	315	1,145	0,421	0,464	957	994,13	37,13
N43-B53	85,23	0,08523	13,4377	0,013	119,41	125	1,096	0,951	1,05	956	993,55	37,55
N43-B52	90,41	0,09041	9,047	0,009	97,98	110	0,952	0,906	0,997	957	992,55	35,55
N43-N44	268,29	0,26829	66,2008	0,066	265,03	260	1,248	1,555	1,71	956,00	991,84	35,84
N44-B54	117,4	0,1174	10,9726	0,011	107,90	110	1,155	1,695	1,865	955	989,97	34,97
N44-N45	204,3	0,2043	54,9958	0,055	241,56	250	1,121	1,015	1,12	956	990,72	34,72
N45-B55	111,43	0,11143	13,9191	0,014	121,53	125	1,135	1,329	1,46	955,5	989,26	33,76

Tableau VI-18 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions)

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	débit Q(l/s)	débit Q(M3/S)	Diametre calculé	Dian_Normalise	Vitesse V réelle(m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Côte terrain aval Z (m)	côte piézométrique (m)	Pression au point P(m)
N45-N46	214,32	0,21432	40,8443	0,041	208,18	250	0,832	0,607	0,668	955,5	988,6	33,09
N46-B56	182,92	0,18292	11,4291	0,011	110,12	125	0,932	1,503	1,654	956	987,60	31,60
N46-N47	343,12	0,34312	29,1828	0,029	175,97	200	0,929	1,574	1,732	950,5	985,9	35,37
N47-B57	214,97	0,21497	14,9234	0,015	125,83	160	0,743	0,849	0,934	952	986,67	34,67
N47-B58	370,93	0,37093	14,027	0,014	122,00	125	1,144	4,490	4,939	941	981,7	40,73
N42-N48	511,67	0,51167	109,1616	0,109	340,33	400	0,869	0,882	0,970	959	985,7	26,70
N48-N49	424,84	0,42484	42,6537	0,043	212,74	250	0,869	1,306	1,436	962	984,3	22,26
N49-B61	174,91	0,17491	23,4973	0,023	157,90	160	1,169	1,630	1,793	960	983,9	23,91
N49-B62	281,28	0,28128	18,924	0,019	141,70	160	0,942	1,741	1,91	958	987,34	29,34
N48-N50	182,5	0,1825	28,6184	0,029	174,26	200	0,911	0,807	0,89	959,5	986,46	26,96
N50-B59	181,41	0,18141	14,5499	0,015	124,25	125	1,186	2,353	2,59	957,4	983,87	26,47
N50-B60	196,22	0,19622	13,8361	0,014	121,16	125	1,128	2,314	2,55	958,5	983,91	25,41
N48-N51	309,99	0,30999	37,4247	0,037	199,27	200	1,192	2,276	2,50	962,5	983,95	21,45
N51-B63	107,35	0,10735	15,5293	0,016	128,36	160	0,773	0,457	0,50	961	983,45	22,45
N51-B64	221,22	0,22122	8,9142	0,009	97,25	110	0,938	2,157	2,37	956	981,58	25,58
N51-N52	141,79	0,14179	12,5164	0,013	115,24	125	1,020	1,384	1,52	957	982,43	25,43
N52-B65	203,05	0,20305	11,2133	0,011	109,08	110	1,181	3,054	3,36	956	983,98	27,98
N52-B66	331,98	0,33198	8,5407	0,009	95,19	110	0,899	2,985	3,28	955	980,70	25,70

D'après les calculs exposés dans le tableau V.18, on voit que la variante choisie avec station de pompage-réservoir permet d'obtenir des pressions aux bornes très satisfaisantes, et sont généralement supérieures à trois bars, ce qui est très satisfaisant et permet l'implantation de plusieurs systèmes d'irrigation.

VI-13) Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du périmètre Dahmouni situé dans la wilaya de Tiaret.

Le périmètre est découpé en 130 ilots, et comporte 66 bornes avec 130 prises, la desserte de l'eau est à la demande.

Le réseau d'adduction projeté est mixte avec un refoulement par pompage et une desserte gravitaire.

Cette phase de calcul nous a permis :

- De calculer le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en diamètre 700 mm ;
- De projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en fonte et en PEHD.
- De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation, ce qui permet d'utiliser plusieurs systèmes d'irrigation même les plus exigeants en pression (tel que l'aspersion) et de diversifier les cultures pour de meilleurs rendements.

Chapitre VII :
Dimensionnement
a la parcelle

Chapitre VII : Dimensionnement à la parcelle**VII -1) Introduction**

L'irrigation à la parcelle présente des phases de calculs prenant en considération plusieurs facteurs : pédologiques agronomiques et hydrauliques.

Dans ce chapitre, on va faire le point sur les démarches préalables pour le calcul des installations d'irrigation à la parcelle, que ce soit pour l'irrigation localisée ou l'aspersion, et les calculs vont être portés sur une parcelle type.

VII-2) les canalisations du réseau d'irrigation**VII-2-1) La conduite tertiaire (conduite d'approche)**

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les diverses porte-rampes. Elle est en PVC rigide, ou en acier galvanisé comme en irrigation par aspersion. Pour les petites installations, les conduites en polyéthylène à haute densité peut également être utilisé.

VII-2-2) Porte-rampes

Ce sont des conduites qui alimentent les rampes d'un seul côté ou des deux côtés. Elles peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité (PE), soit en chlorure de polyvinyle rigide (PVC).

VII-2-3) Les rampes

Elles sont toujours en PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on utilise du PVC rigide de petit diamètre.

VII-3) Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par Aspersion

Le dimensionnement par aspersion, nécessite au préalable de quantifier certains paramètres nécessaires à la mise en œuvre de cette technique, tels que le choix de la culture et les caractéristiques de la parcelle choisie.

VII-3-1) Données générales

Choix de la culture : nous avons choisi l'irrigation de la pomme de terre, cette culture maraichère présente des avantages agronomiques et économiques importants.

Choix des parcelles et de l'ilot : les parcelles choisies pour l'arrosage par aspersion sont dans l'ilot N°3, qui présente une superficie de 8.53 ha.

La parcelle est de forme rectangulaire présente des dimensions de 250x130, elle est alimentée par la borne N°5 qui dispose d'une pression de 4.8 bars.

Temps de travail : 22 heures par jour, et 25 jours par mois

Besoins en de pointe : 150 mm/ mois.

Perméabilité du sol : le sol est de type argileux-limoneux avec une perméabilité estimée à :

$K = 7 \text{ mm/h}$.

Dose pratique : RFU : elle est calculée comme suit :

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

Y: degré de tarissement : égal à $2/3$;

D_a : densité apparente : égale à 1.35

Z: profondeur d'enracinement mm (60 cm pour la pomme de terre)

H_{cc} : humidité à la capacité au champ (27%)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (17%).

$$\text{A.N: RFU} = (27-17)/100 * 0.6 * 1000 * 1.35 * 2/3 = 54.0 \text{ mm}$$

VII-3-2) Dimensionnement théorique**A) Calcul du 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

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

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

D'après la fiche technique d'un arroseur de type PERROT (Annexe 4), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 4.8 mm

B) Calcul de la portée du jet (L)

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

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

Avec : d :le diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m), dans notre cas P= 3 bars, hauteur d'eau =30m.

$$L = 3 \cdot (4,80)^{0,5} \cdot 30^{0,25} = 15,38m$$

Théoriquement, cette formule est valable, mais demande encore plus de précision en fonction du diamètre choisi et recommandé par le fournisseur. Pour le diamètre de la buse de 4,80mm à une pression minimale de 3 bars, la portée calculée est de 16,0m.

C)Ecartements entre les rampes et arroseurs

En fonction de la vitesse du vent, les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

E_l entre les lignes d'arrosage : 1,25L (vent faible) à 1,02 L (vent fort).

E_a entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 L (vent faible) à 0,5 L (vent fort).

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

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 5 m/s=18.08 Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1,25 \cdot 15,38 = 19,22m$$

$$E_a = 0,8 \cdot 15,38 = 12,3m$$

Les valeurs normalisées des écartements sont comme suit :

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

D)Débit de l'asperseur

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

$$q = 0,95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (4,8 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 30} = 0,00042m^3/s$$

Avec q débit de l'asperseur (m³/s).

E) Vérification de la pluviométrie de la buse

Si on admet que l'écartement est proportionnel à la portée, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

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

Q : est le débit de l'asperseur choisi, $q=4.2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = 1.5 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\text{D'où } p = \frac{1,50}{18 \cdot 12} = 6.9 \text{ mm/h}$$

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

F) Temps d'arrosage (T)

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

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

tel que: La dose d'arrosage = RFU/0.75

$$\text{Dose} = 54/0.75 = 72 \text{ mm}$$

$$P = 6,67 \text{ mm/h d'où}$$

$$T = \frac{72}{6.95} = 9.6 \text{ heures}$$

$T = 10$ heures : Donc on pourra adapter deux positions par jour pour un asperseur, ce qui donne un temps de fonctionnement d'un 22 h

G) Nombre d'irrigation par mois

Le nombre d'irrigation par mois se calcule comme suit :

$$\text{Nbre d'irrigation par mois} = \frac{\text{besoins nets}}{\text{Dose nette}} = 150/54 = 2.77$$

Dans ce cas, on peut irriguer 3 fois par mois, c'est à dire chaque 10 jours.

H) Calcul de la dose réelle

Etant donné qu'on irrigue chaque 10 jours, la nouvelle dose réelle :

$$\text{Dose réelle (Dr)} : B_j \cdot N_j = 5 \cdot 10 = 50 \text{ mm.}$$

$$\text{Dose brute} : \text{Dr}/E_f = 50/0.75 = 66.66 \text{ mm}$$

I) Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

$V = \text{nbr de position par jour} * \text{nbr d'irrigation par mois} * \text{Dose} * E_a * E_l$

$$V = (2 * 25 * 66.66 * 12 * 18) / 1000 = 720 \text{ m}^3$$

Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

$V_t = \text{besoins mensuels} * \text{surface}$

$$V_t = 150 / 1000 * 130 * 250 = 4875 \text{ m}^3$$

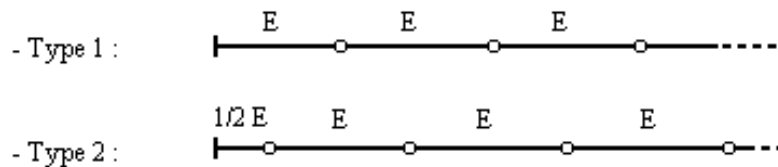
J) Nombre d'asperseur fonctionnant simultanément

$$N_A = V_t / V_{\text{asp}} = 4875 / 720 = 6.77; \text{ on prend } \mathbf{7 \text{ asperseurs}}$$

K) Longueur de la rampe

Cette étape de dimensionnement diffère d'une parcelle à une autre car elle basée sur les dimensions de la parcelle ainsi que la façon dont on projette le réseau d'aspersion.

Il est envisagé deux dispositifs d'installation des asperseurs sur la rampe



La longueur de la rampe est donc

Pour le type 1 : $L = n.E$

Pour le type 2 : $L = (n-0,5)E$

d'où

$$L = \text{largeur de terrain} / 2 - E_a / 2 = 220 / 2 - 12 / 2 = 59 \text{ m}$$

L) Nbre asperseur/rampe (N)

$$N = \text{largeur} / E_a = L_r / E_a = 59 / 12 + 1 = \mathbf{6 \text{ asperseurs}}$$

M) Nombre de rampes

$$N_{rw} = N_{\text{asp}} / (\text{nbr asp} / \text{rampe}) = 2 \text{ rampes}$$

On travaille avec deux (2) rampes

N) Calcul du débit de la rampe

Débit_rampe = le débit de l'asperseur × le nombre d'asperseur/ rampe.

Le débit de la rampe : $Q_{rampe} = 1,50 \cdot 6 = 9 \text{ m}^3/\text{h}$.

Nombre de position des rampes :

$$N_r = \frac{L_r}{E_l} = \frac{130}{18} \approx 7$$

L_r : longueur du terrain = 130 m, E_l : espacement entre les rampes (=18m).

Le nombre de poste égale à 7 postes.

VII-3-3) Dimensionnement hydraulique des rampes**VII-3-3 -1) Calcul de la rampe****A) Calcul des pertes de charge**

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les conduites est calculée généralement par une formule de type Manning :

$$j = a \frac{Q^b}{D^c}$$

Avec : j : perte de charge unitaire en m/m

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

$$a=10.294 \text{ n}^2 ; \quad b=2 ; \quad c=5.333$$

Soit une rampe équipée de m asperseurs, implantés à un écartement E , avec un asperseur disposé à une distance E du début de la rampe.

L'estimation des pertes de charge totale dans la rampe peut être estimée par deux méthodes :

A-1) La méthode itérative

$$\Delta H = \left[\frac{a \cdot Q^b}{D^c} \right] \cdot E \cdot \frac{1}{m^b} \sum_{i=1}^m i^b$$

Le premier terme entre crochets représente la perte de charge unitaire j provoquée par le débit Q entrant dans la rampe de diamètre D .

Le deuxième terme peut définir une longueur fictive de la rampe L_f , par laquelle il suffit de multiplier la perte de charge unitaire j pour obtenir la perte de charge totale de la rampe.

$$\Delta H = j \cdot L_f$$

Soit F_c le rapport entre la longueur réelle de la rampe et la longueur fictive qui s'écrira :

$$F_c = \frac{1}{m^{b+1}} \sum_{i=1}^m i^b$$

Cette équation peut être remplacée par une bonne approximation qui s'écrit

$$F_c = \frac{1}{b+1} + \frac{1}{2 \cdot m} + \frac{\sqrt{b-1}}{6 \cdot m^2}$$

Dans notre cas le premier asperseur d'une rampe va être disposé à une distance de son origine égale à la moitié de l'écartement E . le rapport L_f/L_r vaudra

$$F_m = \frac{F_c - \frac{1}{2 \cdot m}}{1 - \frac{1}{2 \cdot m}}$$

L'application de la règle de Christiansen conduit à imposer une perte de charge maximale de 20% de la pression de fonctionnement ($P=3\text{bars}$, $=30\text{m}$) entre le premier asperseur et l'asperseur le plus défavorisé, soit $\Delta H = 6\text{m}$.

A-2) La méthode basée sur les vitesses dans la rampe

Nous avons les données suivantes :

Longueur de la rampe $L= 59 \text{ m}$.

Nombre d'asperseur par rampe 6 asperseurs

Nombre de rampes $=2$ rampes

Débit de la rampe $= 9.0 \text{ m}^3/\text{h}=0.0025 \text{ m}^3/\text{s}$.

B) Calcul du 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

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

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

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.5 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = 0,046 \text{ m} = 46 \text{ mm}$$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants:

50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm.

Le diamètre normalisé ($D_R=50$ mm).

Si on prend le diamètre normalisé $D_R=50$ mm :

$$j = a \frac{Q^b}{D^c}$$

Avec : j : perte de charge unitaire en m/m

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

$$a=10.294 n^2 ; \quad b=2 ; \quad c=5.333$$

On trouve $\Delta H_{\text{rampe}}=4.03$ m

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 2.5 * 10^{-3}}{\pi * (50 * 10^{-3})^2} = 1,27 \text{ m/s} \text{ Ce qui est conforme.}$$

VII-3-4) Dimensionnement de la porte-rampe

La longueur de la porte-rampe est calculée par :

$$L_r = 250 - 18/2 = 241 \text{ m}$$

On recalcule avec le porte-rampe

$$Q_{\text{rampe}} = Q_{\text{asp}} * n_{\text{asp}/\text{rampe}} * N_{\text{rampe}} \quad Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

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

$$D_R = \sqrt{\frac{4.5 * 10^{-3}}{\pi * 1.5}} = 0,065 \text{ m} = 65 \text{ mm},$$

On prend le diamètre normalisé ($D_R=75$ mm), cependant, les pertes de charges dépassent les normes de Christiansen.

On prend donc un diamètre de la porte rampe de 100 mm.

$$j = a \frac{Q^b}{D^c}$$

Avec : j : perte de charge unitaire en m/m

Q : débit en m³/s.

D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de perte de charges de Manning correspond aux paramètres suivants :

$$a=10.294 n^2 ; \quad b=2 ; \quad c=5.333$$

On trouve $\Delta H_{\text{Porte rampe}}=1.64 \text{ m}$

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 5 * 10^{-3}}{\pi * (100 * 10^{-3})^2} = 0.63 \text{ m/s}$$

Les pertes de charges totales pour les rampes sont de 4.03 m et 1.64 m pour la porte rampe.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Résultat de calcul pratique d'aspersion

Paramètres	Porte Rampe	Rampe
Longueur (m)	241	104
Diamètre (mm)	100	50
Débit (m ³ /h)	18.0	9.0
Vitesse (m/s)	0.63	1,27
Perte de charge totale (m)	1,64	4,03

$\Delta H_t=1.64+4.03=5.67 \text{ m}$ de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée.

VII-3-5) Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

H : pression à la tête de la parcelle.

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

H2 : perte de charge totale de la rampe

H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H=30+5.67+0=35.67 \text{ m.}$$

P=3,6 bar, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 4 bars.

VII-4) Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée nécessite la connaissance de :

- la surface de la parcelle ;
- les besoins journaliers ;
- le temps maximum journalier de travail ;

Dans notre étude, on a proposé l'irrigation localisée des agrumes.

La surface occupée par des agrumes et possède les caractéristiques suivantes :

- surface : 3ha.
- Longueur : 200m.
- Largeur : 150m.

Organisation du réseau : Avec un écartement de 4*4m, et un espacement des goutteurs 2 m, on a donc 1930 arbres, avec 50 lignes de 37 arbres pour chaque rangée et 2goutteurs pour chaque arbre.

VII-4-1) Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée**VII-4-1-1) Influence du taux de couverture du sol**

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite :

On applique alors à L'ETM (B=225 mm/mois) un coefficient de réduction : K_r

K_r dépend du taux de couverture du sol ($C_s = 60\%$) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après:

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85}$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s)$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s$$

Pour notre cas on considère un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes) donc :

$K_r = 0.71$ selon Keller et Karmeli

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$B_{ji} = B_j * K_r$

Besoins maximum = 225 (mois de pointe)

$B_{ji} = 7.5 * 0.8 = 6,0$ mm/j

VII-4-2) Dose nette (Dose pratique)

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire. La différence par rapport aux autres systèmes (gravitaire ou par aspersion) est qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une même profondeur h.

La dose (RFU) étant définie par la hauteur d'eau P :

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Z \cdot d_a \cdot P\% = RFU \cdot P\%$$

Tel que : H_{cc} : humidité à la capacité au champ (27%)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (17%)

Y : degré d'extraction de l'eau du sol (2/3)

Z : profondeur d'enracinement en (1200 mm)

d_a : est la densité apparente du sol ; 1.35

P : Pourcentage du sol humidifié (P = 25%)

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

N : Nombre de points de distribution par arbre

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre

S_h : Largeur de la bande humidifiée

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre

S_a : espacement des arbres sur les rangs

Donc :

$$D_p = (0.27 - 0.17) \cdot 1200 \cdot 2/3 \cdot 1.35 = 108 \text{ mm} \cdot D_p = 108 \text{ mm}.$$

La dose corrigée (D_{cr}) = $108 * 0.25 = 27$ mm

A) Calcul de la dose brute

$$D_{brute} = \frac{D_{cr}}{C_u * eff} = \frac{27}{0.9 * 0.9} = 33.33 \text{ mm /mois}$$

Avec : C_u : coefficient d'uniformité $C_u=90\%$

Eff : efficacité du réseau d'irrigation $Eff=90\%$

B) Fréquence des arrosages

La fréquence d'arrosage est donnée par la formule suivante :

$$Fr = \frac{D_{osette}}{B_{jl}} = \frac{27}{6} = 4.5 \text{ jours}$$

Donc on prend une fréquence de 5 jours.

On recalcule la nouvelle dose réelle :

$D_r = 5 * 6 = 30 \text{ mm}$.

Et la dose brute :

$$D_{brute} = \frac{D_r}{C_u * eff} = \frac{30}{0.9 * 0.9} = 37.0 \text{ mm}$$

C) Durée d'arrosage par mois

$$\theta = \frac{D_n * S_a * S_r}{n * qg} = \frac{37.0 * 4 * 2}{4 * 2} = 37 \text{ heures/mois}$$

D) Durée d'arrosage journalier

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{37}{5} = 7.60 \text{ heures/jour}$$

On prend une durée $D_j = 8 \text{ heures}$.

E) Nombre de poste :

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{22}{8} = 2 \text{ postes}$$

F) Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{3.09}{2} = 1.54 \text{ ha}$$

A partir de cette surface, on peut déduire les dimensions nécessaires des rampes et porte rampes.

VII-4-3) Calculs hydrauliques**A) Conditions hydrauliques de base**

La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

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

La variation maximale de la pression

$q = K.H^x$ avec $x=0.5$ (caractéristique du goutteur)

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

Avec : $q(g)$: débit nominal du goutteur

$H(n)$ pression nominal

$$0.1 = 0.5 \frac{\Delta H(\max.)}{10}$$

$$\Delta H(\max.) = 1/0.5 = 2 \text{ mce.}$$

La répartition de la perte de charge est :

Perte de charge singulière :

On a $\Delta H = p.c.s + p.c.l$

Avec

$$p.c.s = 10\% * \Delta H = 0.2 \text{ m}$$

Perte de charge linéaire : $p.c.l = \Delta H - p.c.s = 1.8 \text{ m}$

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

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

B) Le débit

$$Q_r = Q_g * N_r$$

$$Q_{pr} = Q_r * N_r$$

Avec: Q_r : Débit de la rampe (l/h)

Q_g : Débit du goutteur (l/h)

N_g/r : Nombre des goutteurs par rampe

N_r : Nombre des rampes

Q_{pr} : Débit de porte rampe (l/h).

La porte rampe coupe la surface du terrain au milieu de la parcelle, donc on a :

La longueur de la rampe: 200 m

La longueur de la porte rampe: 75m

La longueur de la conduite secondaire : 30m

C) Le nombre d'arbres par rampe

$N_{\text{arbres}} = L_r / E_r = 75 / 4 = 19$ arbres par rampe

D) Nombre des goutteurs par rampe

$N = N_{\text{arbres}} * n = 19 * 2 = 38$ goutteurs

E) Le nombre des rampes

$N_r = L_{pr} / E_r = 200 / 4 = 50$ rampes

F) Débit de la rampe

$Q_r = N_g * Q_g$

$Q_r = 4 * 38 = 152$ l/h.

G) Débit de la porte rampe

$Q_{pr} = Q_r * N_r = 152 * 50 = 7600$ l/h

H) Nombre de porte rampe

$N_{pr} = 1$ (1 seule porte rampe)

I) Débit de la conduite tertiaire

$Q_{csl} = Q_{pr} * N_{pr} = 7600 * 1 = 7600$ l/h

VII-4-4) Dimensionnement des canalisations du réseau

pour le calcul des dimensions des canalisations (rampe et porte rampe), on propose que les rampes soient en PEBD ou PEHD.

Le diamètre des rampes ainsi que des portes rampes est calculé d'après les formules suivantes :

$$\Phi_{r(cal)} = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

$$\varnothing_{pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{\frac{1}{4.75}}$$

Avec :

- Pdc(r) : la perte de charge dans la rampe
- Q(r) : le débit de la rampe en l/h
- L(r) : la longueur de la rampe en m
- Ør (cal) : le diamètre de rampes
- Øpr (cal) : le diamètre de la porte rampe

VII-4-4-1) Calcul de diamètre de rampe et Vérification des pertes de charges

A) calcul de diamètre

$$D(mm) = \left(\frac{pdc_{pr} \times 2.75}{0.478 \times Q(pr)^{1.75} \cdot L(pr)} \right)^{\frac{-1}{4.75}} = 11 \text{ mm}$$

On prend un diamètre normalisé de 16 mm.

B) Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un D = 16 mm

Perte de charge selon Hazen-williams

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852}$$

Ou : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation ;

Avec : Cw= 140 PEBD, L=75m, D= 0.016m, Q= 0.000044 m3/s

$\Delta H_{rampe} = 0.37 \text{ m}$

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 1.2 mce (hr max). On voit que la perte de charge totale ne dépasse pas la limite imposée par la règle de Christiansen.

VII-4-4-2) Calcul de diamètre de porte rampe et Vérification des pertes de charges**A) calcul de diamètre**

On applique le même procédé que les rampes, d'où :

$$D(mm) = \left(\frac{pdc_{pr} \times 2.75}{0.478 \times Q(pr)^{1.75} \cdot L(pr)} \right)^{\frac{-1}{4.75}} = 64 \text{ mm}$$

On arrondit à 75 mm.

B) Vérification des pertes de charges

On recalcule les pertes de charges pour un D = 75 mm

Perte de charge selon hazen-williams

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852}$$

Où : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation ;

Avec : C_w= 140 PEBD, L=200m, D= 0.075m, Q= 0.002 m³/s

ΔH _rampe= 0.75m

Les pertes de charges totales dans le réseau sont de 1.13 m, sont inférieures à 1.8 m.

On voit que la perte de charge totale ne dépasse pas la limite imposée par la règle de Christiansen.

Tableau VII-2 : Calculs des diamètres et pertes de charges des rampes:

	Surface (Ha)	Lr (m)	Qr (l/h)	hr(m) P. charge	Dcal (mm)	Dn (mm)	ΔHcal (m)
Rampe	3,09	75	152	1.2	12,20	16	0.403
P/rampe	3,09	200	7600	0.6	50.1	75	0.75

VII-4-4-3) Calcul du diamètre de la conduite tertiaire

Pour calculer le diamètre de la conduite tertiaire on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.05 m/s tel que :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}}$$
 avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s);

V : vitesse d'écoulement (m/s).

Tableau VII-3 : Calcul de diamètre de la conduite tertiaire

Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
30000	30	0.0022	1.05	51.5	75	0.48	0.04

VII-4-5) La pression d'eau à la borne de distribution

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution à la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10 mce) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable (éloigné ou élevé).

Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable :

Tableau VII-4 : Récapitulatif des calculs des diamètres et pertes de charges

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire
Longueur(m)	75	200	30
Diamètre(m)	16	75	75
Débit (m ³ /s)	4.44 10 ⁻⁵	0.0022	0.0022
Pertes de charge(m)	0.37	0.75	0.023

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable ;

Donc la pression demandée à la borne égale à la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$\Delta h = 10 + 0.37 + 0.75 + 0.023 + 0.00165 = 11.20 \text{ m.}$$

VII-5) Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement de l'irrigation à la parcelle, deux systèmes ont été étudiés : l'aspersion et le goutte à goutte

Pour ce qui est du réseau d'irrigation par aspersion, deux contraintes doivent être prises en compte : la perméabilité du sol et la vitesse du vent. Dans notre cas, nous avons dimensionné une parcelle de pomme de terre.

Cette culture est appréciée dans la wilaya de Tiaret, mais elle est cultivée de façon extensive.

Pour l'irrigation localisée (goutte à goutte), le dimensionnement prend en considération des facteurs agronomiques et hydrauliques. Dans notre thèse, nous avons étudié l'irrigation goutte à goutte d'une parcelle d'agrumes.

Enfin, on doit noter que le pilotage d'irrigation est nécessaire pour une bonne gestion d'un réseau d'irrigation et une utilisation rationnelle de l'eau.

Chapitre VIII :
Calcul
technico-économique

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

VIII-1) Introduction

L'étude du devis quantitatif et estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet d'irrigation projeté, ce calcul consiste à déterminer les quantités de tout le matériel ainsi que les différentes opérations à effectuer sur le terrain. Pour notre projet on a les travaux suivants :

- Le réseau de distribution.
- La conduite d'adduction.
- Le réseau d'irrigation. (par aspersion et localisée)

VIII-2) Différents travaux à entreprendre

VIII-2-1) Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

VIII-2-1-1) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

VIII-2-1-2) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12 cm dans notre cas.

VIII-2-1-3) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

VIII-2-1-4) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VIII-2-1-5) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VIII-2-1-6) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII-2-2) Travaux concernant la station de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VIII-3) Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution

VIII-3-1) Calcul du volume de terrassement

A) Largeur du fond de la tranchée

La largeur d'ouverture de la tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (0.5-1.2)$$

Avec : B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

B) profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, et d'empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

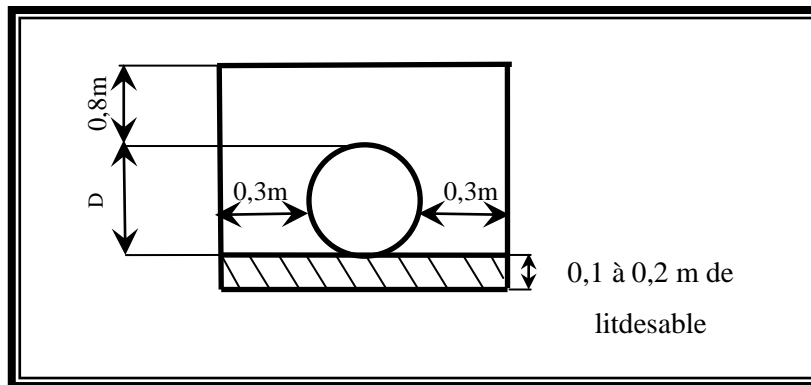


Fig. VIII.1 : Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \quad (\text{m})$$

Avec : H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur du lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

VIII-3-2) Calcul du volume de déblai

La surface à calculer est la surface rectangulaire : $S=B*H$

$$B = d + (0.5-1.2)$$

Donc: $B=1+ \emptyset$

$$H= 1+ \emptyset \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII-1

Tableau VIII-1: calcul du volume de déblai

	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (mm)	largueur d'une tranchée b :(m)	Hauteur de La tranchée(m)	Volume de déblai (m3)
La conduit gravitaire	700	630	1.3	1.5	1228.5
La conduit de refoulement	6061	900	1.5	1.7	15455.55

VIII-3-3) Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule

suivante : $V= e*b*L$

Tableau VIII-2:calcul du volume de sable

	Hauteur (m)	Longueur(m)	Largeur(m)	Volume (m 3)
la conduit gravitaire	0.12	630	1.3	98.28
La conduit de refoulement	0.12	6061	1.5	1090.98

VIII-3-4) Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par le lit de sable ;

$$V_r = V_d-(V+V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V = L*(\frac{\pi D^2}{4})$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont représentés dans le tableau VIII-3.

Tableau VIII-3: Calcul du volume de remblai

	Diamètre (mm)	Déblai (m3)	Conduite (m3)	Sable (m3)	Remblai (m3)
la conduit gravitaire	700	1228.5	242.33	98.28	887.89
La conduit de refoulement	900	15455.55	3853.89	1090.98	1051.86

VIII-3-5) Volumes de stations de pompage

Les volumes de stations de pompage sont montrés dans le tableau (VIII-4)

Tableau VIII-4: les volumes des stations de pompage SP1

Désignation des travaux	unités	total
Volume décapé	M ³	70
Volume déblais	M ³	82.12
Béton de propreté	M ³	1.7
Béton armé fouille	M ³	4.2
Béton armé demi poteaux	M ³	1.88
Béton armé ceinture	M ³	6.03
Remblais compacté	M ³	10.29
Béton de propreté sous ceinture	M ³	2.01
Volume terre	M ³	50.2
Herussonage	M ³	15
Chappe	M ³	9
Béton armé poteaux	M ³	7.56
Béton armé longrine	M ³	6.03
Béton armé poutrelle	M ³	12.5
Béton armé dalle	M ³	75
Ordis	U	450
Briques	U	1180

VIII-4) Estimation de cout total de projet

VIII-4-1) Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction

Tableau VIII-5: Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
1) déblai en terrain	m3	27684.05	300	8305215
2) lit de sable	m3	1189.26	800	951408
3) remblaiement de la tranchée	m3	1939.75	200	387950
4) Tube Ø700	m/l	630	20500,43	12915270,9
5) Tube Ø900	m/l	6061	21320,12	129221247,3
TOTAL 1 (HT)				151781091.2
TVA 1 (17%)				2580278550
Montant TTC 1				2732059641

VIII-4-2) Estimation du cout de la station de pompage

Tableau VIII-6: Estimation de cout de deux stations de pompage.

Désignation des travaux	unités	Quantités	prix unitaire	Montant HT (DA)
Travaux de Terrassement				
décapage de terre	M ³	70	250	17500
déblai fouilles	M ³	82.12	400	32848
remblai compacté	M ³	10.29	450	4630,5
herussonage	M ³	15	400	6000
Béton de Proprété				
B.P sous semelles	M ³	1.7	12000	20400
B.P sous ceinture	M ³	2.01	12000	24120
Béton Armé				
B.A semelles	M ³	4.2	25000	105000
B.A Demi-poteaux	M ³	1.88	25000	47000
B.A ceinture	M ³	6.03	25000	150000
B.A longrine	M ³	6.03	25000	150000
B.A pontaux	M ³	7.56	25000	189000
B.A poutrelles	M ³	12.5	25000	312500
B.A dalle	M ³	75	25000	1875000
B.A Chappe	M ³	9	25000	225000
Maçonnerie				
Ordis	U	450	40	18000
briques	U	1118	20	22360
TOTAL 2(HT)				3158998.5
TVA 2 (17%)				53702974.5
Montant TTC 2				56861973

VIII-4-3) Estimation du cout du réseau de distribution

Tableau VIII-7: Factures pro-forma des pièces du réseau distribution

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ110 PEHD	m/l	1563,48	579,62	906224,2776
TubeØ125 PEBD	m/l	6207,08	738,42	4583432,014
TubeØ160 PEBD	m/l	8607,73	1209,53	10411307,67
TubeØ200 PEHD	m/l	5263,23	1892,38	9960031,187
TubeØ250 PEHD	m/l	2449,7	2937,81	7196753,157
TubeØ315 PEBD	m/l	982,41	4684,62	4602217,534
TubeØ400 PEHD	m/l	3183,47	7516,57	23928775,1
TubeØ500 PEHD	m/l	1963,91	11724,79	23026432,33
TubeØ630 PEBD	m/l	1817,06	17729,58	32215710,63
TubeØ800	m/l	439,06	20500,43	9000918,796
TubeØ1000	m/l	2356,95	22949,37	54090517,62
Vanne Ø110	U	45	10000	450000
Vanne Ø160	U	82	12000	984000
Vanne Ø315	U	12	14000	168000
TOTAL 3 (HT)				181524320,3
TVA 3 (17%)				3085913445
Montant TTC 3				3267437765

VIII-5) Devis estimatif de projet :

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

- 1- Devis de l'adduction (Montant TTC 1=2732059641 DA)
- 2- Devis du système de pompage (Montant TTC 2=56861973 DA)
- 3- Devis du réseau de distribution (Montant TTC 3=3267437765 DA)

Donc le devis total du projet de Dahmouni est estimé à

Devis total=6056359379 DA

VIII-6) devis du réseau d'irrigation par aspersion et localisée

Il s'agit des équipements à l'aval de la borne d'irrigation qui fait partie du réseau de distribution collectif ou individuelle. Ce sont des équipements individuels, propriété de chaque exploitant.

Le coût final d'une installation d'irrigation intérieure de parcelle, est très lié aux caractéristiques de chaque parcelle. Afin d'évaluer l'investissement des installations, il faut tenir compte les concepts suivants :

- **Matériels** : conduites, vannes, asperseurs et goutteurs, automatismes, filtres et éléments pour la fert irrigation, sont des éléments, dont il faudra tenir compte.
- **Bandes** : une grande partie des conduites seront enterrées, afin d'éviter d'entraver le fonctionnement normal de l'exploitation.
- **Le type de culture** : l'irrigation goutte à goutte est destinée aux cultures intensives (arboriculture et maraîchage). Les grandes cultures seront irriguées par aspersion.
- **La taille de l'exploitation** : l'existence de composants, avec un investissement fixe en éléments comme le filtrage, cabine ou éléments de l'irrigation, font que les parcelles de grande taille, nécessite un coût inférieur par unité de surface par rapport aux parcelles de petites tailles.
- **La géométrie de la propriété**: une parcelle avec une géométrie uniforme, permet l'incorporation d'éléments pivotants et minimiser les mètres de conduites.
- **Les caractéristiques du sol** : les écartements entre diffuseurs seront différents suivant la nature granulométrique du terrain. Dans un sol possédant une texture légère, les écartements entre goutteurs seront assez importants, et donc fait que le coût des matériaux sera modifié.
- **La qualité et le degré d'automatisation des installations** : la mise en place des automatismes, et des éléments de sécurité, même en augmentant de façon initiale l'investissement, permettra un gain à long terme, à travers l'économie de main-d'œuvre et de réparations. Le choix des matériaux, permet d'allonger la durée de vie du réseau.

En conclusion, chaque exploitation présente des particularités, c'est pourquoi il résulte très compliqué d'établir un coût unique par unité de superficie et de système d'irrigation.

L'équipement à la parcelle d'un réseau localisée comprend les accessoires suivants :

Tableau VIII-8: Equipement interne des parcelles d'irrigation localisée

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Total DA
Goutteurs Type A pour Agrumes débit 4 l/h	u	200	31	6200
Porte rampe en polyéthylène DN 75	ml	200	363	72600
Rampe porte goutteurs DN 16	ml	150	31	4650
Poste de filtration, Filtre à sable	u	8	50,237	401,896
Poste de filtration, Filtre à tamis	u	8	24,952	199,616
TOTAL				84051,512

L'équipement à la parcelle d'un réseau par aspersion comprend les accessoires suivants :

Tableau VIII-9: Equipement interne des parcelles d'irrigation aspersion

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Total DA
Les asperseurs type A60 : buse 4mm	u	127	1,166	148,082
Té à clapet pour installation l'asperseur	u	127	432	54864
Canne d'asperseur pour Type A 60	u	127	1,069	135,763
Semelle stabilisatrice pour Type A 60	u	127	159	20193
Porte rampe en polyéthylène DN 75	ml	241	363	87483
Rampe porte asperseurs DN 75	ml	104	31	3224
Conduite secondaire DN75	ml	50	134,00	6700
Conduite de sortie DN75	ml	10	134,00	1340
TOTAL				174087,845

VIII-7) Conclusion

Dans notre travail on a déterminé le devis général de stations de pompage, et l'adduction et le réseau de distribution, en premier lieu nous avons fait une étude quantitative des volumes des travaux. Comme deuxième étape nous avons estimé le cout de projet qui est de 6056359379 DA. Il est élevé mais on doit noter que ce réseau est rentable à moyen terme.

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les différentes composantes d'un projet d'irrigation au niveau d'un grand périmètre, et nous avons cherché à développer les systèmes d'irrigation les plus convenables à partir du barrage Dahmouni dans la wilaya de Tiaret.

A partir des études réalisées pour le périmètre de Dahmouni, on peut révéler les points suivants :

-L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat semi-aride et l'analyse du sol nous a permis de conclure sur des aptitudes culturales très variées, telles que les cultures maraichères, arboricoles et céréalières. Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisi les cultures adaptées avec les données climatiques et agro pédologiques.

-Les eaux du barrage de Dahmouni qui alimentent notre périmètre sont compatibles pour l'irrigation, ce qui permet de les utiliser sans risque.

-Le réseau d'adduction projeté est mixte avec un refoulement par pompage et une desserte gravitaire

-Les systèmes d'irrigation retenus sont l'aspersion et la micro-irrigation ces deux méthodes d'irrigation modernes économisent en grand partie l'eau et facilitent le travail de l'agriculteur.

En fin, nous espérons avoir contribué dans le lancement des projets de mise en valeur et la modernisation des périmètres irrigués afin d'améliorer leur rentabilité et par la suite avoir une agriculture qui influe positivement sur l'économie du pays.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

René Clément et Alain Galand : 1979, L'irrigation par aspersion et réseaux collectif de distribution sous pression, édition, Eyrolles, Paris, pp : 10-147.

L.Rieul: 1992, Guide pratique d'irrigation, édition, CEMAGRF Paris, pp : 219-223.

Charles Ollier et Maurice Poirée : 1981, Irrigation les réseaux d'irrigation théorie, technique et économie des arrosages, édition Eyrolles Paris, PP : 331-449.

Dubost d. 1992- aridité, agriculture et développement : le cas des oasis algériennes in sècheresse no 2. Vol. 3.

FAO 1975. Food alimentation organisation les besoins en eau des cultures. Bull Fao n° 24.

Fao. 1997. Small-scale irrigation for arid zones, principles and options, rom, food and agriculture organization of the United Nations (Fao).

Hillel, D. 1988. L'eau et le sol: Principes et processus physiques. Ed Academia, 288 pages.

Perrier A (1975) Étude physique de l'évapotranspiration dans les conditions naturelles. III. Evapotranspiration réelle et potentielle des couverts végétaux. In Annales agronomiques.

Ollier ch.et Poirée m. (1983). Irrigation : les réseaux d'irrigation, théorie, technique et économie des arrosages. Ed. Eyrolles. paris.455p.

Tiercelin. 2006. Traité d'irrigation, Lavoisier tec & doc, paris .1011p.

Annexe

Annexe 1

7

VALEURS DU COEFFICIENT CULTURAL K_c EN FONCTION
DU STADE DE CROISSANCE DE DIFFERENTES
CULTURES ANNUELLES

Tableau n° 3

cultures annuelles	POURCENTAGE DE LA PERIODE DE CROISSANCE									
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Betterave à sucre	0,45	0,50	0,70	0,90	1,05	1,15	1,25	1,25	1,15	1,10
Coton	0,20	0,30	0,40	0,60	0,90	1,00	1,00	0,90	0,700	0,60
Haricots	0,50	0,65	0,80	1,00	1,10	1,15	1,10	0,95	,80	0,70
x Mais Grains	0,45	0,55	0,65	0,80	1,00	1,08	1,08	1,02	0,95	0,85
Mais Fourrage	0,45	0,50	0,60	0,70	0,90	1,02	1,10	1,10	1,05	0,85
Maraichage	0,35	0,50	0,65	0,75	0,80	0,82	0,80	0,75	0,65	0,50
Melons	0,45	0,58	0,60	0,70	0,80	0,82	0,80	0,75	0,72	0,76
Pomme de terre	0,35	0,45	0,60	0,85	1,10	1,25	1,35	1,38	1,35	1,25
Sorgho grain	0,30	0,50	0,70	0,50	1,10	1,05	0,95	0,80	0,70	0,60
Tomates	0,45	0,45	0,50	0,65	0,85	1,00	1,02	0,95	0,85	0,75

Annexe 2

5. RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (q) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET_{cult} = 5-6 mm/jour

Culture	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (q) de l'eau utilisable ¹	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m ¹		
			T-fin	T.moyenne	T.grossiers
Laitue	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Batate	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge ²	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot ²	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.6-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.5-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Trèfle	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Carao		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Courcoubre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Daté	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitière cado.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin ²	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales ²	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céré. d'hiver ²	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Gazon	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Maïs ²	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Maïs-ensilage		0.5	100	70	30
Melon	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oignon	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poivron	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame ²	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho ²	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Epinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Fraisier	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave mu.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Cane à sucre ²	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournesol ²	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Potato douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - init.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	180	60	25
Légumes	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			200	140	60

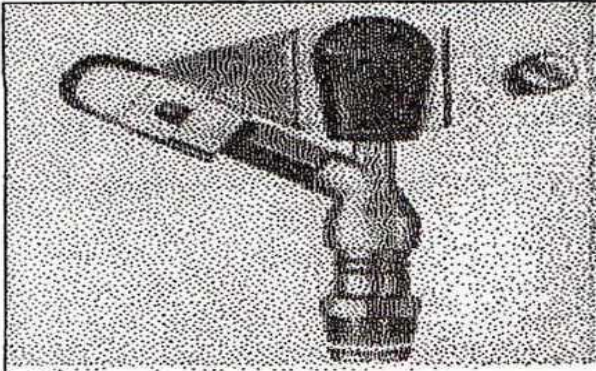
¹ Quand ET_{cul} < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET_{cul} > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2 dS/m).

² Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1972), Salter et Goods (1967), Rijnsma (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

Annexe 3



**Caractéristiques de
l'asperseur circulaire
PERROT ZF 30**

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m ³ /h	espacement m		surface irriguée m ²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,5
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,2

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

Annexe 4

TUBE PEHD EAU POTABLE

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29,61	34,64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48,03	56,20
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75,47	88,30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116,64	136,47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180,68	211,40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288,17	337,16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	404,81	473,63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488,62	571,69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500,90	11 116,05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	22 513,76	26 341,10