

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des systèmes d'Irrigation - drainage

THEME

**CONCEPTION DU SYSTEME D'IRRIGATION DU
PÉRIMÈTRE DE DAHMOUNI A PARTIR D'UN PETIT
BARRAGE (C.DE DAHMOUNI, W.TIARET)**

Présenté par :

M^r DJAGHLOUL ABDELKADER

Promoteur :

M^r BOUKHELIFA.M

Devant le Jury composé de :

Président : M^r T.KHETTAL

Examineurs : M^r M.DJELLAB

M^{me} L.BAHBOUH

M^{me} S.LEULMI

M^{elle} D.HADJ BACHIR

œ Dédicace œ

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

- Mes Parents, Ma Femme, Mon Frère, Mes Sœurs ainsi que toute Ma Famille
- *Mes amis et toutes personnes ayant participés de près ou de loin à ce modeste travail.*

∞ Remerciements ∞

Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

■ Je remercie **MES PARENTS** en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études, mes frères, mes soeurs et toute ma famille.

■ Je remercie fortement mon promoteur : M^r **BOUKHELIFA MUSTAPHA** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

■ Je remercie M^r **BOUDIA ABDELKADER**, qui m'a beaucoup aidé durant mon stage.

Je tiens à remercier aussi :

■ Je remercie **Le chef de projet du périmètre DAHMOUNI de wilaya de Tiaret** qui m'a aidé durant mon stage.

Je tiens à remercier aussi :

■ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

■ Le corps d'enseignants, les étudiants et l'administration de **l'ENSH**

■ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

DJAGHLOUL ABDELKADER

المخلص

إن الهدف من إنجاز مذكرة نهاية الدراسة يندرج ضمن السياسة الحالية المتعلقة بتسيير المساحات المسقية، والذي يسعى إلى تحقيق مردود معتبراً من ناحية الاستثمار، مُعبِّراً عن أفضل فعالية لتقنيات السقي من جهة، تسيير أنجع و مُحافظاً على الموارد المائية و نوعية التربة من جهة أخرى. و هذا لن يتأتى إلا بتبني أنظمة سقي حديثة و التي فرضت فعاليتها، نذكر على سبيل المثال: السقي بالتقطير و السقي بالرش الأكثر تطوراً في الأونة الأخيرة نتيجة للتقدم العلمي و التكنولوجي. و من بين ما تتميز به هذه الأنظمة من محاسن هو تحقيقها لاقتصاد معتبر للمياه و تهدف الدراسة إلى تحديد المساحات الزراعية لمنطقة دحموني ولاية تيارت و تزويدها بالمياه و هذا ينطوي على تقدير الاحتياجات المائية لمختلف المحاصيل الزراعية و تصميم مختلف هياكل التخزين و التوزيع. و تهدف الدراسة الى انشاء محطة ضخ المياه من السد ومنها تصميم شبكات توزيع المياه داخل المحيط الزراعي لهذه المنطقة . مع العلم أن المورد الوحيد المتاح هو سد دحموني.

RÉSUMÉ :

L'objectif de ce mémoire de fin d'étude rentre dans le caractère de la politique actuelle de la gestion des périmètres irrigués; de façon à atteindre un rendement élevé de l'investissement, traduisant une meilleure efficacité du système d'irrigation d'une part, une meilleure gestion et préservation des potentialités : ressources en eau et ressources en sol d'autre part. Cela par adoption des systèmes d'irrigation modernes qui ont imposé leur fiabilité, à savoir : l'irrigation localisée, l'irrigation par aspersion les mieux développés avec l'évolution de la science et de la technologie, Ces systèmes présentent de multiples avantages, comme l'importante économie d'eau.

L'étude vise à identifier les domaines de la superficie agricole Dahmouni W.Tiaret et de leur fournir de l'eau, ce qui implique l'évaluation des besoins en eau des différentes cultures agricoles et la conception des différentes structures de la distribution et stockage.

L'étude vise entre à concevoir une station de pompage, refoulant à partir du barrage, y compris la conception des réseaux de distribution d'eau dans la région agricole environnante. Sachant que la seule ressource disponible est le barrage de Dahmouni.

ABSTRACT :

The aim of this present work has an aspect of the actual policy of the irrigated areas management in a way to reach a high investment yield, showing a better efficiency of the irrigation system from one part, and a better management and potentialities preservation: water resource and ground resources from the other part. This by adoption of modern irrigation systems which have imposed their reliability, ie: The localized irrigation, the aspersion irrigation the most developed with the evolution of science and technology, These systems present many advantages like the important water saving.

The study aims to identify fields of agricultural area **Dahmouni W.Tiaret** and provide them with water and this involves assessing the water needs of various crops and the design of various structures of the storage and distribution.

The study aims at the establishment of a pumping station from the dam, including the design of water distribution networks within the agricultural environment of this region. There fore, note that the only resource available is the dam **Dahmouni**.

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est une ressource essentielle à la vie. Elle fait l'objet d'utilisations très diverses par l'homme. Indispensable dans la production agricole, d'énergie et d'industrie.

Fragile et limitée, la ressource en eau est de plus en plus menacée par les conséquences des activités humaines. Le nombre croissant d'utilisateurs oblige aujourd'hui à gérer cette ressource de manière intégrée et efficace, dans une perspective de long terme, et, ainsi, à trouver des solutions innovantes pour répondre à la demande.

Le périmètre DAHMOUNI est une région essentiellement agricole ; les cultures céréales, et l'exploitation forestière représentent les principales ressources agricoles. C'est surtout la rationalisation de l'agriculture qui a suscité la mise en œuvre d'un programme de développement agricole, qui comme partout ailleurs en Algérie, reste conditionné par le problème d'eau.

Dans l'objectif de cette optique, la maîtrise de la technologie des réseaux d'irrigation sous pression et son évolution dans le temps ainsi que les deux modes de distribution à la parcelle l'aspersion et ce qu'on appelle la micro irrigation s'avère impérative.

Depuis la première moitié de notre siècle, tous les projets d'irrigation de la région se sont trouvés subordonnés aux problèmes d'alimentation en eau potable qui est prioritaire. Dans la dernière décennie, un autre phénomène aggrave la pénurie en eau d'irrigation, c'est la période de sécheresse qui s'est accentuée.

La mobilisation de l'eau au niveau du barrage de **DAHMOUNI** peut permettre actuellement la mise en place d'un système d'adduction et de distribution d'eau à travers l'ensemble du périmètre.

Ce travail commence par un aperçu sur les techniques d'irrigation sous pression, dans le 2^{ème} chapitre on fait la présentation de la zone d'étude et des ressources hydriques, pour obtenir des informations sur le site de périmètre et données climatiques qui ont été utilisées dans l'étude hydrologique, le 3^{ème} chapitre pour déterminer les caractéristiques des pluies de différentes fréquences afin d'utiliser ces résultats pour calculer les besoins en eau dans le chapitre 4, le 5^{ème} chapitre nous allons dimensionner des différents ouvrages de transfert (adduction gravitaire, conduite de refoulement et station de pompage), de stockage (bâche de reprise) et distribution (réservoir).

Dans le 6^{ème} chapitre on a essayé d'étudier la projection et dimensionnement du réseau collectif ramifié d'irrigation sous pression ainsi que l'ensemble des ouvrages y afférent (bornes d'irrigation, réducteurs de pression et sur-presseur), et comme dans tous les projets de fin d'étude on a essayé de rédiger à la 7^{ème} chapitre une estimation du coût de revient.

L'irrigation sous pression est l'application de l'eau au sol dans le but de rafraîchir ce dernier et l'atmosphère, par ce moyen réaliser les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes.

Mais quelque soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage) et son mode de transport (canaux, conduits sous pression), le problème qui se pose est comment répartir cette eau sur le sol de façon que les plantes en tirent le maximum de profit; en effet il existe plusieurs procédés pour la faire et chacune de ces procédés présente des avantages et des inconvénients.

1-Irrigation sous pression :

Les réseaux collectifs destinés à l'irrigation sont généralement ramifiés. Les réseaux d'irrigation sont utilisés chaque année pendant un temps plus ou moins long dépendant du climat et des cultures pratiquées. Cette utilisation est intensive pendant la période de pointe.

Le tracé économique est un problème complexe qui ne se résume pas à un problème de plus court chemin pour desservir différents points à partir d'une station de pompage. En effet, cela pourrait être vrai si toutes les canalisations avaient le même diamètre. Mais il n'en est rien, puisque d'une manière générale, les réseaux comportent une ossature principale autour de laquelle se distribuent des canalisations de plus petit diamètre. En toute rigueur, le tracé du réseau devrait consister en plusieurs allers et retours entre le calcul économique des diamètres et le calcul des chemins les plus courts. C'est ce que proposent **Labye et al. (1988)** L'obtention d'une bonne solution in fine, prenant en compte les nombreuses contraintes de tracés, comme le suivi d'une route, la traversée d'un ruisseau, nécessitera de la part du projeteur compétence et savoir faire. De plus, les réflexions sur le tracé sont menées pour un nombre fixe de points à desservir. [11]

Un réseau collectif de distribution par conduit sous pression, dessert les différentes parcelles à irriguer par l'intermédiaire des bornes d'arrosage. Chaque ilot irrigant dispose d'un l'eau individuelle de matérielle mobile. Plan des plantations des bornes c'est incompreme entre l'entré des l'utilisateur qui cherche avoir chaqu'un une borne et la limitation du nombre borne de manière à limite les coûts.

Le principe d'implantation des bornes sont les suivant :

S'il s'agit de deux ilots les bornes sont implantées entre ces deux derniers.

S'il s'agit d'un grand ilot la borne est implantée au milieu.

S'il s'agit d'un vaste ilot on peut implantées deux bornes.

Rayon d'action (généralement $R=200\div 300$).

Selon (**JEAN, R.T, 1998**) les Avantages et les Inconvénients sont :

1.1- Avantages :

- Besoin en main d'œuvre généralement faible (mais très variable selon l'automatisation) ;
- Absence de nivellement préalable ;
- Bonne adaptation à tous les types de sols ;
- Possibilité contrôle précis des doses appliquées, ce qui permet une bonne efficacité des arrosages (à condition que la technique soit bien maîtrisée par les irrigants) ;
- Excellente efficacité des réseaux de canalisations, qui avec une bonne efficacité d'arrosage à la parcelle, réduit les consommations en eau par rapport à l'irrigation de surface ;
- Facilité de mesure des consommations en eau ;
- Possibilité de mélanger facilement les engrais et pesticides à l'eau d'irrigation ;
- Suppression des infrastructures aériennes venant cloisonner et figer le parcellaire ;
- Suppression de surfaces perdues des canaux et rigoles ;
- Le matériel gêne rarement les façons culturales et est constitué de structures souples, adaptables à tous les cas particuliers.

1.2- Inconvénients :

- Coûts d'investissement élevés ;
- Exige un certain niveau de compétence de la part de l'irrigant ;
- Exige un environnement technique permettant de garantir la maintenance des équipements.

2- Les procédés d'irrigation sous pression:

Les procédés d'irrigation sous pression peuvent être rangés en deux (02) classes, soit :

A- L'irrigation par aspersion.

B -L'irrigation localisée ou micro irrigation.

2.1- l'irrigation par aspersion :

L'irrigation par aspersion est une technique d'arrosage, dont le principe est l'alimentation en eau des cultures en simulant la pluie. Ce résultat est obtenu en forçant un flux d'eau sous pression à travers un orifice de dimensions bien déterminées appelé buse.

2.1.1-La source d'eau :

L'eau peut être prise soit en profondeur (nappe phréatique, puits, forage, etc....), soit en surface (lac, étang, retenue collinaire, réseau collectif etc....)

2.1.2–La conduite de distribution (principale):

On la retrouve au niveau des parcelles, dite aussi conduite : d'amenée, principale ou primaire, généralement enterrée, peut être constituée en : acier, amiante ciment, matière plastique, (PVC, Polyéthylène).

2.1.3–Les conduites d'approches (portes rampes) :

Elle est branchée sur la conduite principale et placée sur le sol, souvent selon un axe de symétrie de l'installation. Elle est constituée de tube en alliage léger à raccord rapide. Nous retrouvons sur cette conduite selon un écartement normalisé (**6, 12, 18, 24 mètres**).

2.1.4 -Les rampes :

Sont branchées sur la porte rampe, généralement constituée de tubes de longueurs normalisées à écartement de **6, 12, 18, 24 mètres**. La rampe porte les asperseurs rotatifs, la liaison étant assurée par un raccord.

2.1.5 -Les asperseurs:

Les asperseurs sont maintenus à une certaine hauteur au dessus du sol par une rallonge compatible avec la culture à arrosée.

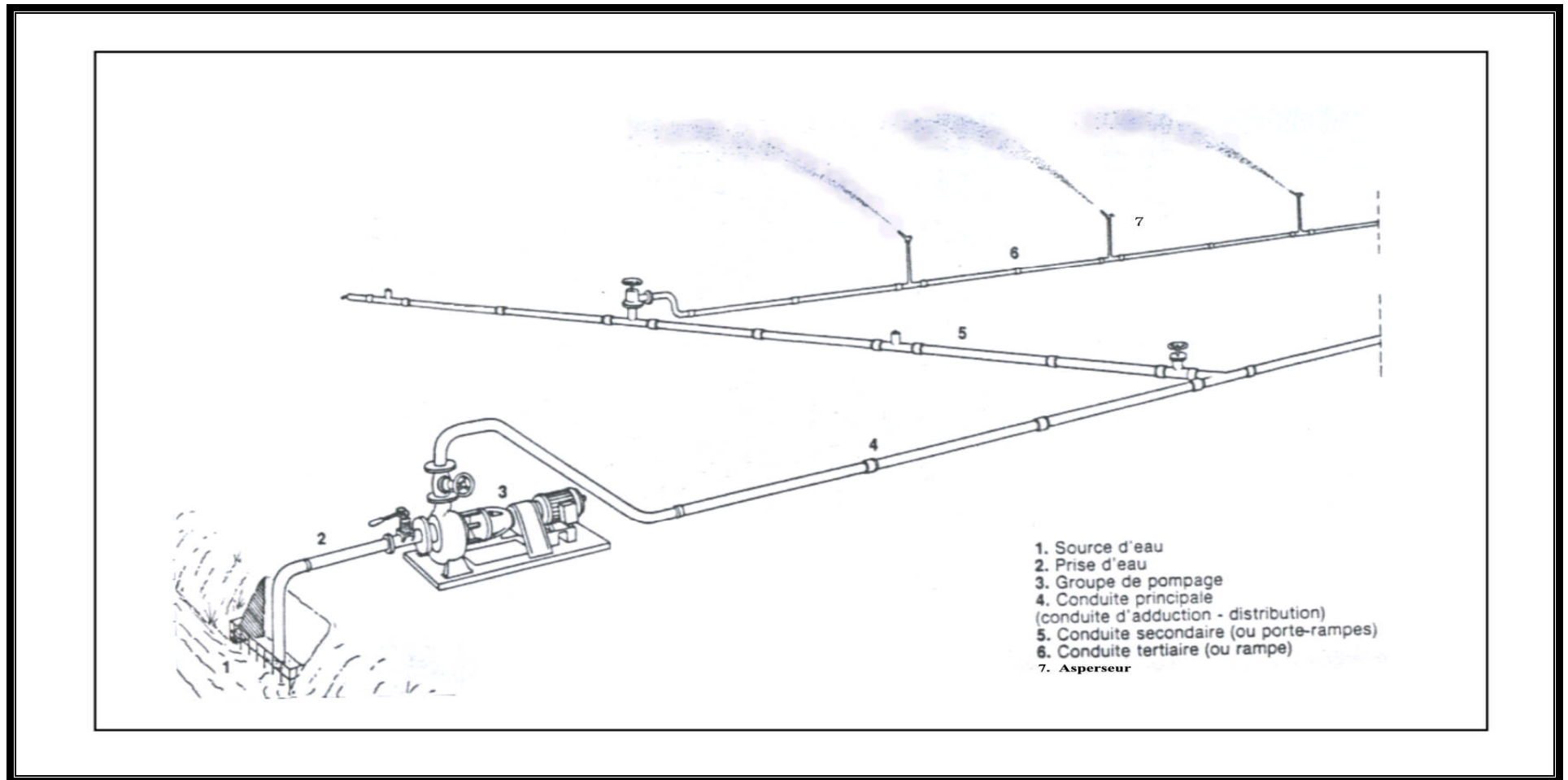


Figure N°1.1 : description du réseau d'aspersion

2.1.6-Conditions d'arrosage par aspersion :

Les conditions d'arrosage par aspersion peuvent être diverses :

- *le type du sol (perméabilité, topographie, etc....),
- *les dimensions de la parcelle,
- *la fréquence des vents,
- *les besoins en eau,
- *le type de culture (en ligne, arbustive, couvrante, herbacé, etc...),
- *la disponibilité de la main d'œuvre,
- *la qualité d'eau.
- *le coût d'investissement,

Pour répondre à ces limites, on dispose de différents types de matériel que l'on classe généralement d'après sa pression de fonctionnement :

- *Asperseur de très basse pression : (10 à 100 KPa ou 0,1 à 1 bars)
- *Asperseur de basse pression : (100 à 200 KPa ou 1 à 2 bars)
- *Asperseur de moyenne pression : (20 à 40 KPa a ou 2 à 4 bars)
- *Canon d'arrosage à haute pression : (au dessus de 400 KPa ou >4 bars).

2.1.7-avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion

2.1.7.1 -Avantages de l'irrigation par aspersion:

- *L'aspersion ne nécessite en aucune manière le nivellement préalable des sols.
- *Elle libère l'exploitation des structures superficielles de canaux et rigoles.
- *Par le contrôle systématique de l'intensité de la pluie, elle permet d'arroser avec la même efficacité les sols les plus sableux.
- *Elle permet le contrôle précis de la dose à appliquer tant en quantité qu'en qualité.
- *Elle évite les pertes par percolation et colature et augmente considérablement le rendement de l'irrigation, diminuant par voie de conséquence, les besoins en eau d'irrigation à l'unité de surface.

*Elle permet dans certaines conditions, la protection antigel.

*Elle peut se combiner avec des opérations de fertilisation.

*Elle entraîne des économies très importantes de main d'œuvre, comparée à l'irrigation traditionnelle.

*Elle engendre des modules d'irrigation très inférieurs à ceux générés par l'irrigation traditionnelle et ouvre la voie aux ***réseaux collectifs de distribution sous pression*** à la demande.

*Elle est constituée de structure souple, mobile, adaptable à tous les cas particuliers.

2.1.7.2 -Inconvénients de l'irrigation par aspersion:

Elle entraîne au niveau de l'exploitation, des dépenses extérieures d'investissement et d'exploitation très supérieures à l'irrigation traditionnelle.

*Elle s'avère mal adaptée aux régions à vents dominants.

*Elle ne peut pas être utilisée avec des eaux salées.

*Elle oblige la multiplicité des traitements en raison du lavage des appareils foliaires,

*Dans certaines conditions, elle peut favoriser le développement de certaines maladies,

*Elle peut être mal adaptée à certains sols de type battants à structure superficielle fragile.

*Elle peut présenter des aspects rebutants de point de vue de déplacement du matériel dans des zones à cultures hautes.

*Assure une forte oxygénation de l'eau.

*Mauvaise adaptation aux eaux salées.

2.2- l'irrigation localisée :

L'irrigation localisée est un système permettant de fournir l'eau à une partie du sol, c'est la zone racinaire. La plus grande partie de sol superficiel restant ainsi sec.

L'eau est distribuée ponctuellement au niveau de la plante au moyen de goutteurs. Un débit convenable de **2 à 10 (l/h)** est fourni pendant une certaine période, sous une faible pression de **1 à 2 bars**. L'humidité élevée du sol, peut être maintenue en permanence. La tension eau/sol, de la zone racinaire se trouve à peu près à la capacité au champ pendant tout le temps de végétation.

Une installation d'irrigation localisée comprend les éléments suivants :

2.2.1.-Tête de distribution :

C'est l'ensemble du dispositif de branchement sur le réseau général, avec réglage et contrôle de pression et du débit. Elle peut alimenter une ou plusieurs parcelles, est constituée de :

2.2.2-Manomètres :

Deux manomètres sont placés au début et à la fin de la tête, pour contrôler les variations de pression, provoquées par les différents appareils.

2.2.3-Vannes :

Les vannes des tuyaux secondaires peuvent être commandées automatiquement, en fonction des besoins.

2.2.4-Complexe d'injection de l'engrais :

Un mélangeur d'engrais est branché sur la tête de distribution, permettant l'injection des engrais solubles dans le réseau d'irrigation. La quantité d'eau livrée au mélangeur est égale à environs **5 à 20%** du débit total. L'injection des engrais dans le réseau consiste à profiter de l'énergie cinétique de l'eau du tuyau principal. Dans ce cas, c'est la vitesse qui réglera la livraison de la solution fertilisante.

2.2.5-Filtre :

Le filtre est un accessoire indispensable pour éviter l'obstruction des goutteurs, la section de passage de l'eau étant très petite. On distingue plusieurs sortes de filtres, dont l'efficacité dépend de la nature d'eau : filtre à maille, filtre à gravier ou à sable et filtre à tourbillon (vortex ou cyclone).

2.2.6-Canalisation principale (d'amenée) :

La canalisation d'amenée transporte l'eau entre la station en tête et les différents postes d'arrosage, de gros diamètre, en (PE) ou en (PVC) ; elle est généralement enterrée.

2.2.7-Canalisation secondaire (porte rampe) :

Les tuyaux secondaires et tertiaires sont fixes ; on enterre généralement les tuyaux pour ne pas nuire au travail des engins motorisés et pour éviter tous dommages. Ces tuyaux sont en PVC ou en polyéthylène. Le diamètre dépend du débit et des pertes de charge totales, et varie entre 25 et 90 mm pour le polyéthylène souple et quand il s'agit de tuyaux plus importants le diamètre sera en PVC rigide, de 12 à 300mm. (F.A.O 1973).

2.2.8-Rampe d'alimentation :

Dans la plupart des cas, en irrigation localisée le système (rampe/porte rampes) est permanent, et la couverture de la parcelle est intégrale.

Les rampes sont enterrées de 5 à 10cm de profondeur ou le plus souvent posées sur le sol. Elles sont généralement en polyéthylène souple, placées parallèlement entre les rangs de cultures.

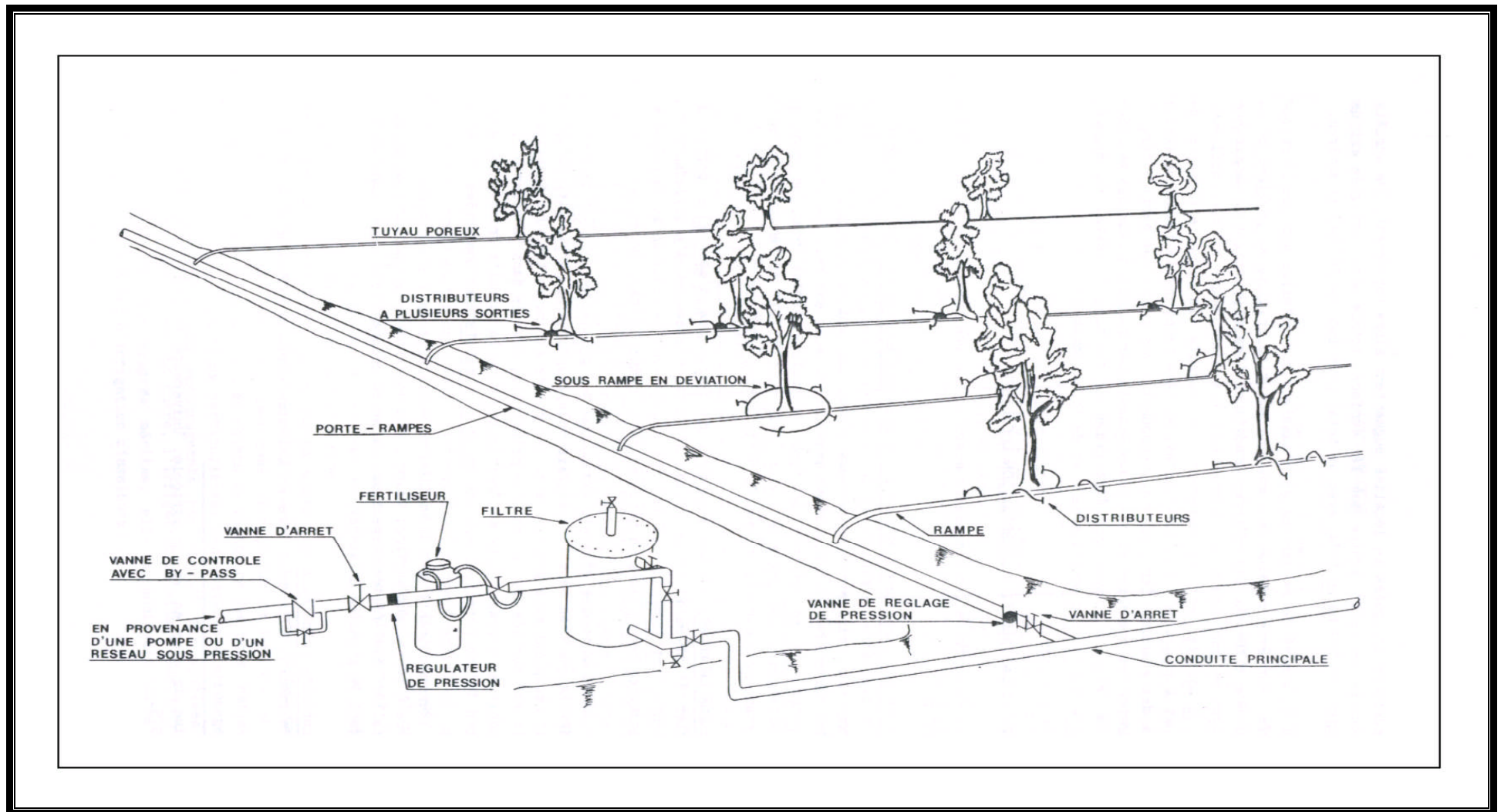


Figure N°1.2: description du réseau d'irrigation localisé.

2.2.9-conditions d'arrosage par le système localises :

Les conditions d'arrosage dans les systèmes localisés, sont :

- *le type du sol (perméabilité, topographie, etc....).
- * les dimensions de la parcelle.
- * les besoins en eau.
- *le type de culture (en ligne, arbustive, couvrante, herbacé, etc....).
- *le coût d'investissement.

Pour répondre à ces limites, on dispose de différents types de matériels que l'on classe généralement d'après : son mode de fonctionnement, sa technique de fixation et sa manière de desserte :

2.2.10-avantages et inconvénients de l'irrigation localisée

2.2.10.1 -Avantages de l'irrigation localisée:

- *L'irrigation localisée permet une utilisation plus rationnelle de l'eau.
- *L'économie d'eau ; les pertes par évaporation ou par percolation sont limitées.
- *Le contrôle précis des quantités d'eau apportées.
- *Pression de fonctionnement faible ; la pression nominale de fonctionnement de la plupart de goutteurs est voisine de 10 mce
- *Facilité de travail ; les différents travaux culturaux et les passages de matériels restent possible à tout moment (désherbage, traitement, taille, récolte, etc....).
- *Enherbement réduit ; la localisation de l'eau limite le développement des adventices.
- *Arrosage sous paillage plastique et bâche ; l'irrigation s'adapte très bien aux cultures avec paillage plastique ou sous bâche (fraise, tomate, etc..),
- *Possibilité de fertilisation et traitement en cours d'irrigation.
- *Accumulation des sels et localisation de ces derniers en périphérie de la zone humide.
- *Possibilité d'utilisation des eaux salées.
- *Meilleure utilisation des sols difficiles.
- *Réduction des frais d'exploitation et utilisation de plus faibles débits.
- *Possibilité d'automatisation.
- *Meilleur adaptation à l'irrigation de nuit.

2.2.10.2 -Inconvénients de l'irrigation localisée :

*L'irrigation localisée ne peut être envisagée sans une filtration préalable de l'eau utilisée pour l'irrigation.

*Sensibilité à l'obstruction ; les causes en sont : le sable, le limon, la matière organique, les algues, les précipitations d'engrais non dissouts, etc., une enquête récente a révélé que l'obstruction était due aux causes :

#biologiques dans 37% des cas,

#chimiques dans 22% des cas,

#physiques dans 31% des cas,

#incertitude dans 10% des cas.

*Risque de salinisation ; particulièrement à la périphérie de la zone de sol humidifié, en causant parfois de sérieux dommages aux cultures à enracinement superficiel.

*développement racinaire limité ; les racines se concentrent dans la zone humidifiée, les rendements s'en ressentent et les cultures peuvent, par vent violent, être déracinées.

*l'influence du climat atmosphérique ; l'irrigation localisée n'assure pas la protection des cultures contre le gel, le froid gingembre

*installation en fonction des conditions de terrain "topographie", et de la géométrie de la parcelle.

*Coût d'investissement ; les coûts d'investissement pour une installation localisée sont élevés et la possibilité de rotation et d'amortissement de ce matériel sur plusieurs parcelles comme c'est le cas pour l'aspersion, sont limités.

Conclusion :

Les systèmes d'irrigation sous pression engendrent une économie d'eau moyennée 30 à 60 % par rapport aux systèmes gravitaires. Les systèmes d'irrigation localisée, quant à eux, peuvent engendrer une économie d'eau allant jusqu'à 50% par rapport aux systèmes par aspersion (limitation maximale de l'évaporation et de la percolation car l'eau est livrée à faible dose et n'humidifie qu'une fraction du sol).

Les systèmes d'irrigation localisée occasionnent les plus-values suivantes :

Prévention du développement des mauvaises herbes et possibilité de fustigation. Ils sont par contre pas adaptés si les cultures emblavées sont à enracinement profond ainsi que si les eaux sont trop chargées (sable, limon, matière organique, fer,...qui peuvent obstruer les tuyaux) ou trop salées (pas de lessivage).

L'irrigation par aspersion est recommandée dans les cas de sols à faible profondeur, de sols légers et perméables, en cas de relief trop accidenté ainsi qu'en cas d'utilisation d'eau salée.

CHAPITRE 2 :

Présentation de la zone d'étude.

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

1- Localisation de la zone du projet :

Le futur périmètre hydro-agricole de Dahmouni se situe dans la région nord-ouest de l'Algérie, dans les hauts plateaux du Sersou, au sein de la wilaya de Tiaret. (Voir **Figure N°2.1**)

Le périmètre de Dahmouni, située 15 km à l'est de la ville de Tiaret. la ville de Tiaret se trouve à 280 km au sud-ouest d'Alger environ dans la région du plateau du Sersou.

L'accessibilité à la zone de l'étude à partir de Tiaret se fait à travers les routes nationales RN N° 14 et/ou RN N° 40. La route RN N°40 passe à 1,5 km du site du barrage et traverse dans la direction ouest-est la zone amont. La partie en aval du futur périmètre est elle-même facilement accessible à partir de la route RN N°14 et d'une multitude de routes et de pistes.

Le périmètre d'étude s'étale sur un secteur de glacis faisant partie de la région dite de « bled Dahmouni » bordé au nord par la route nationale N° 14, à l'ouest par la piste reliant douar ouled ben Abda à la RN 14, à l'est par bled Teslemt Essebain. Quant aux régions sud elles sont limitées par l'axe d'écoulement d'un affluent d'oued Nahr Ouassel. Sur le plan d'intégration du périmètre dans son contexte régional, il est à noter qu'il fait partie des aires intermédiaires entre les plateaux D'Ouersenis au nord et les plateaux au sud. [9]

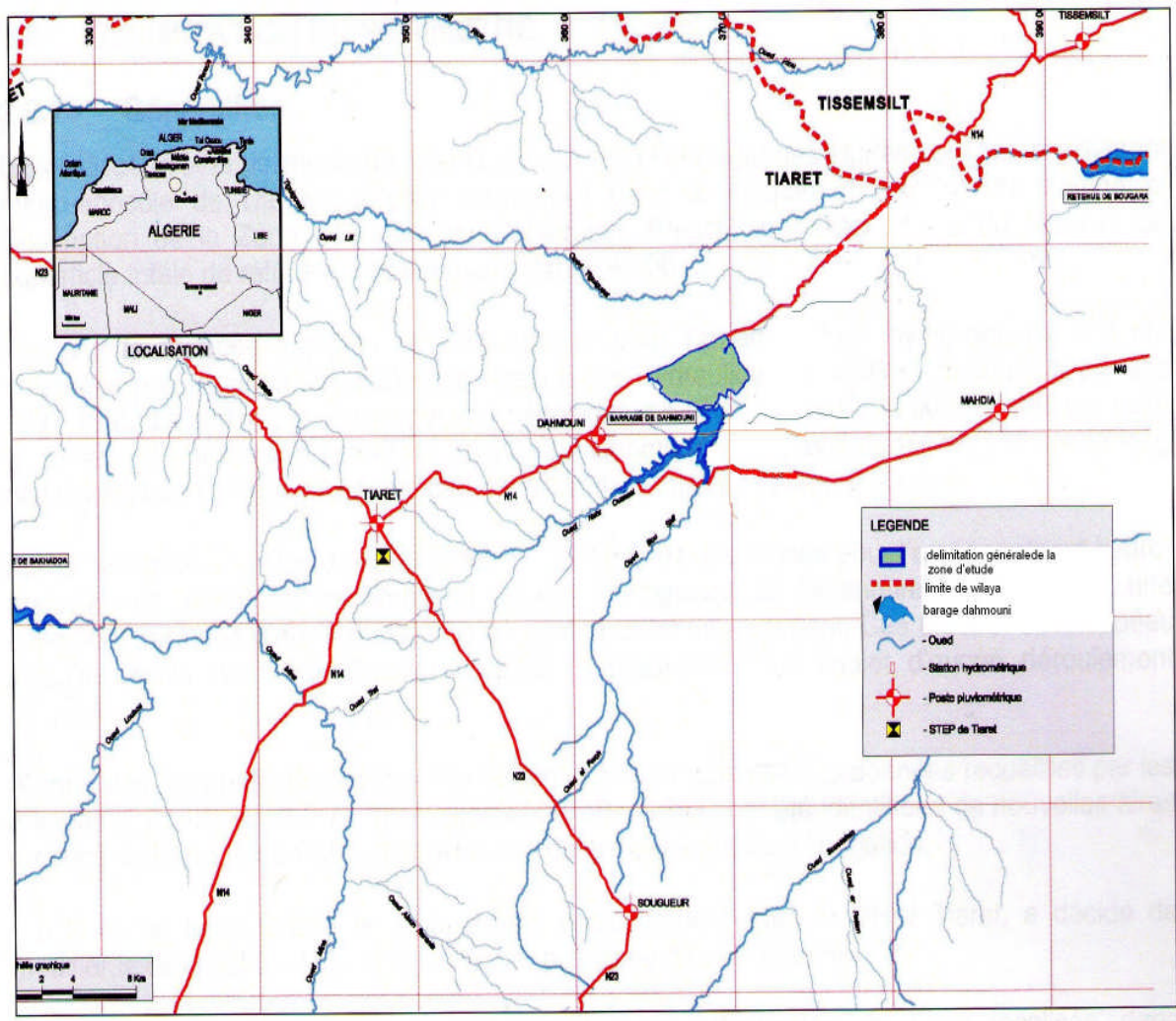


Figure N°2.2: localisation de la zone du projet.

Le barrage de Dahmouni, a été construit en 1987 et constituera l'origine de l'eau pour le futur périmètre irrigué, qui se situe sur l'oued Nahr Ouassel, affluent de l'oued Chéelif, à environ 8 km au Nord-Est de la ville de Dahmouni et 20 km à l'est de Tiaret.

2- Caractéristiques du barrage de Dahmouni:

La retenue du barrage de Dahmouni, dont le niveau de retenue normale est à la cote 925,00 m, a une capacité de stockage total de 40,58 hm³. La capacité de stockage utile, définie par le niveau minimal d'exploitation est à la cote 912,40m, est de 36,44 hm³ le barrage à une hauteur maximale de 35,0 m. [9]

Ainsi, les caractéristiques principales de la retenue du barrage de **Dahmouni** sont les suivantes :

- Niveau du couronnement (NC) (931,00)
- Plus hautes eaux (PHE) (928,80)
- Niveau de retenue normale (NRN) (925,00)
- Surface inondée au (NR) 1,57 km²
- Niveau minimal d'exploitation (NME) (912,50)
- Volume total de la retenue 40,58 hm³
- Volume utile de la retenue 36,44 hm³
- Volume mort 4,14 hm³

Le périmètre est présenté dans la figure suivante :

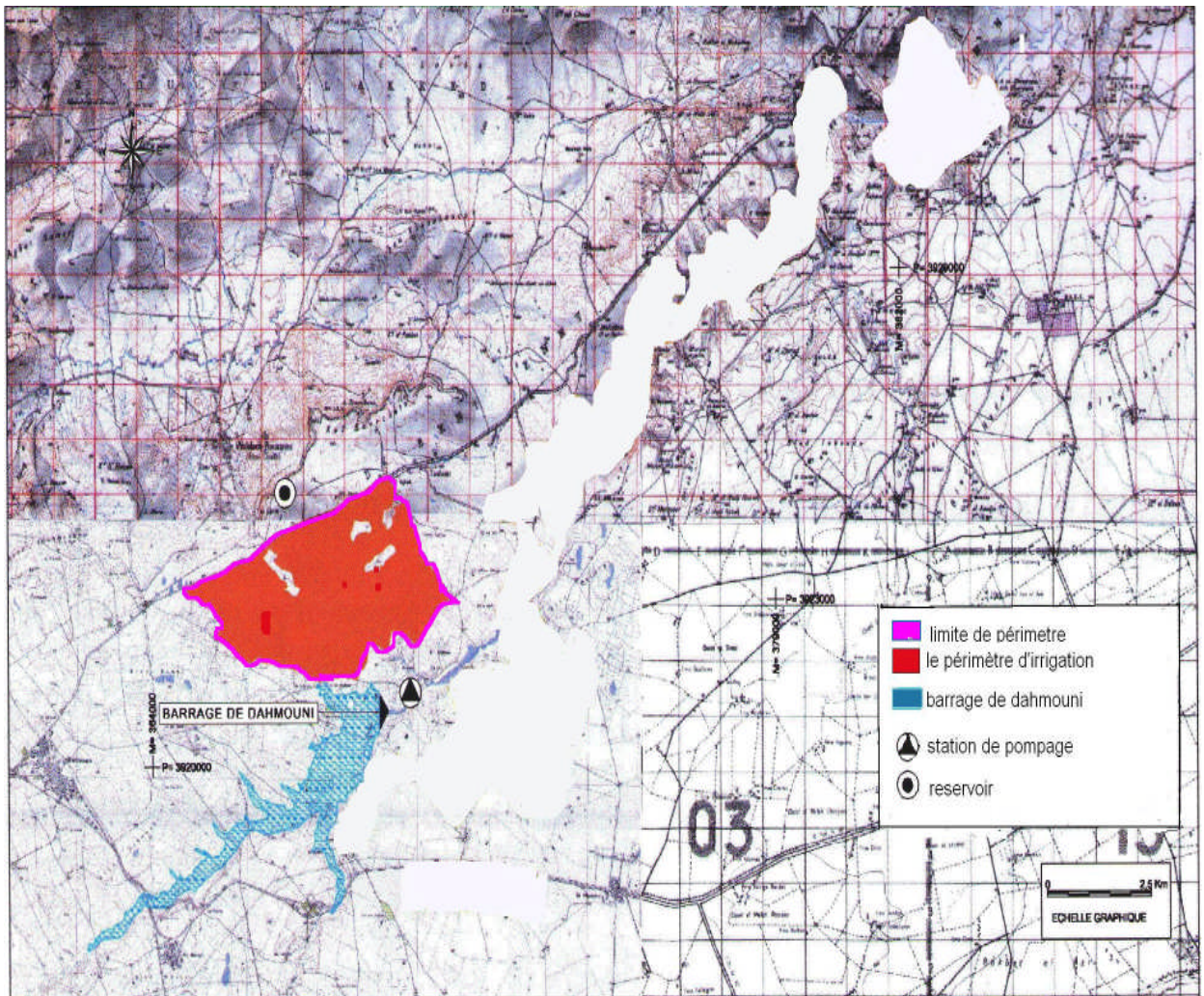


Figure N°2.3: Délimitation générale du périmètre à aménager.

3- Le climat de la zone projet

3.1 - La pluviométrie :

La zone reçoit une pluviométrie moyenne annuelle de 361.31 mm environ (valeur enregistrée dans la station climatologique (010904) de Dahmouni pendant la période (1976-2005). Les valeurs moyennes maximales de précipitations sont observées au mois de février et les valeurs minimales en juillet.

Tableau N°2.1: Valeurs moyennes de la pluviométrie aux stations de Dahmouni.

Saison	automne			hiver			printemps			été			année
Station climatologique	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	août	année
p moy(mm)	14,92	36,77	45,20	44,10	44,31	48,37	41,64	41,82	26,62	8,52	2,25	6,79	361,31
pmoy(%)	4.13	10.17	12.5	12.2	12.26	13.39	11.52	11.57	7.45	2.36	0.62	1.88	100
pmoy(%) saison	26.8			37.95			30.54			4,86			100

Source Office Nationale de la Météorologie (ONM)

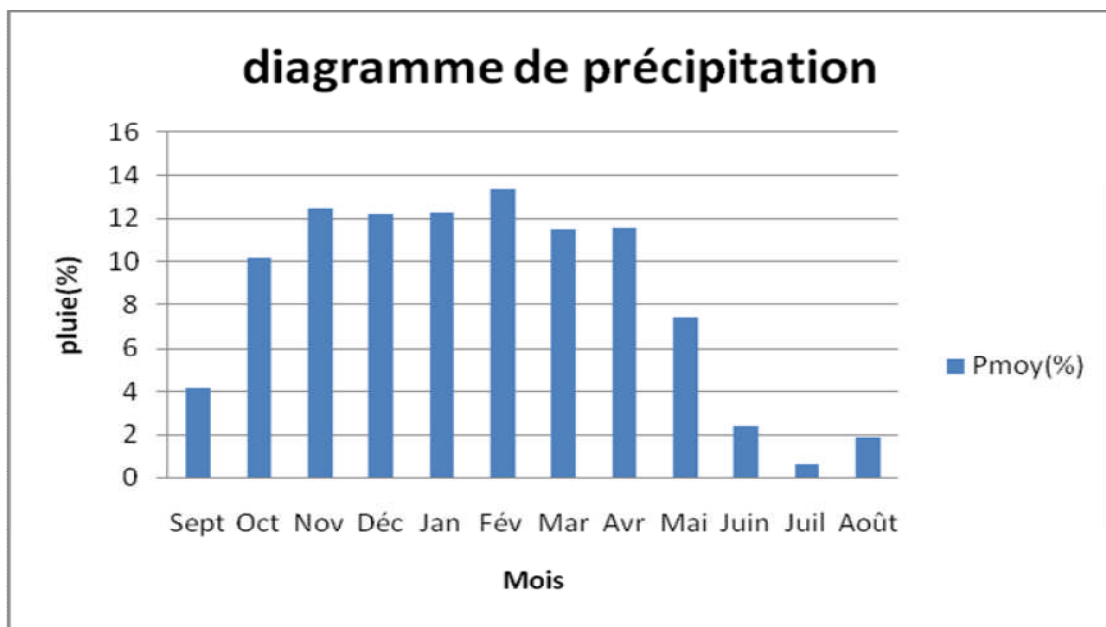


Figure N°2.4: Diagramme de précipitation

On remarque d'après le diagramme de précipitation :

- ✓ Le mois de février est le plus pluvieux qui représente 13,39% de la pluviométrie annuelle.
- ✓ Le mois de juillet est le plus sec qui représente 0.62% de la pluviométrie annuelle.

La plus importante hauteur tombe en hiver, et représente 37.95%, suivi par le printemps, qui représente 30.54%, l'automne qui représente 26.8% et la période estivale est marqué par sa sécheresse avec 4,86%, ce qui nécessite un apport d'eau complémentaire pendant cette saison.

Les caractéristiques géographiques de la station sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau N°2.2: Caractéristiques géographiques de la station de Dahmouni.

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

Source : (ANRH)

3.2 - Les températures :

La température de l'air est un élément météorologique de grande importance en ce qui concerne le développement et la production des végétaux. Sa distribution spatiale dans une région est principalement conditionnée par des facteurs physiographiques, tels que le relief (altitude et exposition), la nature du sol et de son revêtement, la proximité des grandes superficies d'eau et le régime des vents.

Dans le tableau ci-après, on indique les valeurs moyennes mensuelles et annuelles des températures, les moyennes des maximales, les moyennes des minimales, les moyennes journalières de la température de l'air, et l'amplitude thermique moyenne, observées dans la station climatologique de Tiaret, pendant la période 1976-2005.

Tableau N°2.3: Valeurs moyennes des températures.

paramètre	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Température maximale (c)	28.4	22,2	16,1	12,2	11,3	13,4	16,4	8,1	24,0	30,2	34,4	33,9	21,7
Température minimale (c)	14.1	9,6	5	2,3	1,1	1,3	3,4	4,5	8,9	13,7	17,0	17,4	8,2
Température moyenne (c)	20.8	15,4	10	6,8	5,6	6,9	9,8	11,3	16,4	22,2	25,9	25,8	14,7
Amplitude thermique (c)	14.3	12,6	11,1	9,9	10,2	12,1	13,0	13,6	15,1	16,5	17,4	16,5	13,5

Source Office Nationale de la Météorologie (ONM)

Les valeurs mensuelles de la température de l'air varient avec une certaine régularité pendant l'année, avec un maximum en juillet et un minimum en décembre. La température moyenne de l'air des mois les plus chauds est de 25,9 °C et 25,8°C (en juillet et août, respectivement).

La température moyenne de l'air du mois plus froid est de 5,6°C et la température moyenne annuelle est de 14,7 °C.

L'amplitude moyenne de la température de l'air est relativement homogène pendant toute l'année. Présentant une valeur moyenne de 13,5° C. les écarts majeurs entre les valeurs moyennes des températures minimales et maximales correspondent aux mois de juin, juillet et août. Avec des valeurs de 16,5, 17,7 et 16,5°C, respectivement. [9]

3.3-L'humidité relative :

La moyenne annuelle de l'humidité relative est de 59.4%. Elle atteint des pics durant les saisons d'automne et hiver avec pourcentages entre 73 et 79% et reste faible durant l'été où elle oscille entre 34 et 43%.

Tableau N°2.4: Moyennes mensuelles et annuelles de l'humidité relative de l'air(%) station de Tiaret.

Station climatologique de tiaret	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	août	Année
Humidité relative (%)	52.2	63.0	73.0	79.0	76,0	72,0	64,0	63,0	57,0	43,0	34,0	37,0	59,4

Source Office Nationale de la Météorologie (ONM)

3.4- Le vent :

Les principaux paramètres pour décrire le vent dans un site déterminé sont : La direction et la vitesse (km/ h). On considère normalement un vent calme quand on a une vitesse du vent égale ou inférieure à 1,0 km/h, sans direction et sens déterminés.

La vitesse moyenne annuelle est de 4.3 m/s avec une pointe au mois de janvier où est enregistré 5 m/s et des valeurs minimales en août, de l'ordre de 3,5 m/s.

Tableau N°2.5: Les vitesses moyennes du vent (m/s) de la station de Tiaret.

Station climatologique de tiaret	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Vitesse du vent (m/s)	3.9	4.1	4.8	4.8	5.0	4.5	4.6	4.9	4.1	4.0	3.6	3.5	4.3

Source Office Nationale de la Météorologie (ONM)

3.5-le sirocco :

La région du futur périmètre irrigué est fortement exposée au sirocco. 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.

3.6-L'insolation :

La moyenne annuelle d'insolation est estimée à 8,5 heures par jour avec une pointe au mois de juillet où est enregistrés 11,7 h par jour et une valeur minimale pendant le mois de décembre (5.8 h par jour).

Tableau N°2.6: Moyenne mensuelle de l'insolation.

mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	année
Moy(heure)	269	239	194	173	169	208	149	264	295	332	351	308	2951
Heure/jour	8,9	7,9	6,5	5,8	5,6	6,9	8,3	8,8	9,8	11,1	11,7	10,3	101,6

Source Office Nationale de la Météorologie (ONM)

3.7- Le brouillard :

La zone du périmètre (Tiaret) présente du brouillard pratiquement pendant toute l'année, à l'exception des mois de juillet et août. Les mois de décembre et janvier présentent les valeurs les plus élevées de l'occurrence de brouillard, 3,2 et 3,3 jours par mois, respectivement.

3.8- La gelée :

Les valeurs moyennes du nombre de jours avec gelées enregistrées pour la station de Tiaret sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°2.7: Valeurs moyennes du nombre de jours avec gelée.

Gelée (jours)	Sep	Oct	No	Déc	Jan	Fév	Ma	Avr	Mai	Jui	Juil	Ao	An
Station climatologique	0.0	0.0	1.8	8.8	10,6	9,5	4,7	2,3	0,2	0,0	0,0	0,0	37,9

Source Office Nationale de la Météorologie (ONM)

A Tiaret, les mois les plus froids sont ceux qui présentent une occurrence plus grande de gelée, 8,8 jours en décembre, et 10,6 jours en janvier. Pendant la période de juin à octobre, il n'existe pas de gelée.

3.9- La grêle et neige :

La région représentée par la station climatologique de Tiaret a une occurrence plus faible de grêle par rapport à Dahmouni. L'occurrence la plus significative est enregistrée au mois de février (0,5 jours à Tiaret et 1,6 jour à Dahmouni). Pendant le mois d'octobre, il n'y a pas d'occurrence de grêle dans la région.

A Tiaret tombe de la neige pendant la période de novembre à avril. En février, la valeur moyenne de jours avec neige est de 2. La valeur moyenne annuelle est de 4,8 jours.

3.10-Classification du climat :

D'APRES L'INDICE D'ARIDITE DE MARTONNE IA :

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

Avec p: précipitation annuelle en mm. $\Rightarrow p = 361,31$ mm

T: Température moyenne en (°c). $\Rightarrow T = 14,7$ °c

$$\text{AN: } I_A = \frac{P}{T + 10} = \frac{361 .31}{14 .7 + 10} = 14 .62$$

Tableau de référence :

Tableau N°2.8: Classification du climat.

Valeur	Type de climat	Irrigation
$I_A < 5$	Désertique	Indispensable
$5 \leq I_A \leq 10$	Très sec	Indispensable
$10 \leq I_A \leq 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 \leq I_A \leq 30$	Relativement humide	Parfois utile
$30 \leq I_A$	Humide	Utile

Selon la classification de Martonne; notre climat est sec, ce qui rend l'irrigation nécessaire.

- Quotient pluviométrique D'Emberger :

Cet indice à pour but de détermination de l'étage bioclimatique. il est déterminé par la formule d'Emberger :

$$Q = \frac{1000.p}{\frac{M+m}{2} \cdot (M-m)} = \frac{2.1000.p}{M^2 - m^2}$$

Q : Quotient pluviométrique d'Emberger

p : Précipitation moyenne annuel mm

M : Température moyenne maximale du mois la plus chaud en k° (degré kelvin)

m : Température moyenne minimale du mois la plus froid en k°

Avec : p : 361,31 mm

M : 25,9°c

m : 5,6° c

On aura :

$$Q = \frac{2.1000.361.31}{(25,9 + 273)^2 - (5,6 + 273)^2} = 61.64mm$$

Et on se référant au diagramme bioclimatique la valeur de q situe notre zone donne.

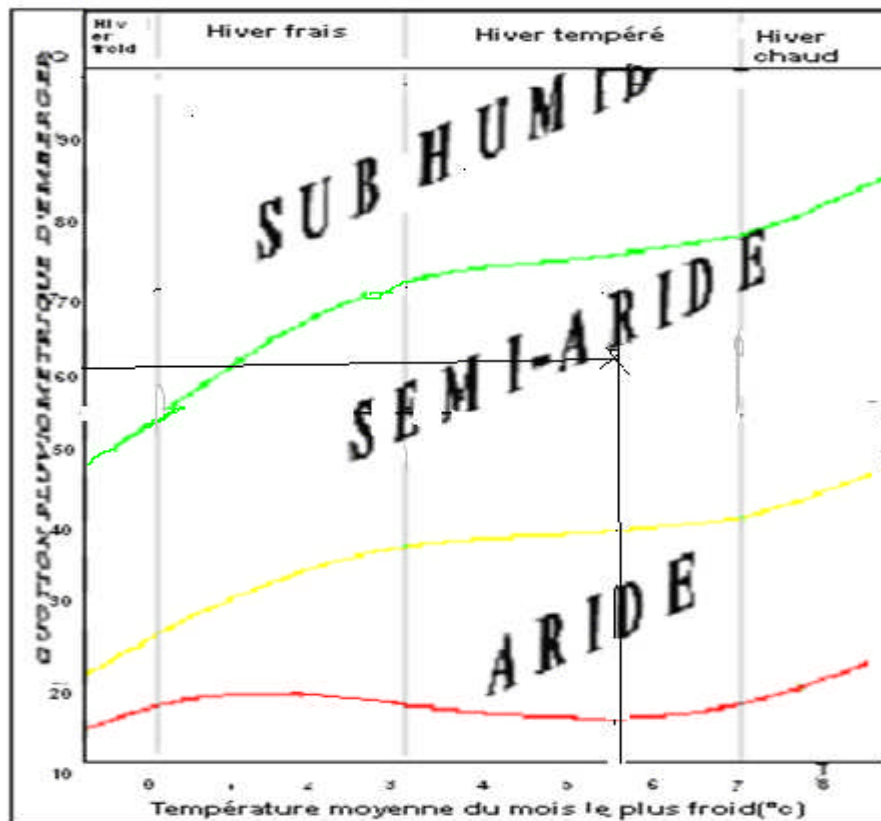


Figure N°2.5: Diagramme bioclimatique.

L'étage bioclimatique : semi- aride.

Sous l'étage : hiver tempéré.

3.11- le diagramme ombrothermique de Gaussen:

Pour connaître la période sèche et humide de l'année on va tracer le Climo gramme de Gaussen à l'aide des données climatique.

Tableau N°2.9: Les valeurs moyennes mensuelles des températures et des pluies

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avri	mai	juin	juil	août
$P_{moy}(mm)$	14,92	36,77	45,20	44,10	44,31	48,37	41,64	41,82	26,62	8,52	2,25	6,79
$t^{\circ}_{moy}(c)$	20,8	15,4	10	6,8	5,6	6,9	9,8	11,3	16,4	22,2	25,9	25,8

Le climogramme de Gaussen est une représentation graphique de variation de

Précipitation et de température en fonction du temps (mois) qui nous permet de déterminer la période où l'irrigation est indispensable (période sèche).

Lorsque la courbe des températures dépasse celle des précipitations, il y'a sécheresse totale, cette période correspond d'après le graphe aux mois de juin, juillet, août, et septembre. en cette période l'irrigation est nécessaire (Figure N°2.6).

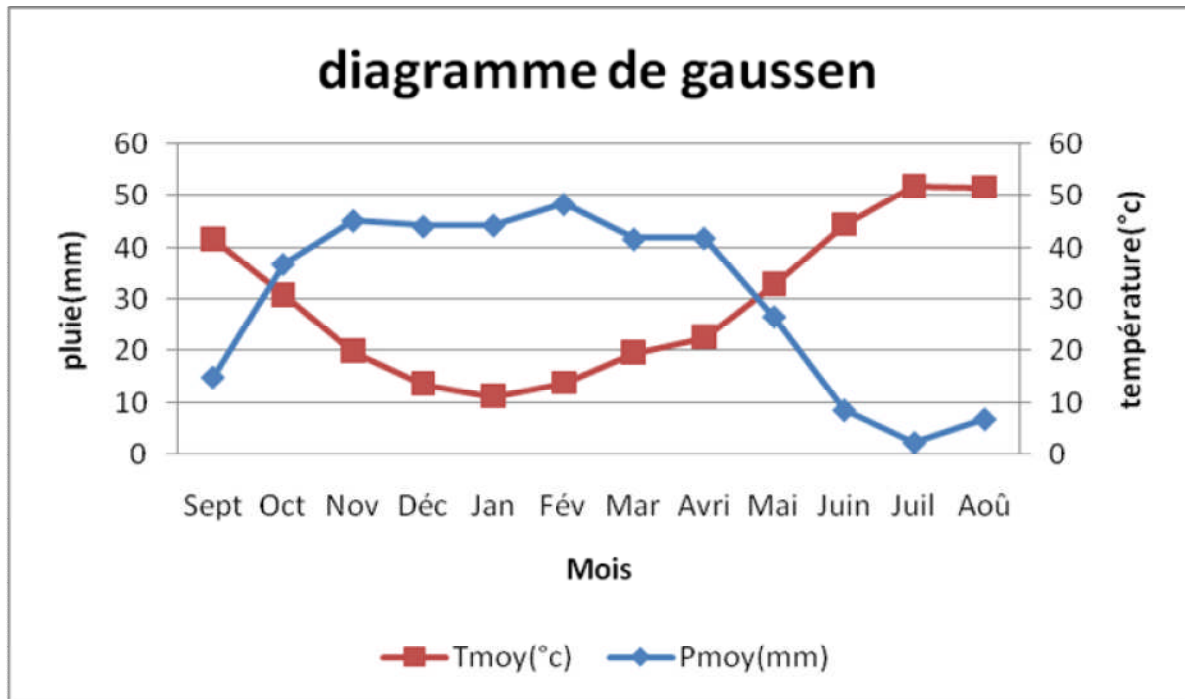


Figure N°2.7: Diagramme Ombrothermique de Gausse de Dahmouni.

3.12 - Qualité de l'eau de la retenue du barrage de Dahmouni :

Le 23 janvier de 2005 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 N°2.10: Résultats des analyses de l'eau de la retenue de Dahmouni et degré de restriction à l'usage Pour l'irrigation (FAO ,1985)

Paramètre	Symbole	Unités	Quantité mesurée	Degré de restriction pour utilisation en irrigation		
				faible	Léger a modéré	Très élevé
pH (irrigation goutte à goutte)	pH	-	7.6	<7	7-8	>8
	SAR		3.44	<10	10-18	>26
<i>Salinité</i>						
Solides dissolus totaux	TDS	mg.l-1	416	<450	450-2000	>2000
Conductivité électrique (obtenu par 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 (irrigation par aspersion)	Cl-	még.l-'	8.54	<3	>3	
Sulfate	SO4'	még.l-'	7.10	0-20*		
Bicarbonate (irrigation par	HCO3	még.l-1	6.12	<1.5	1.5-8.5	>8.5
Carbonate	CO3"	még.l-1	0	0-0.1*		
Sodium (irrigation par aspersion)	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-	4.1-1	0.1	<5	5-30	
Phosphates		4.11	4.58	0-2		

* Gamme des valeurs la plus fréquente dans l'eau d'irrigation

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

SAR ≤ 10 : Risque faible

0,25 < ce ≤ 0,75 : Eau de risque moyen

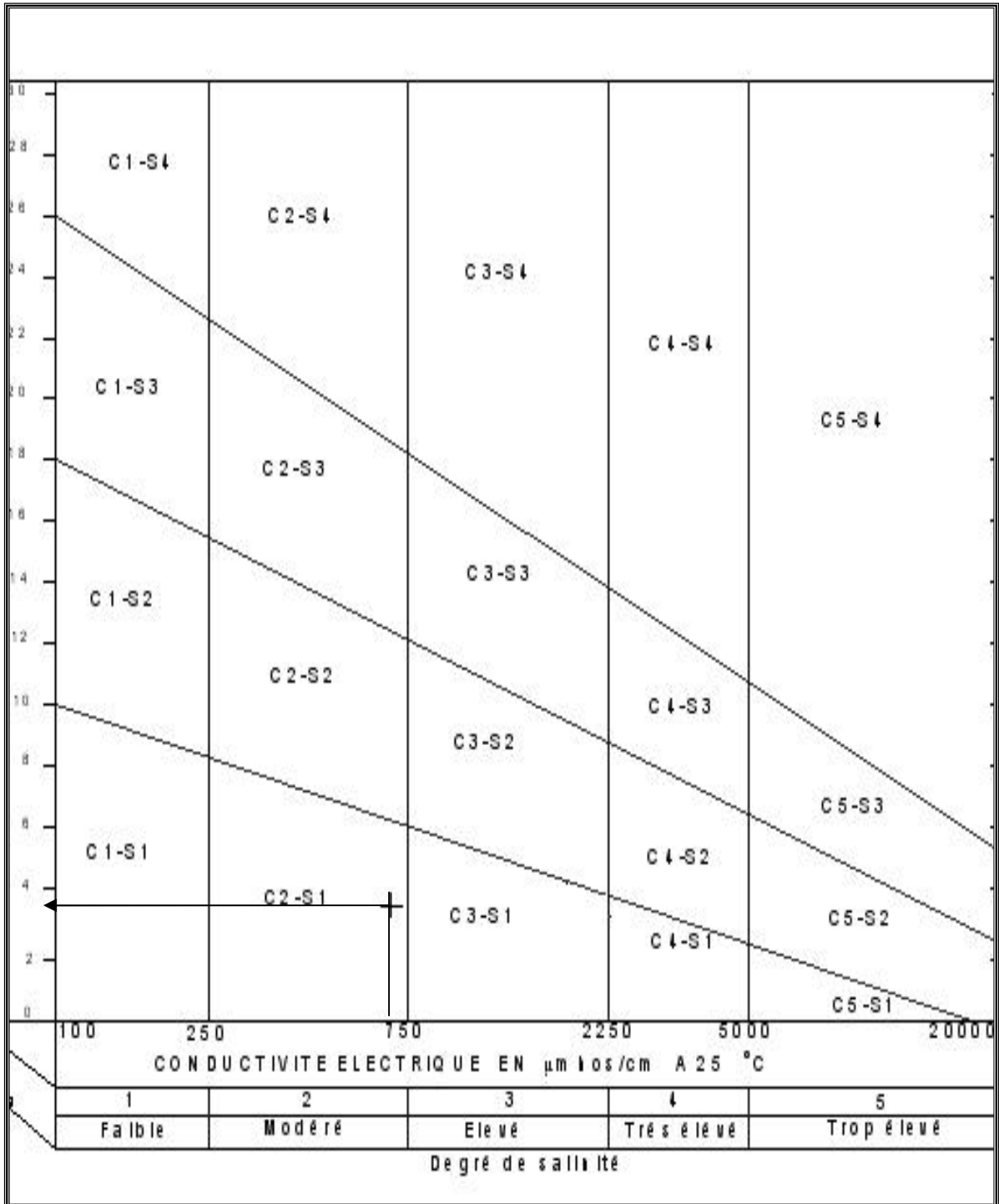


Figure N°2.8: Diagramme de classification des eaux d'irrigation.

-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 modéré.

Le **TDS** (solides dissolus totaux) présente une valeur de concentration correspondant à la classe de restriction d'utilisation légère à modérée (450<rs<2000 mg/l).

La valeur du **ph** de l'eau brute de la retenue, soit la mesure de la concentration en ions hydrogène (hl, 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, $>3 \text{ méq.l}^{-1}$).

Le cation sodium (na^+) présente des valeurs correspondantes à des restrictions légères à modérées (classe de restriction ii, $>3 \text{ méq.l}^{-1}$).

Les valeurs de concentration des bicarbonates (hco_3^-) est susceptible d'introduire des restrictions légères à modérées dans l'utilisation de l'eau pour irrigation (classe de restriction ii, $1.5-8.5 \text{ méq.l}^{-1}$).

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

4-Géologie et géomorphologie [9]

4.1 – Géologie :

Les terrains qui affleurent dans la région du barrage de Dahmouni sont essentiellement :
-Des terrains de l'oligocène - dans lesquels on distingue l'oligocène à faciès numidien qui affleure au nord du périmètre d'irrigation. On distingue une série gréseuse épaisse de plus de 500 m parfois très grossière sans trace de calcaire et une série argileuse de base chargée d'intercalations quartziteuses et de calcaires microbrechiques.

L'épaisseur de cette dernière ne peut être connue en raison de complications structurales, mais elle dépasse certainement 1000 m.

-Des terrains du miocène - il est constitué par une alternance de bancs gréseux de quelques mètres d'épaisseurs et de niveaux marneux plus épais de structure horizontale à sub-horizontale.

On remarque aussi dans cette région d'épaisses séries gréseuses qui forment de pittoresques chaînons. Les grès atteignent certainement plusieurs centaines de mètres D'épaisseur (plus de 500 m) ; comme les niveaux marneux s'intercalent dans la série, les bancs de grès restent en relief et sont très apparents.

-Les terrains du pliocène - les terrains pliocènes occupent le plateau de la rive droite de l'oued Nahr Ouassel, sont réduits à des cailloutis plus ou moins sableux et peu cimentés dont les éléments roulés atteignent 10 cm de diamètre. Ces terrains présentent une faible inclinaison.

- Les terrains quaternaires - ils sont représentés par :

- Des alluvions limoneuses de la vallée de l'oued Nahar Ouassel. les galets sont assez rares dans ces alluvions.
- Les encroûtements calcaires.
- les colluvions graveleuses ou argilo graveleuse de pentes.

Les alluvions limoneuses affleurent dans le lit majeur de l'oued Nahr Ouassel. Ce sont des alluvions très peu graveleuses, plutôt sableuse à limoneuse.

Les encroûtements calcaires recouvrent indifféremment les terrains marneux ou gréseux. Ils sont le résultat d'une dissolution du calcaire compris dans la formation marneuse et leur recristallisation dans les sols en surface sous forme de :

- Carapace calcaire affleurant, dure, compacte parfois feuilletée d'une épaisseur avoisinant 1 mètre ;
- Un encroûtement nodulaire à poudreux sous-jacent d'épaisseur variable qui peut atteindre 2 mètres ;
- Un sol originel enrichi en calcaire sous forme de nodules blanchâtres ou de taches friables dans la matrice du terrain naturel originel.

Les colluvions graveleuses ou argilo graveleuse de pentes sont visibles en sur le bas des pentes des berges de l'oued et des thalwegs. Ces colluvions ne sont pas très épaisses en raison du caractère relativement plat de la région. Ces colluvions sont le produit d'une érosion et d'un transport plutôt par gravité le long des pentes. L'eau joue un faible rôle dans ce type de sols. Ils sont appelés aussi placages sur des pentes faibles.

4.2 – Géomorphologie :

La région de Sersou fait partie des hautes plaines sud-oranaises qui constituent un vaste plateau semi-aride bordé à l'est par la zone de Ksar-el-Boukhari, au nord par le massif de Ouarsenis et au sud par le Sersou « Sahari » (zone de contact sud avec le Djebel-nador et la zone de steppe). Au centre, on trouve le Sersou de Mahdia et Tiaret, une zone de hautes plaines céréalières (600-1000 m d'altitude).

Le périmètre s'étale de part et d'autre du lit majeur de l'oued Nahr el Ouassel englobant les secteurs en amont et en aval du barrage limitrophes à son axe d'écoulement et faisant partie du plateau du Sersou. Le secteur amont se présente comme un glacis monotone, légèrement

Ondulé à pente douce, jalonné au nord par l'oued Nhar el Ouassel et au sud par la région de Faied el Kahla.

4.3 – Hydrographie :

L'axe principal de collecte et d'écoulement des eaux météoriques du périmètre, est le lit majeur d'oued Nahr Ouassel. En effet, notre secteur d'étude faisant partie du bassin versant de ce dernier est longé au sud par l'un des principaux affluents de cette rivière, un deuxième affluent mais de faible importance prend naissance à partir des secteurs centraux de notre secteur d'étude. Ces écoulements collectent les eaux pluviales excédentaires puis ils les drainent vers l'axe de l'oued, situé plus au sud

4.4 – Hydrogéologique :

Sur le plan spatial, le contexte hydrogéologique correspond à pratiquement toute la partie ouest et nord ouest du plateau du Sersou ainsi que les zones montagneuses qui bordent ce plateau notamment :

-Djebel. Guezoul au nord ouest,

-Djebel. Enador, Dj. Ben Ensour et Dj. Chemeur constituent

une chaîne montagneuse s'étendant du sud ouest vers l'est nord est. Trois types systèmes aquifère sont identifiés :

- Les systèmes aquifères monocouches des vallées fluviales, correspondant dans le cas de la zone de dahmouni au système de la nappe alluviale de nahr el ouassel
- Les systèmes aquifères karstiques à surface libre, correspondant au système aquifère rive droite intéressant principalement les horizons miocènes.
- Les systèmes aquifères multicouches a nappe libre et un ou plusieurs aquifères captifs profonds, ils correspondent dans notre cas au système aquifères de la rive droite de nahr el ouassel, et couvrant le champ lithostratigraphique allant du quaternaire au miocène au moins.

4.5 – Pédologique :

La prospection pédologique et l'analyse des échantillons au laboratoire, ont permet de reconnaitre et différencier plusieurs types de sols répartis ans cinq (5) classes de la classification française (cpcs, 1967) :

- Sols peu évolués,
- Vertisols,
- Sols clacimagnésiques,
- Sols isohumiques, et sols à sesquioxydes

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons traité les principales données qui nous aideront à connaître la nature du climat de la zone d'étude et on a déterminé les paramètres de calculs des besoins en eaux du périmètre.

Le diagramme ombrothermique nous a permis de déterminer la dissociation de deux saisons à savoir ; la saison humide, et la saison sèche qui est la période d'irrigation.

Donc la période pluvieuse débutera à partir du mois octobre et se terminera au mois de mai. Les mois les plus secs sont juin, juillet et août.

D'après les résultats d'analyse chimique, le calcul de la conductivité électrique et le rapport d'absorption du sodium SAR, l'eau d'irrigation issue du barrage Dahmouni a une salinité modérée qui présente un risque faible de salinisation de sol. Cependant il faut prendre des précautions pour les sols en introduisant une dose de lessivage dans l'irrigation.

CHAPITRE 3 :

Etude hydrologique.

Le présent chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole, l'étude porte sur : détermination de l'année de calcul, L'homogénéisation des séries pluviométriques. Et L'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques.

1-Le réseau pluviométrique :

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station 01-09-04 Qui dispose d'une série longue et représentative pour la zone d'étude, par l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH).

Tableau N°3.1, décrit ci-dessous, nous indique la position de cette station.

Tableau N°3.2: Caractéristiques de station pluviométrique.

Nom de la station	Code	Coordonnées en Lambert		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
		X (Km)	Y (Km)			
Dahmouni	010904	388.8	235.95	970	1975-2006	30

La série des précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique de Dahmouni est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau N°3.3: Répartition des pluies moyennes mensuelles et annuelles.

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1 976	19,40	77,70	132,90	48,60	100,30	49,00	135,40	9,50	76,70	1,70	0	0	651,20
1 977	22,30	59,10	25,60	50,20	54,80	50,10	72,40	61,80	0	9,00	0	0	405,30
1 978	9,30	7,70	8,00	104,40	5,00	104,80	67,10	49,30	5,50	12,10	0	0	373,20
1 979	18,20	40,10	50,80	0	12,20	54,30	121,10	45,80	57,20	22,50	0	24,10	446,30
1 980	0	0	69,50	35,50	34,50	128,90	29,10	36,40	54,00	5,00	8,90	0	401,80
1 981	32,20	120,40	35,30	51,80	64,70	22,40	10,50	40,30	46,40	27,40	2,60	0,10	454,10
1 982	11,50	38,50	84,60	42,70	82,20	17,90	59,60	65,30	30,50	4,50	0	0	437,30
1 983	0	80,10	29,00	12,20	71,00	104,20	46,00	44,20	6,80	4,50	0	0	398,00
1 984	22,50	55,90	62,60	37,60	33,50	24,00	80,80	58,00	15,80	5,10	0	0	395,80
1 985	16,00	14,00	19,60	44,90	0,60	17,90	69,70	71,70	15,70	0,20	0	27,30	297,60
1 986	4,30	0	0	58,80	37,60	71,40	0	75,60	37,90	0	0	0	285,60
1 987	4,30	41,40	79,20	82,40	0	29,00	28,80	9,40	3,60	0	0	0	278,10
1 988	0	0,20	9,00	30,60	22,50	69,60	33,80	8,10	2,40	0	0	0	176,20
1 989	0	39,10	52,40	11,80	67,00	34,00	42,90	6,00	41,00	0	1,10	0	295,30
1 990	26,50	19,80	42,90	29,30	116,90	82,50	92,90	25,90	9,20	6,60	0	13,00	465,50
1 991	10,10	39,90	30,20	29,30	107,90	90,20	10,80	3,80	12,50	5,50	23,70	0,90	364,80
1 992	2,50	65,90	116,00	33,50	42,10	23,20	32,40	38,80	40,00	17,10	0	2,50	414,00
1 993	1,20	19,90	35,10	21,10	7,60	24,30	46,70	48,80	21,00	22,10	6,30	55,40	309,50
1 994	0,10	89,80	17,20	11,50	18,40	24,60	38,20	62,80	41,30	4,60	7,40	0	315,90
1 995	6,00	8,00	46,00	41,50	0	29,90	4,50	39,20	53,90	0	0	0	229,00
1 996	26,20	10,00	22,70	37,20	24,20	45,00	3,00	17,30	2,60	0	0	1,00	189,20
1 997	19,50	15,00	2,90	39,80	50,70	137,30	35,30	86,40	41,30	23,90	8,00	8,00	468,10
1 998	4,10	19,00	8,00	51,50	63,30	4,70	0	164,80	34,00	0	0	40,20	389,60
1 999	0	10,40	13,80	22,00	82,80	18,10	100,10	0	6,50	0	0	7,80	261,50
2 000	24,60	70,20	29,50	95,00	0	0	0	20,70	18,90	0	0	0	258,90
2 001	28,20	24,20	61,30	45,00	98,80	55,20	2,00	38,30	22,50	0	0	3,20	378,70
2 002	89,40	27,30	66,00	39,00	7,00	6,40	23,10	29,70	26,00	0	0	13,40	327,30
2 003	2,30	14,00	39,40	37,90	84,20	79,90	1,00	54,70	10,30	46,40	2,10	1,00	373,20
2 004	5,30	76,80	147,00	84,10	22,40	30,20	18,50	37,30	61,10	33,80	0	5,70	522,20
2 005	41,60	18,80	19,50	93,90	17,20	22,10	43,50	4,60	4,00	3,50	7,50	0	276,20
Pmoy mensuell	14,92	36,77	45,20	44,10	44,31	48,37	41,64	41,82	26,62	8,52	2,25	6,79	361,31

L'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH) [1].

D'après les résultats du tableau pendant la période 1976 –2005, On a remarqué une irrégularité dans la répartition des précipitations et aussi une variabilité mensuelle et annuelle. Ces pluies sont nettement insuffisantes pour les mois de juin, juillet et août, elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver.

2-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 ci-dessous :

- 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 $N_2 > N_1$
- On constitue par la suite, la série **x** union **y** après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. à ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quels sous série elle appartient.
- **M^r Wilcoxon** : (TOUIBIA 2004) a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec :

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

$$W_x = |Rang|_x$$

W_x : Somme des rangs des sous séries

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

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

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité pour la station de **DAHMOUNI** :

Tableau N°3.4: Test d'homogénéité.

Rang	Série d'origine P (mm)	Séries-Y (mm)	Série X (mm)	TRI (mm)	Y U X
1	651,20	651,20	189,20	651,20	Y
2	405,30	405,30	468,10	522,20	X
3	373,10	373,10	389,60	468,10	X
4	446,30	446,30	261,50	465,50	Y
5	401,80	401,80	258,90	454,10	Y
6	454,10	454,10	378,70	446,30	Y
7	437,30	437,30	327,30	437,30	Y
8	398,00	398,00	373,20	414,00	Y
9	395,80	395,80	522,20	405,30	Y
10	297,60	297,60	276,20	401,80	Y
11	285,60	285,60		398,00	Y
12	278,10	278,10		395,80	Y
13	176,20	176,20		389,60	X
14	295,30	295,30		378,70	X
15	465,50	465,50		373,10	Y
16	364,80	364,80		373,20	X
17	414,00	414,00		364,80	Y
18	309,50	309,50		327,30	X
19	315,90	315,90		315,90	Y
20	229,00	229,00		309,50	Y
21	189,20			297,60	Y
22	468,10			295,30	Y
23	389,60			285,60	Y
24	261,50			278,10	Y
25	258,90			276,20	X
26	378,70			261,50	X
27	327,30			258,90	X
28	373,20			229,00	Y
29	522,20			189,20	X
30	276,20			176,20	Y

$$W_x = 172$$

$$W_{\min} = 109.95$$

$$W_{\max.} = 200.05$$

$$109.95 < W_x < 200.05$$

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

3- Etude de l'échantillon :

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

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

4- Choix du type de loi :

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un teste d'adéquation. L'allure des points sur du papier à probabilité a permis d'abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinusite, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

On essaie toujours d'ajuster une loi normale à un échantillon ou de se ramener à une loi normale par changement de variable.

Généralement la loi de probabilité ajustable à l'échantillon est d'autant plus près à la normalité que la variable concerne une longue échelle de temps et que le coefficient de variation soit inférieur à 0,5. (TOUIBIA 2004).

5- Ajustement de la série pluviométrique :

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

5.1-Ajustement a la loi normale (gauss) :

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

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

(Fréquence au non dépassement)

U est variable réduite de gauss. Elle est donnée par :

$$U = \frac{X - \overline{X}}{\delta}$$

La transformation $X = \overline{X} + \delta U$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne. [14]

Pour les calculs on a utilisé le logiciel **HYDROLAB** sous Microsoft Excel et de droit libre.

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

Tableau N°3.5: Ajustement à la loi de Gauss

Ajustement
à une loi de
Gauss

Taille n= 30 Moyenne= 361,313333
 Ecarttype= 101,732522 I.C. à (en%)= 95 U Gauss= 1,9604

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
651,2	176,2	1	0,0167	-2,128	176,2	144,776866	59,6591378	200,256831
405,3	189,2	2	0,0500	-1,645	189,2	193,941824	122,80668	242,168508
373,2	229	3	0,0833	-1,383	229	220,593593	156,544419	265,382185
446,3	258,9	4	0,1167	-1,192	258,9	240,055034	180,878148	282,635064
401,8	261,5	5	0,1500	-1,036	261,5	255,874545	200,426034	296,891445
454,1	276,2	6	0,1833	-0,903	276,2	269,487318	217,050709	309,355523
437,3	278,1	7	0,2167	-0,783	278,1	281,627568	231,701781	320,64661
398	285,6	8	0,2500	-0,674	285,6	292,726372	244,93422	331,130894
395,8	295,3	9	0,2833	-0,573	295,3	303,061646	257,103557	341,046715
297,6	297,6	10	0,3167	-0,477	297,6	312,825573	268,453537	350,560995
285,6	309,5	11	0,3500	-0,385	309,5	322,158817	279,160535	359,797944
278,1	315,9	12	0,3833	-0,296	315,9	331,169551	289,358172	368,855092
176,2	327,3	13	0,4167	-0,210	327,3	339,944853	299,15199	377,812971
295,3	364,8	14	0,4500	-0,125	364,8	348,558009	308,628759	386,741413
465,5	373,2	15	0,4833	-0,042	373,2	357,07352	317,862744	395,703984
364,8	373,2	16	0,5167	0,042	373,2	365,553147	326,922683	404,763922
414	378,7	17	0,5500	0,125	378,7	374,068658	335,885254	413,997908
309,5	389,6	18	0,5833	0,210	389,6	382,681814	344,813696	423,474677
315,9	395,8	19	0,6167	0,296	395,8	391,457116	353,771575	433,268495
229	398	20	0,6500	0,385	398	400,46785	362,828722	443,466131
189,2	401,8	21	0,6833	0,477	401,8	409,801094	372,065671	454,173129
468,1	405,3	22	0,7167	0,573	405,3	419,56502	381,579951	465,52311
389,6	414	23	0,7500	0,674	414	429,900295	391,495773	477,692446
261,5	437,3	24	0,7833	0,783	437,3	440,999099	401,980056	490,924885
258,9	446,3	25	0,8167	0,903	446,3	453,139349	413,271144	505,575958
378,7	454,1	26	0,8500	1,036	454,1	466,752122	425,735222	522,200632
327,3	465,5	27	0,8833	1,192	465,5	482,571632	439,991603	541,748519
373,2	468,1	28	0,9167	1,383	468,1	502,033074	457,244482	566,082248
522,2	522,2	29	0,9500	1,645	522,2	528,684842	480,458159	599,819986
276,2	651,2	30	0,9833	2,128	651,2	577,849801	522,369836	662,967529

Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	275,709819	224,582081	315,12084	275,709819	0,200	1,3
0,5	0,000	361,313344	322,409614	400,217075	361,313344	0,500	2,0

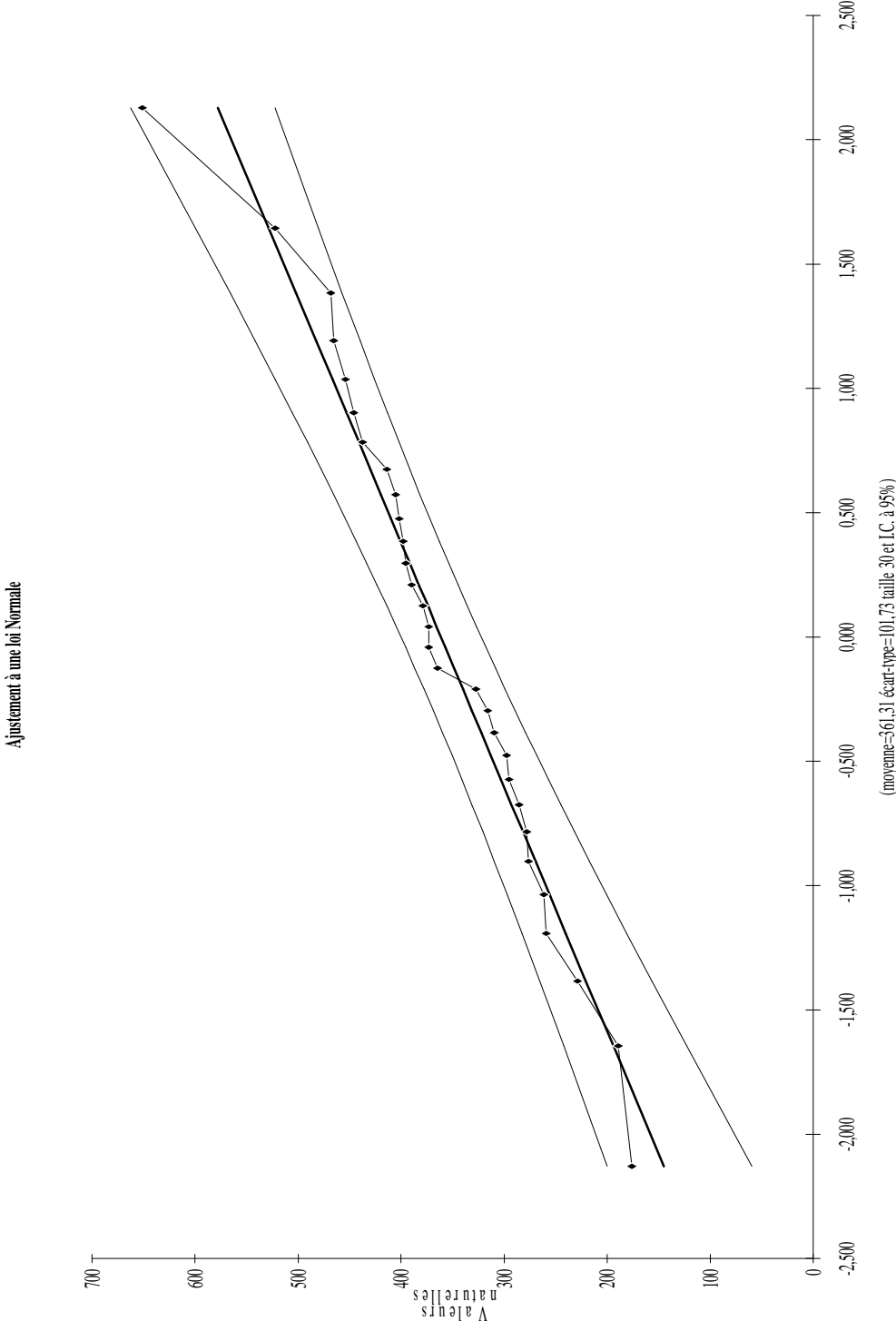


Figure N°3.1:Ajustement à une loi normale.

5.2-Ajustement a la loi log-normale (Galton) :

Les résultats de l’ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de **Dahmouni** sont regroupés dans le tableau et la figure suivantes :

Tableau N°3.6: Ajustement à la loi Log-Normal.

**Ajustement à la loi
Log-Normal**

Moy. $\log(x_{x0})= 2,540732244$
 E.T. $\log(x_{x0})= 0,126361985$
 Taille n= 30
 I.C. à (en%)= 95
 U Gauss= 1,960
 xo= 0

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
651,2	176,2	1	0,017	-2,128	176,2	186,97	146,571	219,12096
405,3	189,2	2	0,050	-1,645	189,2	215,199	175,583	247,02587
373,2	229	3	0,083	-1,383	229	232,244	193,37	263,98311
446,3	258,9	4	0,117	-1,192	258,9	245,537	207,307	277,33581
401,8	261,5	5	0,150	-1,036	261,5	256,902	219,227	288,87756
454,1	276,2	6	0,183	-0,903	276,2	267,101	229,902	299,36115
437,3	278,1	7	0,217	-0,783	278,1	276,538	239,741	309,1862
398	285,6	8	0,250	-0,674	285,6	285,457	248,988	318,5977
395,8	295,3	9	0,283	-0,573	295,3	294,021	257,806	327,76236
297,6	297,6	10	0,317	-0,477	297,6	302,347	266,312	336,80363
285,6	309,5	11	0,350	-0,385	309,5	310,526	274,593	345,8199
278,1	315,9	12	0,383	-0,296	315,9	318,633	282,72	354,89499
176,2	327,3	13	0,417	-0,210	327,3	326,731	290,751	364,10484
295,3	364,8	14	0,450	-0,125	364,8	334,88	298,74	373,52224
465,5	373,2	15	0,483	-0,042	373,2	343,136	306,734	383,22063
364,8	373,2	16	0,517	0,042	373,2	351,559	314,786	393,28033
414	378,7	17	0,550	0,125	378,7	360,226	322,959	403,80507
309,5	389,6	18	0,583	0,210	389,6	369,21	331,313	414,89945
315,9	395,8	19	0,617	0,296	395,8	378,594	339,911	426,68538
229	398	20	0,650	0,385	398	388,478	348,831	439,3132
189,2	401,8	21	0,683	0,477	401,8	398,987	358,169	452,97415
468,1	405,3	22	0,717	0,573	405,3	410,286	368,049	467,91959
389,6	414	23	0,750	0,674	414	422,595	378,636	484,49217
261,5	437,3	24	0,783	0,783	437,3	436,224	390,161	503,17931
258,9	446,3	25	0,817	0,903	446,3	451,637	402,967	524,71186
378,7	454,1	26	0,850	1,036	454,1	469,567	417,591	550,2631
327,3	465,5	27	0,883	1,192	465,5	491,3	434,969	581,9033
373,2	468,1	28	0,917	1,383	468,1	519,422	456,971	623,84364
522,2	522,2	29	0,950	1,645	522,2	560,563	488,34	687,03902
276,2	651,2	30	0,983	2,128	651,2	645,197	550,529	823,03249

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	271,8968045	234,9083	304,3382505	271,897	0,200	1,3
0,5	0,000	347,3219712	310,7491	388,199158	347,322	0,500	2,0

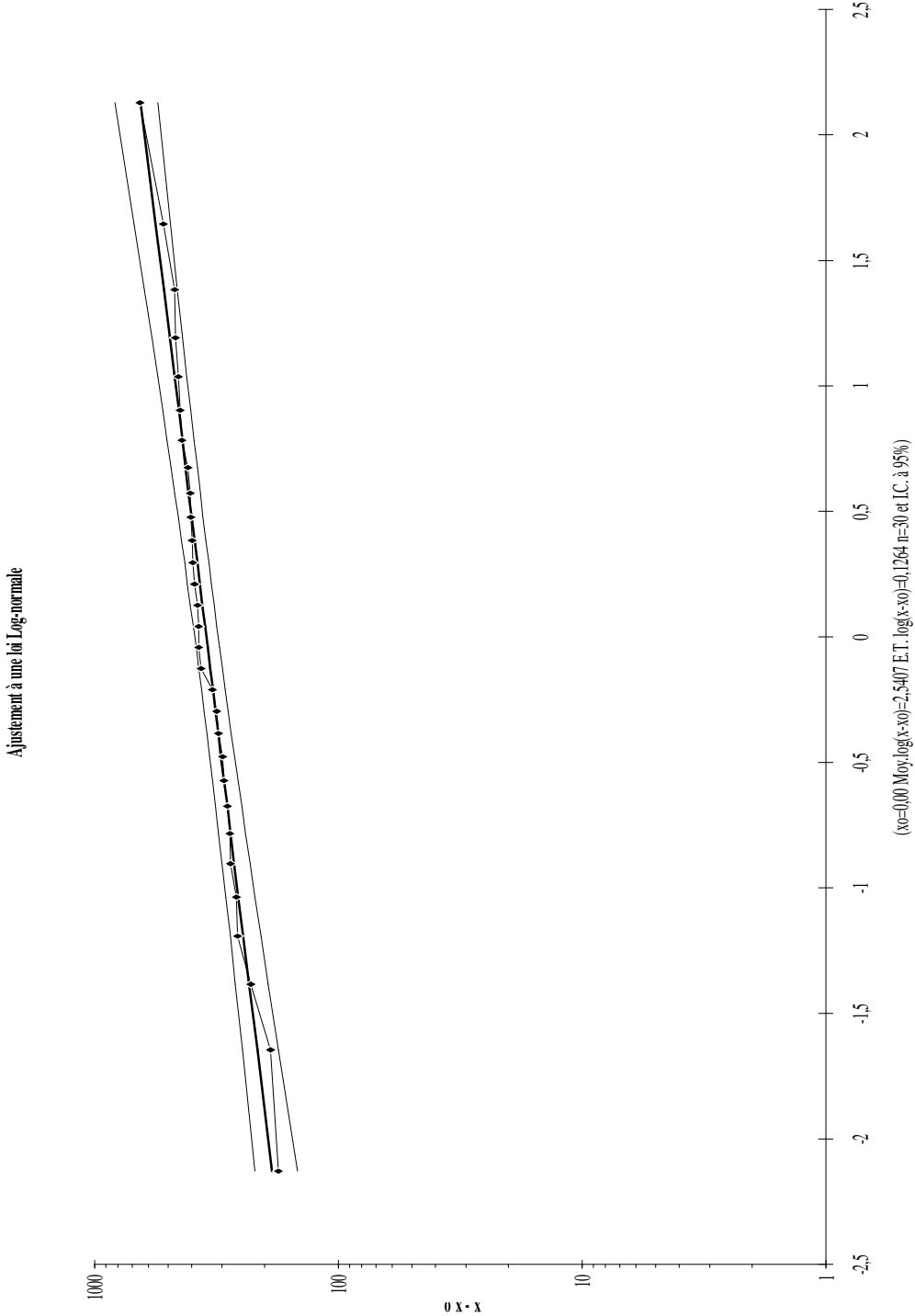


Figure N°3.2:Ajustement à une loi Log-normale

6 - 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 classe 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 :

$$x^2 \text{ calculée} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

n_i : nombre d'observations contenues dans la classe i.

v_i : nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i.

$$\gamma = k - 1 - m$$

Avec :

k : nombre de classes.

γ : degré de liberté.

m : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition Donc :

m=2 : pour la loi de **Gumbel** et Gauss

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

Si cette probabilité est supérieure à 0,05, l'ajustement est satisfaisant. [14]

6.1-Test de validité de l'ajustement à la loi Normale :Station **DAHMOUNI**

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

Test d'adéquation : Loi Normale

Résultats

$$\text{Khi carré} = 5,53 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p(\chi^2_{\text{calculée}}) = 0,3386$$

$$\text{Degrés de liberté} : 4 = \gamma$$

$$\text{Nombre des classes } k = 7$$

6.2-Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale :Station **DAHMOUNI**

Test d'adéquation : Loi log-Normale

Résultats

$$\text{Khi carré} = 8,27 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p(\chi^2_{\text{calculée}}) = 0,0823$$

$$\text{Degrés de liberté} : 4 = \gamma$$

$$\text{Nombre des classes } k = 7$$

Le test de **Khi** carré et les **Figure N°3.1 ; Figure N°3.3** montrent que la loi Normale présente une adéquation meilleure que la loi log Normale.

Sur la table de **Pearson** $\chi^2_{\text{théorique}} = 9,49$ pour $\alpha = 5\%$ donc

$$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \text{ (pour les deux lois).}$$

L'adéquation de la loi est bonne autrement dit l'ajustement est bon pour une probabilité $1 - \alpha$ soit 95%.

L'ajustement de la loi de **Gauss** aux précipitations annuelles est à considérer.

7- Détermination de l'année de calcul :

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

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

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

Tableau N°3.7: Précipitations mensuelles moyenne.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Vril	Mai	Juin	Juil	Out	Année
P_{moy} (mm)	14,92	36,77	45,2	44,1	44,31	48,37	41,64	41,82	26,62	8,52	2,25	6,79	361,31

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

$$P_{menseille 80 \%} = P_{menseille moy} * \frac{P_{80.}}{P_{50.}}$$

D'après le **Tableau 5 : Ajustement à la loi Log-Normal (Gausse)** on a trouvé:

$P_{80\%} = 275.71 \text{ mm}$

$P_{50\%} = 361,31 \text{ mm}$

Donc le rapport $(P_{80\%} / P_{50\%}) = 0.76$

Donc le tableau de l'année de calcul est représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°3.8: Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.

Année	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Total annuel
X_{80%}(mm)	11,34	27,95	34,35	33,52	33,68	36,76	31,65	31,78	20,23	6,47	1,71	5,16	274,60

Conclusion :

D'après l'analyse statistique des données hydrologiques le périmètre est caractérisé par une pluie moyenne annuelle est de **361,31mm**, la pluie de 80% est de l'ordre de **275.71 mm**, la pluie de 50% est de l'ordre de **361,61 mm**.

D'après le (**Tableau N°3.9 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul**) on déduit que l'année de calcul a:

- Une saison humide qui dure huit (8) mois (d'octobre à mai) où la pluviométrie atteint 90% des précipitations moyennes annuelles avec des maximums répartis entre Janvier et février.
- Une saison sèche de quatre (4) mois (Juin – Septembre) avec des minimums en Juillet et Août.

CHAPITRE 4 :

*Estimation des besoins en eau des cultures du
périmètre de Dahmouni.*

Chapitre N°4: Estimation des besoins en eau des cultures du périmètre de Dahmouni.

Les besoins des plantes ne sont pas constants dans le temps, il y a une sensibilité particulière au déficit à certaines périodes de leur cycle végétatif.

De nos jours, la plupart des modes 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, la majorité des prévisions d'irrigation dépendent de l'évaluation de la quantité d'eau disponible dans le sol pour la culture.

Les besoins en eau à satisfaire par l'irrigation au niveau du champ représentent le volume et la fréquence des applications d'eau nécessaire pour compenser les déficits en eau du sol pendant le cycle végétatif d'une culture donnée.

Les besoins en eau à satisfaire sont à estimer en deux phases :

- **Les besoins unitaires :** Relatifs à un hectare de chacune des cultures envisageables pour la zone étudiée.
- **Les besoins globales :** Du périmètre d'irrigation.

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETP - (P_{eff} + RFU)$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.P : évapotranspiration (mm / jour)

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré de tarissement

D_a : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

P_{eff} : pluie efficace

Nous opterons pour la formule la plus utilisée qui est $P_{eff} = a * P_{net}$

a : étant un pourcentage de 80.

Pour notre travail on a utilisé le logiciel **CROPWAT.5**

1-Calculs des besoins en eau des cultures

1 .2- Etude agronomique :

Il est indispensable d'étudier les aptitudes culturales propres à chaque type de notre sol, Et le choix des cultures convenables et adaptables.

1 .2.1- Choix des cultures :

Les choix des cultures à mettre en place doit concilié entre les critères suivant :

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

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses condition du périmètre d'étude périmètre 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. Pour notre périmètre les cultures qu'impose par l'administration sont les suivants :

-Céréales :

- **Blé dur**
- **Blé tendre**
- **orge**
- **avoine**

1 .2.2- Répartition des cultures :

Le choix de ces cultures dans notre périmètre est bien réparti dans le temps.

Tableau N°4.1 exprime la répartition d'occupation des sols relatifs aux cycles cultureux retenus pour le projet.

Tableau N°4.2: Calendrier cultural des différentes cultures.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Blé dur												
Blé tendre												
orge												
avoine												

Les cultures se développent, puisent du sol l'eau et les éléments nutritifs la quantité d'eau donnée à la culture n'est pas entièrement absorbée par la culture. Une partie percole et se perd en profondeur.

L'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol. L'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration.

Ce phénomène conditionne et détermine les besoins en eau des cultures.

1 .3 - Détermination de l'évapotranspiration

a- Définition :

L'évapotranspiration se définit comme étant le rejet global de vapeur d'eau par le sol et par les feuilles d'une plante. On distingue deux types d'évapotranspiration :

- Evapotranspiration potentielle ETP.
- Evapotranspiration réelle ETR.

L'évapotranspiration potentielle représente la quantité d'eau évaporée, et transpirée par une végétation qui recouvre totalement le sol.

L'évapotranspiration réelle représente la quantité d'eau effectivement évaporée, à un moment donné, par le sol et la végétation.

b- Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration :

L'évapotranspiration potentielle est rarement mesurée à l'aide de bacs, et d'évaporomètres. Le plus souvent elle est calculée par des méthodes à partir des données climatiques mesurées, les plus employées sont :

- ✓ Méthodes des lysimètres.
- ✓ Méthodes des stations expérimentales.
- ✓ Méthodes directes de l'évaporation.
- ✓ Formules empiriques.

En ce qui concerne notre projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectuée à l'aide de logiciel Cropwat, qui permet au passage, l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la formule empirique la plus appropriée de M^R Penman et Monteith modifiée.

1.4 - Méthode de M^R Penman et Monteith modifiée :

La formule de M^R Penman et Motheit modifiée se présentant comme suit :

$$ET_0 = C \times [W \times R_n + (1-W) \times F(u) \times (e_a - e_d)]$$

Tel que :

ET₀ : représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm /jour.

W : facteur de pondération tenant compte de l'effet de rayonnement a différente température et altitude.

R_n : rayonnement net en évaporation équivalente, exprime en mm/jour.

F(u) : fonction liée au vent.

E_a : tension de vapeur saturante a la température moyenne de l'air, en millibars.

E_d : tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars.

La différence (e_a-e_d) consiste en facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalise à l'aide d'un logiciel appelé **CROPWAT**, fonde sur la méthode de M^f Penman et Motheit, modifiée et recommandée par la consultation des experts de la **FAO** tenue a Rome en mai 1990.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les informations mensuelles de la station météorologique, la méthode adoptée emploie les informations homogènes et fiables suivant:

Chapitre N°4: Estimation des besoins en eau des cultures du périmètre de Dahmouni.

- Température** : Les températures max et min mensuelles sont données en degré Celsius.
- Humidité de l'air** : l'humidité relative de l'air exprime en pourcentage %.
- Insolation journalière** : L'insolation journalière donnée en heures d'insolation.
- Vitesse de vent** : La vitesse du vent peut être introduite en m/s.

Tableau N°4.3:Evapotranspiration de référence selon la méthode Penman&Monteith

Pays : ALGERIE				Station : DAHMOUNI		
altitude : 970m		latitude : 25,41 N°		longitude : 1,46° E°		
mois	Min Temp °C	Humidité %	Vent m/s	Insolation Heurs	Radiation MJ/m²/jour	Eto mm/jour
janvier	5,6	76	5	5,6	12,3	1,61
Février	6,9	72	4,5	6,9	15,7	2,06
Mars	9,8	64	4,6	8,3	19,9	3,07
Avril	11,3	63	4,9	8,8	22,4	3,61
Mai	16,4	57	4,1	9,8	24,7	4,79
Juin	22,2	43	4	11,1	26,7	6,76
Juillet	25,9	34	3,6	11,7	27,5	7,86
Aout	25,8	37	3,5	10,3	24,8	7,39
Septembre	20,8	52	3,9	8,9	21,2	5,5
Octobre	15,4	63	4,1	7,9	17,6	3,68
Novembre	10	73	4,8	6,5	13,7	2,25
Décembre	6,8	79	4,8	5,8	11,9	1,56
moyenne	14,7	59	4,3	8,5	19,9	4,18

1.5- Calcul de la pluie efficace :

Pour tenir compte des pertes, le programme **CROPWAT**, nous permettra de calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, etc.

On à :

$$P_{\text{eff}} = P_{P\%} \times 0.8$$

Avec :

P_{eff} : pluie annuelle efficace en (mm/mois).

$P_{P\%}$: pluie annuelle de probabilité 80% calculée au chapitre hydrologie en (mm/mois).
Les valeurs mensuelles d' ET_0 , $P_{P\%}$ et P_{eff} sont regroupées dans le tableau.

Tableau N°4.4: Les précipitations efficaces dans les zones de projet.

pays : Algerie		Station : DAHMOUNI	
Mois	ET0 (mm/j)	P80%(mm)	Peff(mm)
janvier	1,61	33.68	26,94
Février	2,06	36.76	29,41
Mars	3,07	31.65	25,32
Avril	3,61	31.78	25,42
Mai	4,79	20.23	16,18
Juin	6,76	6.47	5,18
Juillet	7,86	1.71	1,37
Aout	7,39	5.16	4,13
Septembre	5,5	11.34	9,07
Octobre	3,68	27.95	22,36
Novembre	2,25	34.35	27,48
Décembre	1,56	33.52	26,82
Total	50,14	274,60	219,68

1.6- Besoins net mensuel en eau d'irrigation des cultures :

Tableau N°4.5: Détermination des besoins en eau net des cultures.

Besoin en(mm/mois)													
Mois Culture	jan	fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	
Blé dur	3	14,4	67,6	93,5	105.06	10,1				2	0	0	
orge	5,7	21,8	74,5	76,4	19.3					2	0	0	
avoine	3.2	17.2	72.9	73.4	13.6					1.3	0	0	
Blé tendre	0	7,3	67	63,6	9,8								
La somme	12.4	44.7	282	306.9	147.76	10,1				5,3	0	0	Total 8091.6m ³

Conclusion :

D'après le tableau au dessus on remarque que le mois de pointe pour les céréales c'est le mois de avril **306.9mm.** et de volume **3069m³**

Dans cette période les céréales ont besoin à une quantité importante d'eau puisque c'est la période d'avant-récolte.

Donc le volume total nécessaire du périmètre est **8091.6m3** pour toute l'année.

Ce volume est largement couvert par au volume fournit par le barrage de dahmouni.

CHAPITRE 5 :

Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

Dans ce chapitre nous allons dimensionner des différents ouvrages de transfert (adduction gravitaire, conduite de refoulement et station de pompage), de stockage (bâche de reprise) et distribution (réservoir).

La station de pompage qui servira à amener l'eau de barrage Dahmouni vers le réservoir De distribution qui va alimenter le périmètre de Darmouni.

L'adduction est nécessaire pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage (bâche de reprise) et le point d'accumulation (réservoir de distribution).

Les réservoirs sont des ouvrages hydraulique variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir convenablement, les tâches pour lesquelles ils sont conçus. Ils servent de réserve d'eau.

1-calcul du débit maximum journalier :

Dans notre cas le débit maximum journalier c'est le débit caractéristique, il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{car}} = q_s \cdot S \quad [11]$$

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

S : la superficie totale à irriguer = 1336,55ha

-Pour la culture de Blé dur le mois de pointe est Avril et les besoins de pointe sont de 306.9 mm

-Le débit spécifique q_s de l'assolement est trop important 1,53 l/s/ha > 1,2 l/s/ha, on choisira le débit spécifique de la culture la plus exigeant.

- Les cultures les plus exigeantes sont le Blé dur. ($B_{\text{net}} = 105.06 \text{ mm.}$)

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

A partir du calcul des besoins en eau on peut déterminer le débit spécifique (mois de pointe) qui se calcule par la formule suivante :

$$q_{\text{spécifique}} = \frac{B_{\text{net}} \cdot 10 \cdot 1000}{N_h \cdot n_j \cdot 3600 \cdot E_i} \quad , \text{ en l/s/ha}$$

Le débit spécifique : $q_s = 0,523 \text{ l/s/ha}$ est inférieur à $1,2 \text{ l/s/ha}$ donc le choix reste valable

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

N_h : nombre des heures d'irrigation = 24h

n_j : nombre de jours du mois de pointe = 31 jours

E_i : Efficience d'irrigation $\approx 75\%$

$Q_{\text{spécifique}} = 0,523 \text{ l/s/ha}$. et

Débit caractéristique :

$Q_{\text{Car}} = q_s \cdot S = 0,523 \cdot 1336,55 = 700 \text{ l/s}$

$Q_{\text{Car}} = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$

Alors notre débit de consommation journalier est $Q_{\text{jour}} = 2520 \text{ m}^3/\text{h} = 60480 \text{ m}^3/\text{j}$

2-Adduction gravitaire:

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

Dans notre l'adduction gravitaire achemine les eaux du barrage de dahmouni à la bache de reprise de la station de pompage.

2.1- Calcul de diamètre avantage de la conduite gravitaire (barrage-bache de reprise-sp-):[8]

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

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

ΔH_t : Charge disponible (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

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) ; ($L_g=630m$)

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

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

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

ΔH_t : Charge disponible (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q_{car} : Débit véhiculé par la conduite ($Q_{car} = q_s * S_t = 0,7m^3/s$);

q_s : le débit spécifique de la culture la plus exigeant.

S_t : surface total de périmètre Dahmouni .

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.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le **Tableau N°5.1**

Tableau N°5.2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

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

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Dans notre cas on doit utiliser une **conduite en acier**, on prend: **K' = 0,001735 ; $\beta = 2$; m = 5,3**.

D'après les informations recueillies au niveau du service de l'Hydraulique de **TIARET**, la côte de niveau minimal d'exploitation (Nme) dans le barrage Dahmouni est de 912.5 m, et la côte de radier du bêche de reprise est de 902.5 m, donc d'après la formule de **DARCY WEISBACH**.

$$- L_e = 1,15 \times L_g = 1,15 \times 630 = 724,5m \quad \Rightarrow \quad L_e = 724,5m.$$

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

$$- Q = 0.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 \times 724,5 \times (0.7)^2}{10}} = 0,594m .$$

$$D_{av} = 600\text{mm}$$

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

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

$$V_1 = \frac{4 * 0.7}{\pi * 0,6^2} = 2.94 \text{ m/s}$$

Donc: la conduite gravitaire est composé d'une conduite de diamètre 600mm et de longueur 630m.

3- Dimensionnement du Bâche de reprise [13]

3.1-Bâche de la station de pompage(SP) :

La station de pompage (SP) se situe à l'aval immédiat de barrage Dahmouni. Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise. La bâche de reprise est alimentée par le barrage Dahmouni.

Le débit journalier entrant la bâche de reprise (B.R) pendant 24h est de 60480 m³/j,

-Pour du fonctionnement de la station de pompage de 22h.

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

Tableau N°5.3: Le bilan de distributions et l'apporte journalier d'eau.

Heur (h)	Apporte (%)	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
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

Le volume de la bâche de reprise sera égal :

$$V_{br} = \frac{4.17 * 60480}{100} = 2500m^3 \Rightarrow Vt = 2500m^3$$

4-Détermination du diamètre économique de conduite refoulement

4.1-Adduction à partir de la station de pompage vers réservoir de distribution:

Notre étude consiste à déterminer le diamètre économique à partir de la station de pompage vers le réservoir d'irrigation.

La détermination du diamètre économique est basée sur l'étude technico-économique. Le prix d'installation dépasse souvent celui du bâtiment de la station de pompage avec tous ces équipements, la raison pour laquelle l'installation des conduites de refoulement, matériaux, le nombre et leurs diamètres doivent être déterminés après une étude technico-économique et pour différentes variantes.

On choisit le tracé des conduites en charge en fonction des conditions locales (distance la plus courte possible et le plus petit nombre de détours, au plan horizontal et vertical).

Les conduites sont équipées d'accessoires (vanne, ventouses, joints de dilatation, des clapets anti-retour, des reniflards et des dispositifs de vidange.....)

Pour la détermination des collecteurs en charge, on doit avoir les données suivantes :

- Graphique de pompage des eaux en fonction de la demande en eau
- En fonction du nombre de pompes principales et du schéma de raccordement des pompes

Le volume d'eau de pompage doit être supérieur ou égal au volume demandé.

Le volume de la demande est déterminé à partir du graphique de la demande qui est donné dans la variante.

On a le débit demandé $Q_d = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$ par journée d'où $V_d = 60480 \text{ m}^3$

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

4.1.2-Calcul du débit d'équipement :

$$Q_{eq} = \alpha \cdot Q_{max.j} \quad [11]$$

α : Coefficient de correction,

$\alpha = (1.04 \text{ à } 1.08)$, on prend $\alpha = 1,06$

$$Q_{eq} = 0,76 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La station de pompage qui refoule un débit de $0,76 \text{ m}^3/\text{s}$.

-Formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q}$$

-Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

Q: débit à élever (Débit d'équipement) en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets

(Longueur de conduite \leq 1Km)[3]

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

4.1. 3- Calcul des pertes de charge

a) pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m³/s);
- la rugosité absolue ξ exprimée en mm;

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

- la longueur du tronçon L 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 acier)

b) 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 longue.

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

c) Pertes de charge totales (ΔH_t) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

4.1. 4- Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

4.1. 5- Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=77.5\%$)

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)

4.1.6- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 22 \text{ h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

4.1.7- Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.(e=4,67DA)

4.1.8- Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]}$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30 \text{ ans}$

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

4.1.9- Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement : [8]

-la longueur de conduite de refoulement supérieure à 1 Km.($L_{ref} = 6061 \text{ m}$)

Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

Données de base :

1. Cote PHE bâche reprise : 906.2 m
2. Cote PBE bâche reprise : 902.2 m
3. Cote PHE réservoir de distribution : 1011 m
4. Cote PBE réservoir de distribution : 1005 m
5. Débit pompé 760 l/s
6. Longueur Conduite de refoulement 6061 m

La hauteur géométrique maximale est ainsi de $1011 - 902.2 = 108.8$ m

La hauteur géométrique minimale est de $1011 - 906.2 = 104.8$ m

***refoulement 22h/24 :**

- $Q_{\text{jour}} = 0,76 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 6061 \text{ m}$
- $H_g = 106,8\text{m}$
- $D_{c \text{ Bonnin}} = 0,872\text{m} = 872\text{mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau N°5.3: Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
650	2,29032632	0,01141858	0,00469671	6061	31,3134934	136,613493
700	1,97482219	0,01126463	0,00319871	6061	21,3261648	126,626165
800	1,51197324	0,01099498	0,00160137	6061	10,6765385	115,976538
900	1,19464552	0,01076508	0,00087007	6061	5,80084084	111,100841
1000	0,96766287	0,01056549	0,00050424	6061	3,36183064	108,661831

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

*Calcul des frais d'investissement:

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le **Tableau N°5.4**.

Tableau N°5.4: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{inves} (DA)
650	11527,06	6061	6204057,35
700	12769,28	6061	6872641,02
800	15367,72	6061	8271165,082
900	18078,16	6061	9729969,425
1000	20852,6	6061	11223219,64

*Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue.

Tableau N°5.5: Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
650	1414,632725	11359500,8	53048868,6
700	1311,21394	10529047,9	49170653,7
800	1200,937056	9643524,56	45035259,7
900	1150,449207	9238107,13	43141960,3
1000	1125,193256	9035301,85	42194859,6

*Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le **Tableau N°5.7**.

Tableau N°5.6: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre mm	650	700	800	900	1000
F _{explo} (DA)	53048868,6	49170653,7	45035259,7	43141960,3	42194859,6
F _{investi} (DA)	6204057,35	6872641,02	8271165,082	9729969,43	11223219,6
Bilan (DA)	59252926	56043294,8	53306424,78	52871929,7	53418079,3

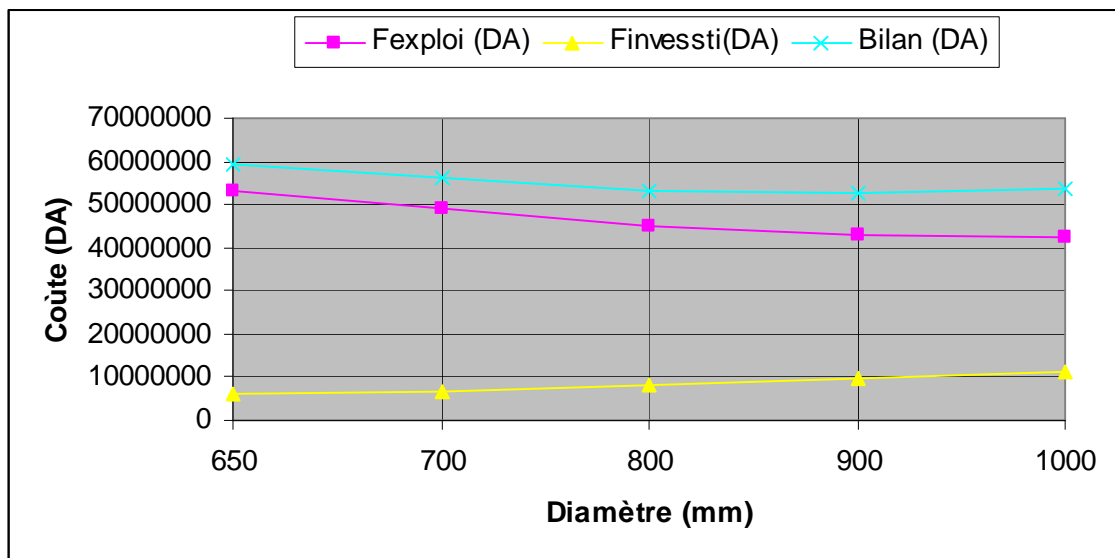


Figure N°5.1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 900** dont la vitesse est de **1,19m/s**.

5-Dimensionnement de la station de pompage (SPP) [2]

5.1-Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :

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

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

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

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.

La station de pompage doit être équipée de :

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

5.2-Détermination de la hauteur d'élévation calculée :

A partir du calcul du diamètre économique de conduite de refoulement

$$HMT = 111.1m$$

$$Q_{eq} = 760l/s = 0.76m^3/s$$

$$Q = 0.76m^3/s$$

5.3-Détermination du nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par min plus important.

5.4- pompe à axe horizontale :

On choisit $n=2p+1$

Avec n : nombre de pompes.

Pour $p=0, 1, 2$ ($n=1, 3, 5$) \Rightarrow (pas de pompe)

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

D'après le catalogue on ne trouve pas une pompe centrifuge qui assure le débit.

Pour $p=3 \Rightarrow n=7$

Et $H_{cal} = 111.1 \text{ m}$

$$Q_{cal} = \frac{Q_{eq}}{n} = \frac{2664}{7} = 411 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pour $p=4 \Rightarrow n=9$

$$Q_{cal} = \frac{Q_{eq}}{n} = \frac{2664}{9} = 320 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Et} \quad / H_{cal} = 111.1 \text{ m}$$

Pour $p=5 \Rightarrow n=11$

$$Q_{cal} = \frac{Q_{eq}}{n} = \frac{2664}{11} = 261.8 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Et} \quad / H_{cal} = 111.1 \text{ m}$$

Les résultats donnés par le logiciel **CAPRARI**. [6]

Tableau N°5.7: Variantes pour le choix du nombre de pompes.

n	Q_{cal} (m³/h)	H_{cal} (m)	Type de pompe	η (%)	N trs/mi n	P_{abs} (kw)	(NPSH)_r	da (mm)	dr (mm)
7	411	111.1	PM 150/3A	77,5	1750	160	6.96	200	150
9	320	111.1	PM 150/3B	69.8	1701	164	7	200	150
11	261.8	111.1	PM 150/4E	67.5	1700	170	9.1	200	150

Remarque :

D'après le tableau précédent on opte pour un nombre

n=7.

Pour **7 pompes (type PM 150/4B)** on a un bon rendement, puissance absorbée minimale, (NPSH)_r minimal et un nombre minimal aussi.

Le nombre de pompe de secours est choisi par le critère suivant :

$n < 4 \Rightarrow$ une seule pompe de secours.

$4 \leq n \leq 6 \Rightarrow$ deux(2) pompes de secours.

$n > 6 \Rightarrow$ trois (3) pompes de secours.

Donc le nombre de pompe de secours est

ns=3.

Tableau N°5.8: Choix final de la pompe.

variante du TYPE DE POMPE	n	Q cal (m ³ /h)	H cal (m)	Type de pompe	η(%)	N trs/min	P abs (kw)	(NPSH) _r	da (mm)	dr(mm)
pompe à axe horizontale	7	411	111.1	PM 150/3A	77,5	1750	160	6.96	200	150

5.5- Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :

La pompe est installée en aspiration

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

Nous avons :

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

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

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

-La longueur d'aspiration $L_{asp} = 5$ m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{5.4}{1000} = 0,02 \text{ m}$$

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

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,02 = 0,003 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,12}{3,14 \cdot (0,26)^2} = 2,26 \text{ m/s} \quad , \quad Da = (1,2 \div 1,5) \text{ da}$$

Da : Diamètre de la tulipe d'aspiration.

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{2,26^2}{2 \cdot 9,81} = 0,26 \text{ m}$$

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

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,023 - 0,26 - 2,23 - 0,5 = 7m$$

Notre pompe est loin au risque de cavitation.

La cote de l'axe de la pompe donc est de :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp.adm} - 0,5$$

$$= 905,2 + 7 - 0,5 = 911,5m$$

$$\nabla_{axe} = 911,5m$$

5.6-Choix du moteur électrique :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut avoir des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisi, et 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, il faut qu'elle sera égale, plus 200 tr/min ou moins 200 tr/min par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

5.7-Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_{max} \cdot Hc \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

$\eta_{tr} = 1$ rendement de L'accouplement

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe (0,775)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le **Tableau N° 5.10** :

Tableau N°5.9: 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 = 250 KW ; K=1,05;

$$P_{abs} = \frac{9810 \cdot 0.12 \cdot 1111 \cdot 1.05}{0.93 \cdot 1 \cdot 0.750} = 1576676,453w = 1577kw \quad ; \quad P_{ab} = 1577kw$$

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

- Un moteur triphasé 60 hz
- Rotor en court-circuit CAG

5.8- Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :

Selon l'importance de L'équipement des stations de pompage, on distingue l'équipement principal tel que : les pompes et moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

L'équipement secondaire (auxiliaire) comporte : les pompes de drainage, système de refroidissement, palan, pompes à vide...etc.

5.8.1- Equipement en amont :

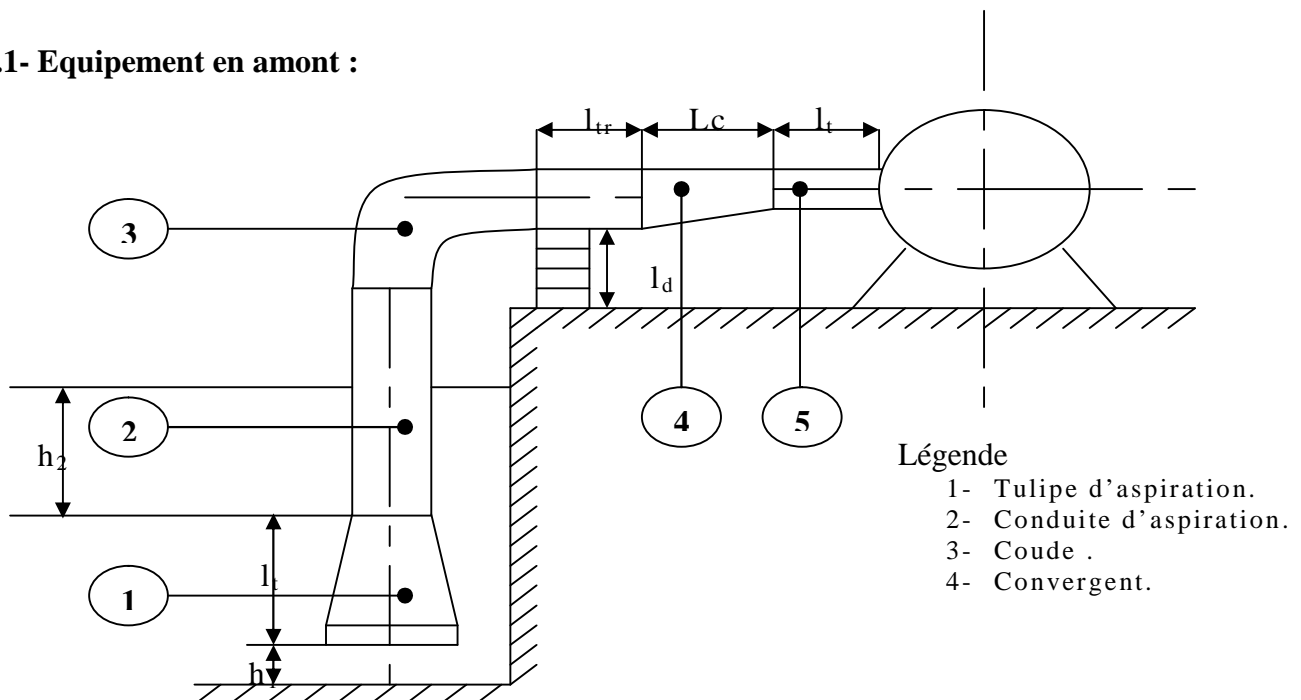


Figure N°5.2: Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

l_t : Longueur du tulipe d'aspiration = $(3,5 \div 4) \cdot (D_a - d_a)$;

l_{tr} : Longueur du tronçon avant et après le convergeant ; $l_{tr} \geq 2D_a$;

d_a : Diamètre du tulipe d'aspiration. $D_a = (1,2 \div 1,5)d_a$;

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration $D_a = 260\text{mm}$

l_d : Hauteur de la buté portant la conduite, $l_d = 0,3\text{m}$ pour $D_a \leq 500\text{mm}$;

h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 \geq 0,8d_a$;

h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = 2 \cdot d_a$;

D : Espacement entre les tulipes d'aspiration, $D = (1,5 \div 2) d_a$;

La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à 0,5% (0,005m/m)

Tableau N°5.10: les dimensions des équipements amont installés.

D_a (mm)	d_a (mm)	l_t (m)	l_{tr} (m)	d_a (mm)	l_d (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	D (m)
260	200	0,22	0.52	200	0,3	0,160	0,400	0,3

5.8.2-Equipement en aval :

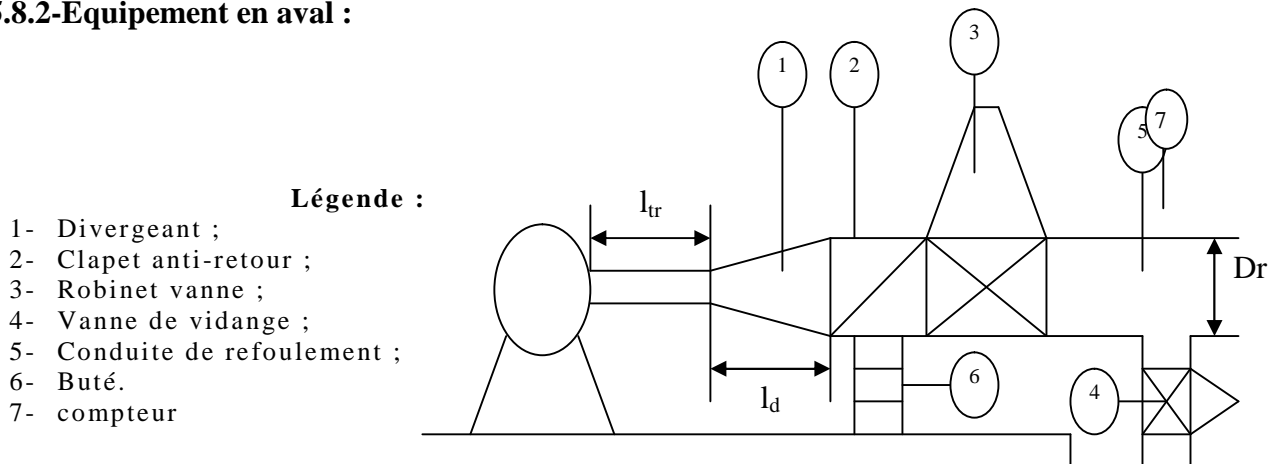


Figure 1: Schéma indicatif de l'équipement aval de la pompe

On a donc :

. l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2.D_r$

(D_r : diamètre (économique) de la conduite de refoulement –conduite–) ;

. l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r)$;

. d_r : Diamètre du tulipe de refoulement (pompe) ;

Tableau N°5.11: les dimensions des équipements aval installé

d _r (mm)	D _r (mm)	l _{tr} (m)	l _d (m)
150	1000	2	3.145

On a : $V_r = \frac{4.Q_p}{\pi.D_r^2} = \frac{4.(3060/3600)}{3,14.1^2} = 0,27 \text{ m/s}$; $V_r = 0,27 \text{ m/s}$ vitesse admissible ;

5.8.2.1- Robinet vanne:

Le robinet vanne installé avant et après la pompe est de type à cage méplate en fonte avec tige fileté

5.8.2.2-Clapet anti-retour:

Le clapet anti-retour avec axe de battant intérieur est installé après la vanne.

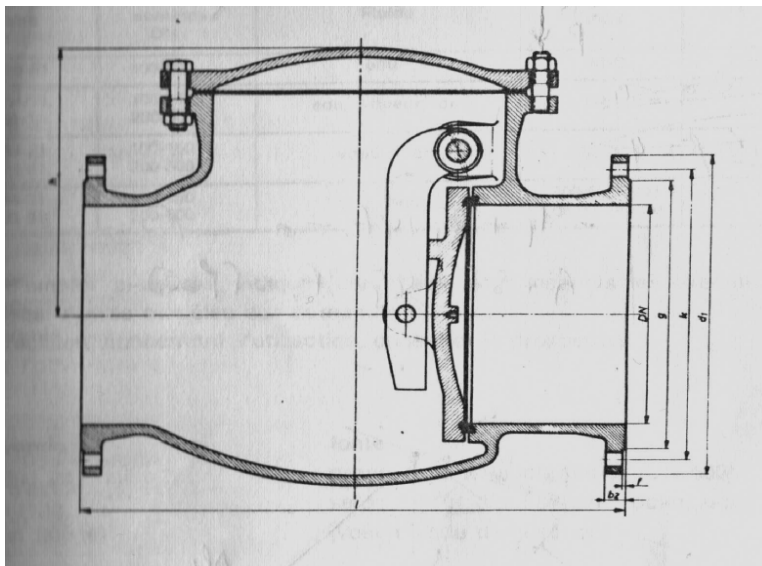


Figure N°5.5: clapet anti-retour.

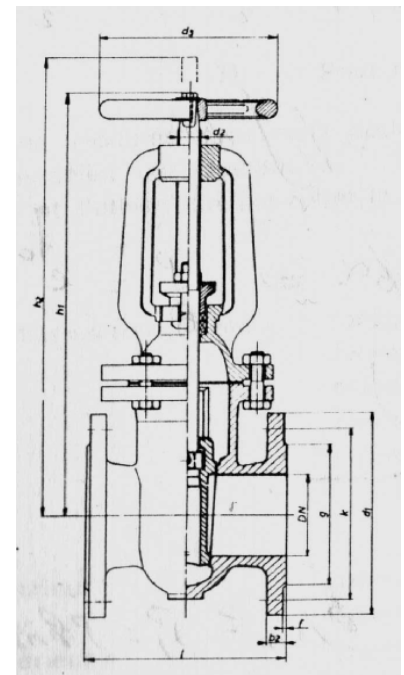


Figure N°5.6: Robinet vanne.

5.9-Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est lié à toutes les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule

suivante : $\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res}$

Avec :

η_{sp} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,775

η_{mot} : Rendement du moteur électrique = 0,93

η_{ac} : Rendement du mode de raccordement = 1 (Accouplement direct)

η_{res} : Rendement du réseau électrique = 0,99

$\eta_{sp} = 0,775 \cdot 0,93 \cdot 1,0 \cdot 99 = 0,67 = 67\%$

$$\eta_{sp} = 67\%$$

-La caractéristique de la pompe et du moteur sont regroupé dans *l'annexe-6-*.

5.10-Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différenciés l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. et parmi ces types des bâtiments en peut citer les types suivant :

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

En Algérie on remarque que le type le plus fréquent et le plus utilisé est le bâtiment type surface. Et lorsque on prend en considération le type de sol qui est de nature (roc solide) on peut dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tous l'ouvrage de la station est surélevé.

5.10.1-Modalité de construction du bâtiment :

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi le brique pour les murs.

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bache d'eau ainsi que les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse 5,

Les pompes seront installées en parallèle. Le contact entre le sol et la fondation ne doit pas présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être fait soigneusement et avec précaution.

5.10.2-Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée (Hb : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)

La longueur du bâtiment $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$

La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties, la plate forme De montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m on préfère

De réaliser deux plates formes de montage, on note aussi que pour faire la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons De sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;

Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2\text{m}$.

Distance entre les armoires de commande

Dimensions des portes 3×3 ; $3,6 \times 3,6$; 4×3 ; $4,2 \times 4$; $4,8 \times 5,4$

La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

5.10.3-Dimensionnement du bâtiment

a)La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

h_5 : Distance vertical $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$ en prend $h_{\text{socle}} = 40 \text{ cm}$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $685 \text{ mm} = 0,685 \text{ m}$

$$h_5 = 0,685 + 0,5 + 0,4 = 1,585 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

$$h_6 = 2,2 \text{ m}$$

h_7 : Hauteur de chariot

$h_7 = 0,3 \text{ m}$; h_8 : Hauteur profilée

$$h_8 = 0,8 \text{ m}$$

h_9 : Hauteur de sécurité

$$h_9 = 0,5 \text{ m}$$

Donc :

$$H_b = 1,585 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,37 \text{ m.}$$

$$H_b = 5,37 \approx 6 \text{ m}$$

b) Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

S : $(20 - 40) \text{ cm}$: épaisseur de mur on le prend = 30 cm

l_1 : distance entre le mur et le premier organe = $(20-30) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

l_2 : distance entre les tubulures = $(15-20) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

l_3 : longueur des accessoires à l'aspiration

l_4 : longueur des accessoires à la refoulement.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{asp}} + l_{\text{ref}} + l_{\text{tr}}$$

l_{tr} : $(0,8 - 1,2) \text{ m}$: réserve on prend $l_{\text{tr}} = 1 \text{ m}$

l_p : Longueur de la pompe = $1440 \text{ mm} = 1,440 \text{ m}$

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

Pour l'aspiration nous avons :

$$L_c = 0,68 \text{ m, } l_{\text{tr}} = 1 \text{ m.}$$

Chapitre N° 5: Dimensionnements des ouvrages de transferts, de stockages et de distribution

Pour le refoulement nous avons :

$$L_{tr} = 0,5\text{m}; l_d = 0,68 \text{ m.}$$

$$l_b = 2,0,3+0,3+0,2+1+0,55+0,68+1+0,68+0,5 = 3,35\text{m.}$$

$$l_b = 5.51 \approx 6\text{m}$$

c) La longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + l_{p.f} + l_r + l_p$$

n_p : nombre de pompes = 7 pompes;

L : Longueur de la pompe+ moteur ; $A=2360\text{mm}$

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines;

$l_{p.f}$: Longueur de la plate forme;

l_p : Longueur du bureau du personnel

l_r : Longueur d'armoire électrique

$$L_b = 7.2,36 + 1+1,5+4+ 1,5 = 24,52\text{m.}$$

$$L_b = 24,52 \approx 25\text{m}$$

d) Distance entre les ranges des pompes et les groupes électrique :

Si $U < 1000$ volts $\Rightarrow L' < 1\text{m}$

Si $U > 1000$ volts $\Rightarrow L' > 1,2\text{m}$

Dans notre cas $U = 460$ volts $\Rightarrow L < 1\text{m}$ on prend : $L = 1\text{m}$

e) Dimension de la Marche des escaliers:

Hauteur : 15cm-16,5cm-17,3cm on prend $H = 16,5\text{cm}$

Largeur : 30cm-29,26cm on prend $l = 30\text{cm}$

Longueur : 90cm-220cm on prend $L = 180\text{cm}$

Pente : 1/1,75 ou bien 1/1,15 on prend $i = 1/17,5\text{cm}$

f) Bureau

Bureau du chef d'exploitation:

H: hauteur du bureau $H = 3\text{m}$

S: surface du bureau $S = 12\text{m}^2$ (4*3)

Bureau du personnel (magazine):

H: hauteur du bureau $H = 3\text{m}$

S: surface du bureau $S = 15\text{m}^2$ (5*3)

g) Plate forme de montage:

Elle sert à l'entretien du groupe électropompes

Sa longueur de plat forme = largeur de la salle des machines

$L_{\text{plat forme}} = \text{Longueur de la plate forme de montage} = 1,5 * \text{distance entre les groupes}$

$L_{\text{plat forme}} = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ m}$

6- Dimensionnement du réservoir de distribution[13]

6.1-Forme de réservoir :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres.

Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

6.2-Le diamètre de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

Dimensionnement du réservoir par la méthode de bilan d'eau :

Le débit entrant le réservoir de stockage (R.S) pendant 22h est :

$Q_{\text{jour}} = 60192 \text{ m}^3/\text{h}$ pendant 22h ou $0,76 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau N°5.12: Le bilan de Distributions et l'apporte journalier d'eau.

Heur (h)	Apporte (%)	distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume (%)
1	4.55	4.17	0.38	-	3.79
2	4.55	4.17	0.38	-	3.41
3	4.55	4.17	0.38	-	3.03
4	4.55	4.17	0.38	-	2.65
5	4.55	4.17	0.38	-	2.27
6	4.55	4.17	0.38	-	1.85
7	4.55	4.17	0.38	-	1.47
8	4.55	4.17	0.38	-	1.09
9	4.55	4.17	0.38	-	0.71
10	4.55	4.17	0.38	-	0.38
11	4.55	4.17	0.38	-	0
12	-	4.17	-	4.17	4.17
13	4.55	4.17	0.38	-	3.79
14	4.55	4.17	0.38	-	3.41
15	4.55	4.17	0.38	-	3.03
16	4.55	4.17	0.38	-	2.65
17	4.55	4.17	0.38	-	2.27
18	4.55	4.17	0.38	-	1.85
19	4.55	4.17	0.38	-	1.47
20	4.55	4.17	0.38	-	1.09
21	4.55	4.17	0.38	-	0.71
22	4.55	4.17	0.38	-	0.38
23	4.55	4.17	0.38	-	0
24	-	4.17	-	4.17	4.17

Le volume du réservoir sera égal :

$$V_u = \frac{4.17 * 60192}{100} = 2510 \text{ m}^3$$

D'où la capacité normalisée du réservoir (m3) sera :

Et le volume du réservoir $V_n = 2510 \text{ m}^3$.

On prend un volume de $V_n = 2500 \text{ m}^3$

Les dimensions du réservoir sont de 6m de hauteur.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 3000}{\pi * 6}} = 25 \text{ m}$$

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite gravitaire de diamètre DN=600 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux bache de reprise 2500 m³.Et conduite de refoulement de diamètre DN=900 mm qui transfert l'eau vers un réservoir de stockage avec une hauteur manométrique HMT=111.1m, et nous avons pu déterminée le nombre et le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe.

CHAPITRE 6 :

*Projection et dimensionnement du réseau
collectif d'irrigation.*

Le réseau collectif de distribution d'eau est essentiellement constitué par des Canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différentes exploitations agricoles par L'intermédiaire des bornes (prises) d'arrosages.

Le développement de ces réseaux de distribution 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.

C'est dans ce contexte que notre attention dans ce chapitre s'est accentuer sur L'optimisation du réseau de distribution d'irrigation sous pression.

1- Modalités de distribution

1.1-L'irrigation à la demande :

Cette technique (choisie de notre périmètre) laissant le choix à l'agriculteur d'utiliser sa propre borne (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.

La Modalités de distribution retenue est l'irrigation à la demande.

1.2-L'irrigation au tour d'eau :

C'est un mode de dessert spécifique et très rigide, il en existe deux types :

-Avec un tour d'arrosage, 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.

-Avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau : dont 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. Pour apporter une solution adéquate à ce problème, nous devons prévoir deux modalités :

1.2.1-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. Ce débit constitue alors, le module qui est utilisé successivement par les différentes prises de la borne et pendant des durées proportionnelles

aux superficies desservies. Chaque borne est équipée d'un limiteur de débit commun aux différentes prises.

I.2.2-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, successivement délivré aux différentes prises de l'antenne.

Dans le cadre de notre projet, on adopte une distribution d'eau d'irrigation à la demande, caractérisée par une souplesse, en laissant l'irrigant utiliser selon sa convenance sa prise d'irrigation.

2-Le débit caractéristique :

Le calcul des débits caractéristiques permet de définir le débit maximum que le système de distribution aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, Il est déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile comme il est indiqué par 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 = 1336,55ha

-Pour la culture de Blé dur le mois de pointe est mai.

Et les besoins de pointe sont de 105,06 mm

-Le débit spécifique q_s de l'assolement est trop important 2,1 l/s/ha > 1,2 l/s/ha, on choisira le débit spécifique de la culture la plus exigeant.

- Les cultures les plus exigeantes sont le Blé dur.

A partir du calcul des besoins en eau on peut déterminer le débit spécifique (mois de pointe) qui se calcule par la formule suivante :

$$q_{spécifique} = \frac{B_{net} \cdot 10 \cdot 1000}{N_h \cdot n_j \cdot 3600 \cdot E_i} \text{ , en l/s/h}$$

Le débit spécifique : $q_s = 0,523 \text{ l/s/ha}$ est inférieur à $1,2 \text{ l/s/ha}$ donc le choix reste valable

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

N_h : nombre des heures d'irrigation = 24h

n_j : nombre de jours du mois de pointe = 31 jours

E_i : Efficience d'irrigation globale $\approx 75\%$

$q_{spécifique} = 0,523 \text{ l/s/ha}$.

$Q_{car} = q_s \cdot S = 0,523 \cdot 1336,55 = 700 \text{ l/s}$ $Q_{car} = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$

Alors notre débit de consommation est $Q_{max,j} = 2520 \text{ m}^3/\text{h}$.

2.1-Loi de débit :

Dans le cadre d'une irrigation à la demande, le débit affecté à chaque prise, sera fonction des caractéristiques de la parcelle à desservir, dont l'importance a été déterminée par l'étude préalable des besoins, de façon à laisser une liberté à l'irrigant, quant à l'organisation de ses arrosages. Les paramètres de la loi de débit sont définis, ci-après :

- * la conception des modèles.
- * l'évaluation des besoins en eau du périmètre.
- * l'analyse de la trame technique et hydraulique.
- * la définition des tailles des îlots d'irrigation

Conformément à la figure ci-dessous la loi des débits est donnée sous la forme suivante :

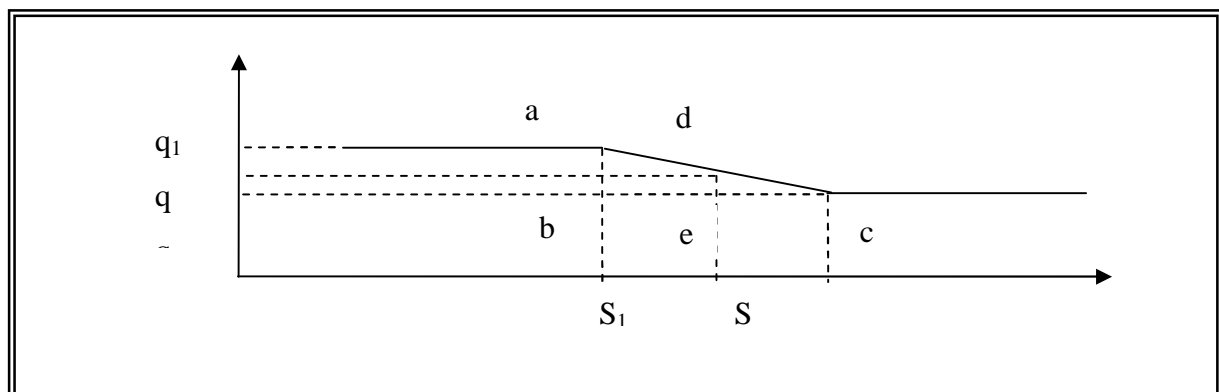


Figure N°6.1: Représentation graphique de la loi de débit.

-Pour $S \leq S_1$: On a : $q = q_1$,

-Pour $S_1 < S \leq S_0$:

En appliquant la théorie des triangles semblables [$\triangle abc$ et $\triangle dec$], on aura :

$$\frac{(q_1 - q_0)}{(q - q_0)} = \frac{(S_0 - S_1)}{(S_0 - S)}$$

$$q = q_0 + (q_1 - q_0) * \frac{(S_0 - S)}{(S_0 - S_1)}$$

D'où :

-Pour $S > S_0$: On a : $q = q_1$.

Dans les quelles

q_1 : Débit caractéristique du modèle le plus exigeant.

q_0 : Débit caractéristique moyen des modèles (débit du mois de pointe).

S_1 : Surface occupée par le modèle le plus exigeant sur la plus longue branche.

S_0 : Surface occupée par les modèles dont le débit caractéristique est supérieur au débit moyen des modèles.

Remarque:

N'ayant pas plusieurs modèles d'assolement donc ($q = q_1 = q_0 = q_s$) .

Le débit caractéristique de chaque surface ($Q'_{car} = q_s * S'$)

- q_s : débit spécifique.

- S : surface de chaque parcelle.

3- calcul des débits des tronçons:

3.1-la méthode :

Dans le cas de la distribution à la demande le débit affecté à chaque prise est supérieur au débit fictif continu qui lui est nécessaire. Ce qui va engendrer des débits énormes si on procède par sommation pour le calcul des débits à transiter par les différents tronçons du réseau de distribution. Pour cela on va utiliser la méthode de réseau ramifié avec un conduit télescopique.

4-Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution : [7]

Ayant déterminé les débits de pointe à transiter. On est amené à calculer les diamètres des canalisations satisfaisant aux conditions techniques et donnant le coût minimum. Pour ce faire, on doit disposer des données suivantes :

- Tracé du réseau, donc longueur de chaque tronçon.
- Débit à transiter pour chaque tronçon.
- Conditions aux limites aval, c à d côtes piézométriques minimum à assurer.
- Condition à la limite amont, côte piézométriques disponible à l'entrée du réseau.
- Vitesse minimum et maximum admises dans les tuyaux.

4.1-Calcul Des Diamètres:

Ayant ainsi déterminé les débits de canalisations à transmettre pour chaque îlots, pour suit on fait la détermination des diamètres, pour ce la on utilise la formule suivante:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\Pi * V}}$$

Au début on va fixe la vitesse en **1,1 m/s**, dans ce cas on a déterminé le calcul de diamètre il faut normalise les résultats en fonction de la dimension commercial des conduites.

Puis on corrige la vitesse.

$$V = \frac{4 * Q}{\Pi * D^2}$$

-Les calculs hydrauliques et la représentation du réseau de distribution sont regroupé dans L'Annexe-3-et-5-

4.2-La vitesse admissible :

La fixation d'un seuil minimum de vitesse admissible dans les conduites, ne correspond pas véritablement à un impératif technique et n'a pour objectif, que l'introduction d'un seuil

raisonnable de diamètre maximum envisagé, pour transiter un débit donné. Ceci nous permettra d'accélérer le calcul d'optimisation. Par contre, la fixation d'un seuil maximum de vitesse tolérée correspond à un compromis entre :

La recherche d'économisée le coût d'investissement.

Les risqué de corrosion.

En général dans le projet d'irrigation on prend la vitesse entre (0,5-2) m/s.

4.3-Calcul des pertes de charges

a) pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m³/s);
- la rugosité absolue ξ exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh})$$

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:

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

R_e : Nombre de Reynolds ;

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

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (10⁻⁶m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite

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

b) 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 longue.

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

c) Pertes de charge totales (ΔH_t) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned}$$

La pression minimale de service d'irrigation à la parcelle dans notre périmètre est basée à l'irrigation par aspersion ($P_{\min} \equiv 3\text{bars}$).

5-Les équipements du réseau de distribution**5.1- les équipements de contrôle des conduites****5.1.1- Les vanne :**

Leur utilité dans les réseaux d'irrigation est d'isoler les appareils placés en dérivation sur le réseau (ventouses, clapet d'entrée d'air, soupapes de décharge...), de réaliser les ouvrages de vidange des conduites et d'isoler des parties du réseau sur lesquelles il sera possible d'intervenir (réparation ou réalisation d'un piquage) sans faire arrêter complètement le réseau d'irrigation

Pour bien équiper notre réseau, conformément aux normes, tout groupe de dizaine de bornes sera équipé d'une vanne de sectionnement en tête. Il en sera de même pour toute borne isolée qui sera dotée d'une vanne de sectionnement en tête, sauf dans le cas où la canalisation reliant la conduite secondaire à la borne est inférieure à 50m la vanne sera placée près de la borne.

Pour le sectionnement des conduites ; on utilise deux types de vannes, vanne à opercule à cage ronde pour les diamètres supérieurs à 300mm et des vannes à papillon pour les diamètres plus importants.

5.1.2- Les ventouses :

Elles sont destinées à évacuer les poches d'air et sont placées aux points hauts systématiquement entre deux vannes.

Le choix de la ventouse est fait directement en fonction du diamètre de la conduite selon les correspondances ci-après :

Tableau N°6.1: diamètre des ventouses adapte à la canalisation

Diamètre conduite (en mm)	Type de ventouse (en mm)
$D < 500$	D 80
$600 < D < 900$	D 100
$900 < D < 1200$	D 150
$D > 1200$	D 200

5.1.3- Les bornes d'irrigation :

La borne d'arrosage constitue un appareil compact, plus particulièrement étudié pour les réseaux fonctionnant à la demande et cumulant plusieurs fonctions, l'arrêt ou mise en service de la borne, desserte à un ou plusieurs usagers disposant chacun d'une prise individuelle, régulation de la pression, limitation du débit prélevé par chaque prise à la valeur maximale affectée à l'utilisateur par conséquent comptage des volumes débités par chaque prise et en fin la protection contre le gel et le ventousage.

5.1.4- vidange :

Elles ne sont envisagées que pour les diamètres supérieurs à 200 mm. Pour les branches extrêmes de petit diamètre les vidanges seront faites par pompage ou par des bornes placées à des points bas.

5.1.5- Soupapes de décharge anti-bélier :

Elles sont utilisées pour contrecarrer les coups de bélier ayant pour origine les fermetures des vannes (vanne de garde des bornes, vannes de sectionnement et de vidange), ce qui engendre des surpressions. Les soupapes de décharge sont constituées d'un orifice relié à la conduite à protéger et obturé par un organe mobile (la soupape) sur lequel s'exerce deux forces, une due à la pression de l'eau s'exerçant sur l'une des faces, l'autre à une force antagoniste due à un ressort taré sur l'autre face. Lorsque la pression de la conduite dépasse la valeur de réglage de l'appareil, la soupape s'ouvre et évacue une partie du débit de la conduite en faisant ainsi chuter la pression.

5.2- Schémas des différents équipements :



Figure N°6.2: Les vannes de sectionnement.



Figure N°6.3: Ventouse.



Figure N°6.4: borne d'irrigation.

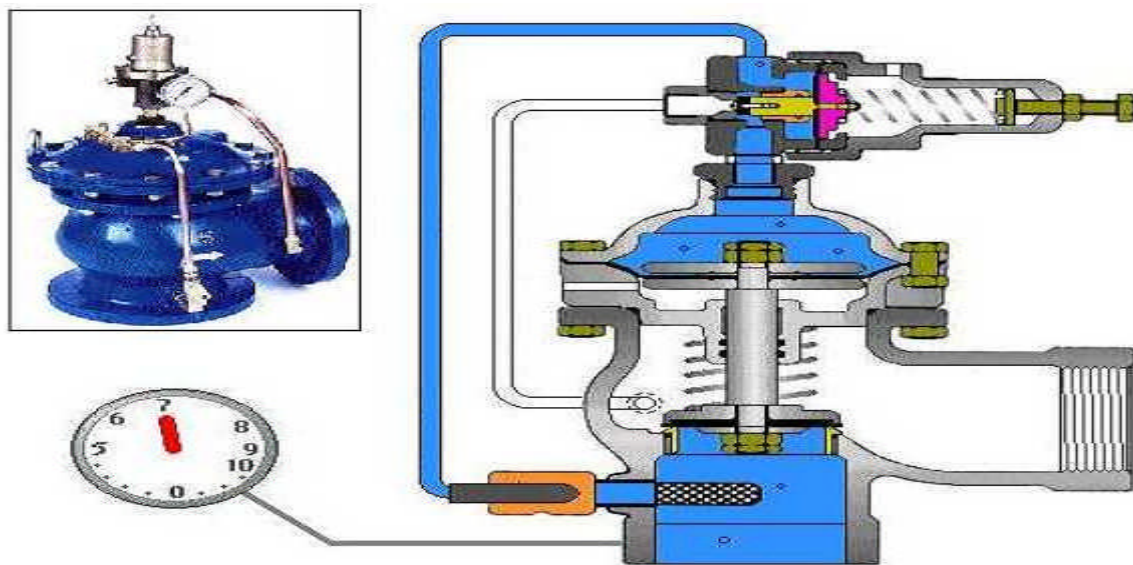


Figure N°6.5: Soupape de décharge anti-bélier

6- Protection anti- bélier :

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

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

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

Dans notre étude, on est appelé à protéger la conduite **gravitaire** et **refoulement** contre ce phénomène.

6.1- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**6.1.1- Calcul de la célérité d'ondes :**

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)}$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation. (Hydraulique urbaine -Tome II)

K= 0.5 pour l'acier.

K= 1 pour la fonte.

K= 5 pour le plomb et le béton.

K= 33 pour le PVC.

6.1.2- Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour le cas suivant :

- Cas de la fermeture brusque :

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{aV_0}{g} \quad \text{(m)}$$

Où V₀ : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s²

$$B < (1+0.6) *PN$$

$$PN \geq B.\alpha \quad \text{et} \quad \alpha = (1,3 \text{ à } 1,6)$$

PN : pression nominal de la conduite (10a20bar) en prendre 16 bar

Le résultat de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°6.2: Calcul Du Coup De Bélier

Adduction	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	a (m/s)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	B (m)	H _{max} (m)	H _{min} (m)
barrage-Station de pompage	900	6061	5	0.5	841,8	1.19	105.3	102.1	207.4	3.2

6.2- Protection de la conduite du refoulement contre le coup de bélier [1]

6.2.1- Calcul simplifié d'un réservoir d'air:

Exemple : refoulement station de pompage – Réservoir de distribution

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U₀ de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V₀.

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z₀, Z_{min} et Z_{max}.

Z₀ : pression de service absolue (hauteur manométrique total de refoulement +10 m).

$$Z_0 = H_{MT} + 10$$

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U₀ est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \cdot LS}{2gZ_0 \cdot f(Z/Z_0)}$$

U₀ : volume de l'air en m³.

V₀ : Vitesse d'écoulement m/s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m.

Pour notre cas : S=0.636m².

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_{MT} + 10 = 111,1 + 10 = 121,1 \text{ m.}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,072 \text{ m et } \frac{h_0}{z_0} = 5,95 \cdot 10^{-4}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = PN(20) + 10$$

PN : pression nominal de la conduite.

Pour PN=10bar :

$$Z_{\max} = 200 + 10 = 210 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} = 210/121,5 = 1,73m \\ \frac{h_0}{z_0} = 5,95 * 10^{-4} m \end{array} \right.$$

-Abaque de VIBERT $\Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0}$ (voir Annexe -4-)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_0}{LS} = 5,5 * 10^{-3} \Rightarrow U_0 = L.S.5,5 * 10^{-3} = 6061 * 0,636 * 5,5 * 10^{-3} = 21,2m^3 \\ \text{Et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,63 \end{array} \right.$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} = 30m^3$$

$U_f = 30000$ litres.

Remarque :

La méthode de VIBERT est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air ; et on a la choisie parce qu'elle est valable pour les petites installations (comme notre cas).

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire :

Tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier

6.2.2- Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

Conclusion :

Dans le cadre de ce projet le périmètre est découpé en 127 îlots d'irrigation du périmètre Avec une taille moyenne de 10,53 ha pour équiper 1336.55 ha.

Le réseau de distribution est sous pression, et la desserte est à la demande, d'où la valeur élevée des débits à transiter par les différents tronçons du réseau.

Le modèle que nous avons proposé pour schématiser le phénomène d'appel des débits Dans une telle desserte est basé sur la loi de débit, dans laquelle, les débits affectés à Chaque prise sont fonction de la ouverture simultanée (cas le plus défavorable).

CHAPITRE 7 :

Estimation du cout de revient.

D'Après l'étude ou l'élaboration d'un tel projet, un aspect économique doit être pris en considération, pour cette raison on doit faire une estimation des frais.

1-Devis pour le réseau d'irrigation et les conduites d'adduction

1.1-Dépenses des travaux :

Le prix de terrassement est égal à :

Pour le déblai : $F_{deb} = V_{deb} \cdot k_{deb}$

k_{deb} : prix de 1 m^3 de déblai=600 DA

V_{deb} : volume total de déblai

Pour le remblai : $F_{rem} = V_{rem} \cdot K_{rem}$

K_{rem} : prix de 1 m^3 de remblai=600 DA

V_{rem} : volume total de remblai

1.1.1-Calcul du volume de déblai et remblai :

La pose en terre des conduites s'effectue dans un tranché dont la largeur de fond B sera donnée par la formule suivante :

$$B=D+(2 \times 0,3)$$

D : diamètre de la conduite (m)

La profondeur de fouille est en fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (max, min) et les sollicitations des charges mobiles.

$$H \geq D + 0,8$$

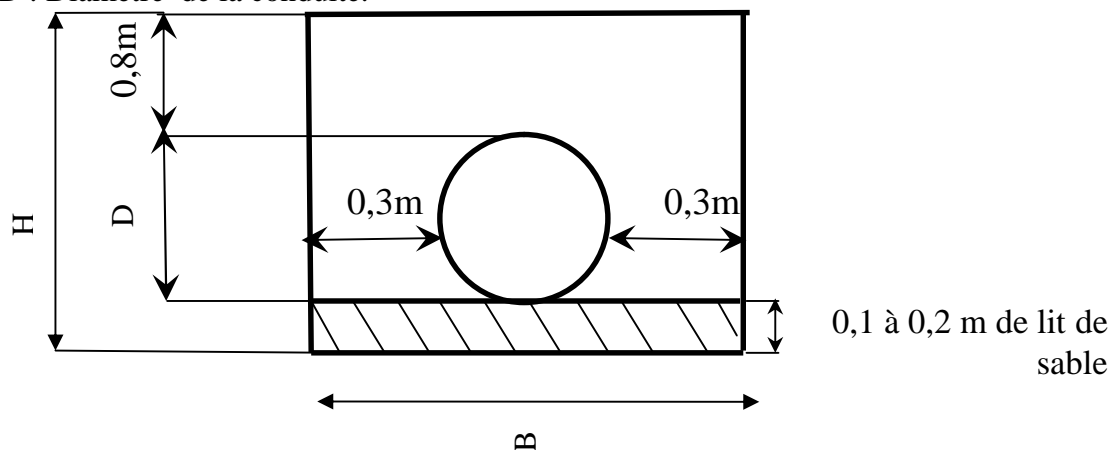
$$\text{Déblai} = L.H.B$$

$$V_{\text{Remblai}} = V_{\text{déblai}} - (\pi LD^2/4) - V_{\text{lit de sable}}$$

$(\pi LD^2/4)$: volume de la conduite

L : longueur de la conduite.

D : Diamètre de la conduite.



Les prix unitaires des conduites du réseau d'irrigation sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau N°7.1: Devis du réseau d'irrigation et les conduites d'adduction.

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
TubeØ100 ACIER	ML	9459,87	1250.05	1182956,74
TubeØ125 ACIER	ML	726,48	1650.54	1199084,3
TubeØ150 ACIER	ML	10403,79	2050.86	21336716,8
TubeØ200 ACIER	ML	2932,11	3137,08	9198263,64
TubeØ250 ACIER	ML	1843,21	3749,30	6910747,25
TubeØ300 ACIER	ML	2241,52	4455,52	9987137,19
TubeØ350 ACIER	ML	1198,76	5249,74	6293178,32
TubeØ400 ACIER	ML	1830,03	6125,96	11210690,6
TubeØ450 ACIER	ML	436,53	7078,18	3089837,92
TubeØ500 ACIER	ML	736,05	8100,40	5962299,42
TubeØ600 ACIER	ML	1520,77	10272.84	15622626,89
TubeØ700 ACIER	ML	669,97	12769,28	8555034,52
TubeØ900 ACIER	ML	439,06	18078,16	7937396,93
TubeØ1000 ACIER	ML	2553,33	20852,60	53243569,2
Conduite de refoulement en acier Ø 900m	ML	900	647188,92	10272.84
Conduite gravitaire en acier Ø 600mm	ML	630	18078,16	109571727,8
Les vannes	Un	7	9000	63000
Les ventouses	Un	9	4000	36000
Les bornes d'irrigation	Un	66	50000	106*3.3
dles vidanges de fon	Un	16	2500	40000
déblai en terrain	m ³	233158675	600	1,39895*10 ¹¹
lit de sable	m ³	4240540,05	200	848108010
Remblaiement de la tranche	m ³	137632157	600	82579294200
Total 01				2,2409*10¹¹

2-devis pour le réservoir de distribution et la station de pompage

2.1- Devis pour réservoir de distribution

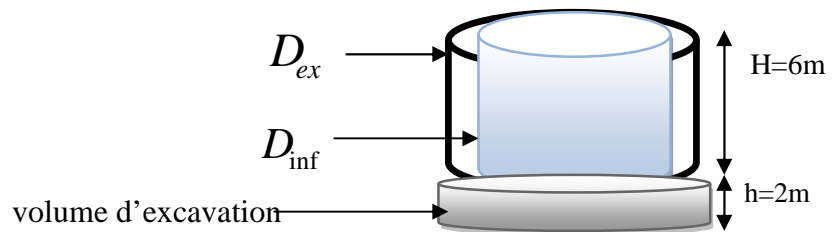
a)-Calcul le volume du béton armé et le volume d'excavation :

$$V_{BA}=(S1-S2)*H=\left(\frac{\pi * D^2_{exter}}{4}-\frac{\pi * D^2_{inf}}{4}\right)*6$$

$$D_{exter}=25m$$

$$D_{inf}=(25-0,3)m$$

$$V_{B.A}=11,74m^3$$



Volume d'excavation : $V_{ex}=S.h.=h*\pi*(D^2_{ex})/4$

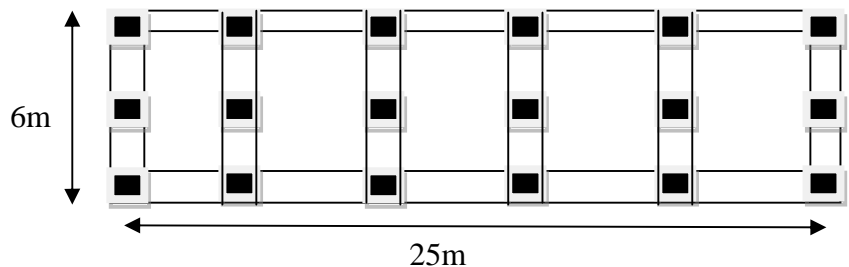
$$V_{ex}=982m^3$$

2.2-Les calculs de la station de pompage :

i) La longueur : $L=25m$.

ii) La largeur : $l=6m$.

iii) La hauteur : $H=6m$



La station de pompage repose sur les demi-poteaux qui sont implantés dans le sol avec une profondeur d'environ 1,4 m et une partie à l'air libre qui est d'environ 40 cm pour la protection contre les inondations, ces derniers (les demi-poteaux) sont reliés entre eux par des ceintures de hauteur 50 cm et de largeur 35cm.

La continuité des demi-poteaux au dessus de la ceinture est de 4 m, et toujours sont reliés entre eux par une poutre supérieure qui a les mêmes dimensions de la poutre inférieure.

La finition de cette station de pompage doit être par une dalle d'épaisseur d'environ 7 cm.

L'espace entre les poteaux doit être construites par brique de dimension $20 \times 30 \times 10 \text{ cm}^3$.

a)-Calcul de volume du béton de propreté :

Il est utilisé à pour but de protéger la semelle contre l'agressivité des eaux souterraines :

$$V_{B.PR}=l.L.e.n \quad \text{sachant que.}$$

$n = 14$: nombre des poteaux

$e = 10 \text{ cm}$; $l=1m$; $L=1 m$

$$\text{Donc : } V_{B.PR}=1*1*0.1*14=1,4m^3. \quad \text{Alors : } V_{B.PR}=1,4m^3$$

b) Calcul le volume du béton de la semelle :

D'après les dimensions de la station de pompage, on a considéré que :

- La longueur est de 25 m : est partagé par cinq tronçons, la longueur de chacun est 5 m.
- La largeur est de 6 m : est partagé par deux tronçons, la longueur de chacun est de 3m

D'après ces considérations, on a obtenu à 18 demi- poteaux et 22 ceintures (soit 10 ceintures de 5 m de longueur, et 12 ceintures de 3m de longueur,).

$$V_{BAS}=l.L.e.n \quad \text{sachant que :}$$

$n=14$: nombre des poteaux.

$e = 30 \text{ cm}$; $l=1 \text{ m}$; $L=1 \text{ m}$

$$\text{Donc : } V_{BAS}=1*1*0.3*14=4.2\text{m}^3 \quad \text{Alors : } V_{BAS}=4.2\text{m}^3$$

c) Calcul le volume du béton de demi-poteau :

$$V_{BDP}=l.L.h.n \quad \text{schant que :}$$

$n =18$: nombre des demi-poteaux

$h = 1 \text{ m}$; $l=0.35 \text{ m}$; $L=0.35 \text{ m}$

$$\text{Donc : } V_{BDP}= 0.35*0.35*1*18=2,2\text{m}^3$$

$$\text{Alors : } V_{BDP}=2,2\text{m}^3$$

d) Calcul le volume du béton des ceintures inferieures :

$$V_{BCI}= l.L.e.n + l'.L'.e'.n' \quad \text{sachant que :}$$

$$\text{Donc : } V_{BCI}= (10*5*0.35*0.5)+(12*3*0.35*0.2)=11,27\text{m}^3$$

$$\text{Alors : } V_{BCI}=11.27\text{m}^3$$

e) Calcul du volume du béton des poteaux :

$$V_{BP}=l.L.h.n \quad \text{sachant que :}$$

$n =14$: nombre des poteaux

$h = 6\text{m}$: hauteur du poteau.

$L=0.35\text{m}$; $l=0.35\text{m}$:longueur et largeur d'un section du poteau.

$$\text{Donc : } V_{BP}=0.35*0.35*6*14=10,29\text{m}^3 ; \quad \text{Alors : } V_{BP}=10,29\text{m}^3$$

f) Calcul le volume du béton des ceintures supérieures :

$$V_{BCS}= l.L.e.n + l'.L'.e'.n' \quad \text{sachant que :}$$

Donc : $V_{BCS} = V_{BCI} = 11,27m^3$.

g) Calcul le volume du béton de la dalle :

$V_{BD} = L.l.e$ sachant que :

$e = 0.7cm$: l'épaisseur de la dalle.

$L = 25 m$: la longueur de la station de pompage.

$l = 6 m$: la largeur de la station de pompage.

Donc : $V_{BD} = L.l.e = 25 * 6 * 0.07 = 10,5m^3$; Alors : $V_{BD} = 10,5m^3$.

h) Calcul le volume de déblai :

$V_D = L.l.h.N$ sachant que :

L : la longueur de la semelle.

l : la largeur de la semelle.

H : hauteur de demi-poteaux jusqu'à le terrain naturel.

N : nombre des demi-poteaux.

$V_D = 1 * 1 * 1 * 18 = 18m^3$; Alors : $V_D = 18m^3$.

i) Calcul le volume du remblai : pour le remblaiement de demi-poteaux :

$V_R = (V_D - V_{B.PR} - V_{BAS} - V'_{DP})$; mais dans ce cas on calcul le volume de demi-poteaux pour $(h=1m)$.

$V_{B.PR}$: Le volume du béton de propreté.

V_{BAS} : Le volume du béton de la semelle.

V_R : Le volume du remblai.

V'_{DP} : Le volume du béton des demi-poteaux.

Donc $V'_{DP} = 0.35 * 0.35 * 0,6 * 18 = 1,32m^3$; Alors : $V_R = (18 - 1,4 - 4,2 - 1,32) = 11,08m^3$

$V_R = 11,08m^3$.

j) Quantité des briques utilisées dans la construction des murs :

Pour les murs on a utilisé le briques de dimension $30 \times 20 \times 10$.

On construit des murs simples sous la ceinture inférieure en brique, et une double cloison sur la ceinture par des briques de dimensions $30 \times 20 \times 10$.

D'où :

La surface du briques a utilise pour (L=25m) est :

$$S_1 = (25 - 0.3 * 6) * 2 = 46,4m^2.$$

Surface du briques a utilise pour (l=6m) est :

$$S_2 = (6 - 0.3 * 2) * 2 = 10,8m^2.$$

$$\text{Donc } S = S_1 + S_2 = 57,2m^2$$

Le nombre de briques $N_b = (57,2 / 0,06) = 954.$

On a des briques qui sont cassée ; on ajoute 150 briques.

Alors le nombre de briques total est : $N_b = 1104$ briques.

Tableau N°7.3: Devis pour le réservoir de distribution et la station de pompage.

N	Désignation des travaux	unité	quantité	Le prix unitaire(DA)	Le total (DA)
Station pompage	Excavation	m3	18	600	10800
1					
2	remblai	m3	11,08	600	6648
3	béton de propreté	m3	1,4	8000	11200
4	béton armé de la semelle	m3	4,2	24000	100800
5	béton armé de demi-poteau	m3	2,2	24000	52800
6	béton armé des ceintures inférieures	m3	11,27	24000	270480
7	béton armé des poteaux	m3	10,29	24000	246960
8	béton armé des ceintures supérieures	m3	11,27	24000	270480
9	béton armé de la dalle	m3	10,5	24000	252000
10	Briques de 30×20×10	sans	1104	25	27600
réservoir	Excavation	m3	982	600	589200
11					
12	béton armé	m3	11,74	24000	281760
TOTAL 03					2120728

N.B

Les prix unitaires sont fournis par la **DHW .BLIDA**

Les prix d'équipements déterminés d'après des marchés en Algérie.

Conclusion

D'après le coût de la projection des réseaux qu'on a obtenue, on remarque que l'estimation du réseau d'irrigation est très élevée. Cette élévation est due à l'utilisation, le réseau collectif d'irrigation, d'un nombre de conduite assez important, et a la filtration qui demande des équipements trop chers.

Le coût total de notre projet (périmètre Dahmouni) est estimé à **2,24094*10¹¹DA**

Qu'on peut dire qu'il est rentable si le périmètre fonction correctement et chaque fellah va exploiter le réseau dans le bon sens.

CONCLUSION GENERALE :

L'objectif de ce mémoire de fin d'étude, est dimensionner le périmètre d'irrigation de **Dahmouni** (adduction et distribution) dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, facteur le plus essentiel dans une telle étude.

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

L'étude hydrologique nous a permis de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul. Et l'analyse de l'eau d'irrigation indique que l'eau utilisée à une salinité faible.

Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisi les cultures adaptées avec les données climatique et agro pédologiques.

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de **Penman**. Et le calcul des besoins en eau de l'arboriculture fait par la méthode du **FAO (bulletin N°36)**.

À la fin de ce travail on à arrivé à :

1-Projeter une conduite d'adduction gravitaire de diamètre DN600 sur une longueur de 630m transportant un débit de $0.7m^3/s$.

2-Dimensionner une bache de reprise de volume $2500m^3$ à partir de laquelle les eaux seront refoulées vers réservoir de distribution.

3-Dimensionner une station de pompage contenant sept (7) pompes avec trois(3) pompe de secours avec une HMT= $111,1m$ et un débit de $0,76m^3 /s$.

4-Projeter une conduite de refoulement de diamètre DN900 avec une longueur $6061m$, transportant un débit de $0,76m^3/s$ avec une protection contre le phénomène de coup de bélier.

5-Dimensionner un réservoir de distribution d'eau d'irrigation de volume $2500m^3$.

6-Projeter et dimensionner un réseau collectif ramifié sous pression avec une longueur total de $35149m$, et des diamètres allant de $100mm$ à $1000mm$.

La simulation du fonctionnement hydraulique du réseau a été faite par le logiciel **Water CAD**.

En fin, et comme tous les projets, on a fait une estimation du coût de la projection, elle se monte à $2,24094*10^{11}$ DA ce qui représente un investissement considérable d'où la nécessité de faire des calculs hydraulique minutieux et précis afin d'assurer un fonctionnement correct et optimal.

Bibliographie :

- [1] **ANRH**: Enregistrement pluviométrique « station Dahmouni, Code010904 », **2010**.
- [2] **AGHTM** .les station de pompage. Edition TEC & DOC. Eyrolles, **2000**.Paris.
- [3] **BONIN, J.**Aide mémoire d'Hydraulique urbaine. Editions Eyrolles, **1982**. Paris.
- [2] **CARLIER, M.** Hydraulique générale et appliquée .Edition Eyrolles, **1972**. Paris.
- [5] **CROPWAT**- Un logiciel pour la planification et la gestion des systèmes d'irrigation (bulletin FAO d'irrigation et drainage (N°46)).
- [6] **CAPRARI** - Un logiciel pour l'étude de station de pompage.
- [7] **CLEMENT, R. GALAND, A.** Irrigation par aspersion et réseau collectifs de Distribution sous pression, **1979**.
- [1] **DUPONT, A.** Hydraulique urbaine, Tome II. Edition Eyrolles, **1977**. Paris.
- [9] **GROUPEMENT COBA/SECT-TUNISIE, 2004**. Aménagement hydro-agricole du périmètre de **DAHMOUNI**.
- [10] **HYDROLAB**- Un logiciel pour l'étude hydrologique.
- [11] **JEAN, R.T.** Traité d'irrigation, **1998**. Paris.
- [12] **KHELIFA, A.** Dimensionnement d'un réseau d'irrigation a partir d'une retenue collinaire (W. Djelfa) .Mémoire de fin d'étude, **2004/2005**. ENSH.BLIDA.
- [13] **SALAH, B.** Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, 1994. ENSH. BLIDA.
- [14] **TOUIBIA, B.** Manuel Pratique d'Hydrologie, **2004**.

SITOGRAFIE :

[Http://www.fao.org/](http://www.fao.org/)

Annexes :

Annexe -1-: Caractéristique de l'aspersion circulaire.

Annexe -2-: prix des conduites en acier Algérien (Anabib).

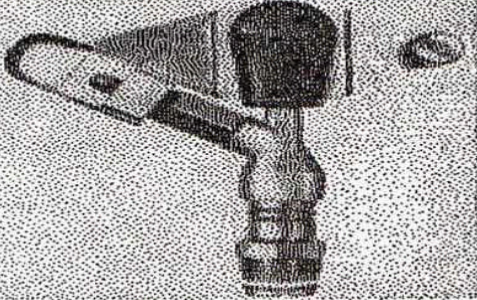
*Annexe -3-: Calcul hydraulique du réseau collectif de distribution.
Calcul des débits et des pressions de la borne.*

Annexe -4-: Abaque de VIBERT.

*Annexe -5-: Représentation du réseau de distribution avec pressions et vitesses.
Représentation du réseau de distribution avec pressions et diamètre des conduites.
Représentation du réseau de distribution avec pressions et débit dans les conduites.
Représentation du réseau de distribution avec pressions et longueurs des conduites.*

*Annexe -6-: Caractéristique de la pompe et du moteur.
Plan et coupe transversale du réservoir de distribution.
Plan et coupe transversale du bâtiment de la station de pompage.*

Caractéristique de l'asperseur circulaire



**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 m³/h	espacement m		surface irriguée m²		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	6,3	6,2

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

Annexe -2-

Prix des conduites en acier Algérien (Anabib).

Diamètres (mm)	Prix de mètre linéaire (DA)
100	1250,05
125	1650,54
150	2050,86
200	3137,08
250	3749,30
300	4455,52
350	5249,74
400	6125,96
450	7078,18
500	8100,40
550	9186,62
600	10272,84
650	11527,06
700	12769,28
800	15367,72
900	18078,16
1000	20852,60
1100	23643,04
1200	26401,48
1400	31630,36
1500	34004,80

Calcul hydraulique du réseau collectif de distribution.

Conduite	Longueur	départ	fin	Diamètre	Débit	Vitesse	Matériau x	gradient hydraulique I	Pertes de charge Totales
N°	(m)			(mm)	(L/s)	(m/s)		(m/m)	(m)
C-1	181,54	N-1	B-1	150	13,9	0,79	Acier	0,005	0,99847
C-2	227,38	N-1	N-2	200	22	0,7	Acier	0,003	0,750354
C-3	433,42	N-2	B-5	100	9,5	1,21	Acier	0,02	9,53524
C-4	293,83	N-1	N-3	1 000,0	660,5	0,84	Acier	0,001	0,323213
C-5	328,2	N-3	B-7	200	22,71	0,72	Acier	0,003	1,08306
C-6	757,53	N-3	B-8	150	16,38	0,93	Acier	0,007	5,832981
C-7	489,19	N-3	N-4	1 000,0	621,41	0,79	Acier	0	0
C-8	308,98	N-4	B-10	150	14,59	0,83	Acier	0,006	2,039268
C-9	311,22	N-4	N-5	1 000,0	606,82	0,77	Acier	0	0
C-10	439,06	N-5	N-12	900	386,32	0,61	Acier	0	0
C-11	228,78	N-12	B-13	100	9,63	1,23	Acier	0,02	5,03316
C-12	436,53	N-12	N-6	500	121,8	0,62	Acier	0,001	0,480183
C-13	149,12	N-6	N-7	500	108,31	0,55	Acier	0,001	0,164032
C-14	517,59	N-7	B-16	150	16,41	0,93	Acier	0,007	3,985443
C-15	306,89	N-7	N-8	450	91,9	0,58	Acier	0,001	0,337579
C-16	403,84	N-8	N-9	250	36,29	0,74	Acier	0,002	0,888448
C-17	124,37	N-9	B-19	150	11,66	0,66	Acier	0,004	0,547228
C-18	130,53	N-9	B-20	100	7,98	1,02	Acier	0,014	2,010162
C-19	549,59	N-9	B-21	150	16,65	0,94	Acier	0,007	4,231843
C-20	468,9	N-8	N-10	350	55,61	0,58	Acier	0,001	0,51579
C-21	151,56	N-10	B-23	100	7,71	0,98	Acier	0,013	2,167308
C-22	200,4	N-10	N-11	300	47,9	0,68	Acier	0,002	0,44088
C-23	154,47	N-11	B-25	150	10,46	0,59	Acier	0,003	0,509751
C-24	296,86	N-11	N-12	300	37,44	0,53	Acier	0,001	0,326546
C-25	192,6	N-13	B-28	100	5,92	0,75	Acier	0,008	1,69488
C-26	280,97	N-13	N-14	200	19,27	0,61	Acier	0,002	0,618134
C-27	49,74	N-14	B-30	100	11,7	1,49	Acier	0,03	1,64142
C-28	706,83	N-14	B-31	100	7,57	0,96	Acier	0,01	7,77513
C-29	190,24	N-6	B-32	150	13,49	0,76	Acier	0,005	1,04632
C-30	306,73	N-12	B-33	100	12,25	1,56	Acier	0,033	11,134299
C-31	525,03	N-12	N-15	600	254,89	0,9	Acier	0,001	0,577533
C-32	141,23	N-15	B-35	100	12,11	1,54	Acier	0,032	4,971296
C-33	385,66	N-15	N-16	600	242,78	0,86	Acier	0,001	0,424226
C-34	238,42	N-16	N-17	150	13,9	0,79	Acier	0,005	1,31131
C-35	105,04	N-17	B-38	100	6,61	0,84	Acier	0,01	1,15544
C-36	381,07	N-17	B-39	100	7,29	0,93	Acier	0,012	5,030124
C-37	108,31	N-16	N-18	600	228,88	0,81	Acier	0,001	0,119141
C-38	251,54	N-18	N-19	300	115,33	1,63	Acier	0,009	2,490246
C-38	251,54	N-18	N-19	300	115,33	1,63	Acier	0,009	2,490246

(La suite) calcul hydraulique du réseau collectif de distribution.

Conduite	Longueur	départ	fin	Diamètre	Débit	Vitesse	Matériaux	gradient hydraulique I	Pertes de charge Totales
N°	(m)			(mm)	(L/s)	(m/s)		(m/m)	(m)
C-39	213,64	N-19	B-42	100	10,32	1,31	Acier	0,023	5,405092
C-40	621,16	N-19	N-20	300	92,76	1,31	Acier	0,006	4,099656
C-41	303,56	N-20	B-44	100	11,97	1,52	Acier	0,031	10,351396
C-42	676,38	N-20	N-21	150	20,37	1,15	Acier	0,011	8,184198
C-43	123,58	N-21	B-46	150	12,39	0,7	Acier	0,004	0,543752
C-44	676,88	N-21	B-47	100	7,98	1,02	Acier	0,014	10,423952
C-45	831,58	N-20	B-48	150	15,41	0,87	Acier	0,006	5,488428
C-46	676,97	N-20	B-49	150	14,45	0,82	Acier	0,006	4,468002
C-47	443,9	N-20	N-22	200	30,56	0,97	Acier	0,005	2,44145
C-48	440,81	N-22	B-51	150	20,51	1,16	Acier	0,011	5,333801
C-49	478,98	N-22	B-52	100	10,05	1,28	Acier	0,022	11,591316
C-50	218,75	N-19	B-53	100	12,25	1,56	Acier	0,033	7,940625
C-51	138,45	N-18	N-23	400	113,55	0,9	Acier	0,002	0,30459
C-52	208,44	N-23	B-55	100	7,71	0,98	Acier	0,013	2,980692
C-53	158,96	N-23	N-24	400	105,84	0,84	Acier	0,002	0,349712
C-54	218,75	N-24	B-57	100	9,77	1,24	Acier	0,021	5,053125
C-55	237,09	N-24	N-25	400	96,07	0,76	Acier	0,001	0,260799
C-56	199,31	N-25	B-59	100	8,67	1,1	Acier	0,017	3,727097
C-57	776,71	N-25	N-26	400	87,4	0,7	Acier	0,001	0,854381
C-58	236,8	N-26	B-61	100	8,4	1,07	Acier	0,016	4,16768
C-59	602,85	N-26	N-27	350	79	0,82	Acier	0,002	1,32627
C-60	217,79	N-27	B-63	100	6,61	0,84	Acier	0,01	2,39569
C-61	127,01	N-27	N-28	350	72,39	0,75	Acier	0,002	0,279422
C-62	204,76	N-28	N-29	200	42,11	1,34	Acier	0,01	2,25236
C-63	308,57	N-29	B-66	100	8,53	1,09	Acier	0,016	5,430832
C-64	217,34	N-29	B-67	100	10,46	1,33	Acier	0,024	5,737776
C-65	404,48	N-29	N-30	150	23,12	1,31	Acier	0,014	6,228992
C-66	375,38	N-30	B-69	150	13,76	0,78	Acier	0,005	2,06459
C-67	552,47	N-30	B-70	150	9,36	0,53	Acier	0,002	1,215434
C-68	279,15	N-28	N-31	250	30,28	0,62	Acier	0,002	0,61413
C-69	195,78	N-31	B-72	125	9,91	0,81	Acier	0,007	1,507506
C-70	439,51	N-31	N-32	200	20,37	0,65	Acier	0,002	0,966922
C-71	91,44	N-32	B-74	100	8,4	1,07	Acier	0,016	1,609344
C-72	467,03	N-32	B-75	150	11,97	0,68	Acier	0,004	2,054932
C-73	146,75	N-5	N-33	700	220,5	0,57	Acier	0	0
C-74	263,83	N-33	B-77	100	14,04	1,79	Acier	0,043	12,479159
C-75	256,58	N-33	N-34	700	206,46	0,54	Acier	0	0
C-76	117,21	N-34	B-79	100	5,51	0,7	Acier	0,007	0,902517
C-77	266,64	N-34	N-35	700	200,95	0,52	Acier	0	0
C-78	193,83	N-35	B-81	100	7,57	0,96	Acier	0,013	2,771769

(La suite) calcule hydraulique du réseau collectif de distribution.

Conduite	Longueur	départ	fin	Diamètre	Débit	Vitesse	Matériaux	gradient hydraulique I	Pertes de charge Totales
N°	(m)			(mm)	(L/s)	(m/s)		(m/m)	(m)
C-79	218,07	N-35	B-82	100	12,8	1,63	Acier	0,035	8,395695
C-80	179,17	N-35	N-36	600	180,58	0,64	Acier	0,001	0,197087
C-81	188,49	N-36	N-37	200	27,53	0,88	Acier	0,004	0,829356
C-82	136,64	N-37	B-85	150	9,36	0,53	Acier	0,002	0,300608
C-83	294,59	N-37	N-38	200	18,17	0,58	Acier	0,002	0,648098
C-84	125,25	N-38	B-87	100	9,77	1,24	Acier	0,021	2,893275
C-85	530,7	N-38	B-88	125	8,4	0,68	Acier	0,002	1,16754
C-86	322,6	N-36	N-39	600	153,05	0,54	Acier	0	0
C-87	559,61	N-39	B-90	150	13,49	0,76	Acier	0,005	3,077855
C-88	150,4	N-39	N-40	500	139,56	0,71	Acier	0,001	0,16544
C-89	385,12	N-40	B-92	150	9,63	0,54	Acier	0,002	0,847264
C-90	516,71	N-40	N-41	400	129,93	1,03	Acier	0,003	1,705143
C-91	108,35	N-41	N-42	300	56,29	0,8	Acier	0,002	0,23837
C-92	93,54	N-42	B-95	100	5,78	0,74	Acier	0,008	0,823152
C-93	88,35	N-42	B-96	100	8,67	1,1	Acier	0,017	1,652145
C-94	268,29	N-42	N-43	250	41,84	0,85	Acier	0,003	0,885357
C-95	117,4	N-43	B-98	100	7,02	0,89	Acier	0,011	1,42054
C-96	204,3	N-43	N-44	250	34,82	0,71	Acier	0,002	0,44946
C-97	111,43	N-44	B-100	100	8,95	1,14	Acier	0,018	2,206314
C-98	214,32	N-44	N-45	200	25,87	0,82	Acier	0,004	0,943008
C-99	182,92	N-45	B-102	100	7,29	0,93	Acier	0,012	2,414544
C-100	343,12	N-45	N-46	150	18,58	1,05	Acier	0,009	3,396888
C-101	218,09	N-46	B-104	100	9,63	1,23	Acier	0,02	4,79798
C-102	374,06	N-46	B-105	100	8,95	1,14	Acier	0,018	7,406388
C-103	511,67	N-41	N-47	300	73,64	1,04	Acier	0,004	2,251348
C-104	182,5	N-47	N-48	150	18,17	1,03	Acier	0,009	1,80675
C-105	181,41	N-48	B-108	100	9,36	1,19	Acier	0,019	3,791469
C-106	196,22	N-48	B-109	150	8,81	0,5	Acier	0,002	0,431684
C-107	424,84	N-47	N-49	250	27,11	0,55	Acier	0,001	0,467324
C-108	178,03	N-49	B-111	150	15	0,85	Acier	0,006	1,174998
C-109	381,28	N-49	B-112	150	12,11	0,69	Acier	0,004	1,677632
C-110	309,99	N-47	N-50	200	28,36	0,9	Acier	0,005	1,704945
C-111	107,35	N-50	B-114	150	9,91	0,56	Acier	0,003	0,354255
C-112	221,22	N-50	B-115	100	5,78	0,74	Acier	0,008	1,946736
C-113	141,79	N-50	N-51	150	12,67	0,72	Acier	0,004	0,623876
C-114	203,5	N-51	B-117	100	7,16	0,91	Acier	0,011	2,46235
C-115	331,98	N-51	B-118	100	5,51	0,7	Acier	0,007	2,556246
C-116	220,72	N-2	B-3	150	12,5	0,71	Acier	0,004	0,971168
C-117	262,79	N-12	N-13	250	25,19	0,51	Acier	0,001	0,289069
C-118	1 459,09	R-1	N-1	1000	0,89	Acier	0,001	1,604999	0,89

Calcul des débits et des pressions de la borne.

Borne et noud	La Surface irriguée par(les bornes, réservoir)	X (m)	Y (m)	cote TN (m)	Débit Q(L/s)	Cote Piézométrique (m)	Pression (bar)
R-1	1336,55	1 900,51	3 218,51	1005	696,4	1005	4,5
B-1	26,58	3 022,75	2 365,65	957	13,9	1 003,35	3,9
N-1	-	2 852,92	2 301,52	963,88	0	1 004,03	4,2
B-3	23,42	2 410,40	2 248,91	960	12,5	1 002,51	4,1
N-2	-	2 631,10	2 251,52	961,16	0	1 003,39	3,7
B-5	18,16	2 319,65	1 950,10	958,16	9,5	995,88	4,3
N-3	-	3 063,45	2 096,55	959,84	0	1 003,85	4,7
B-7	43,42	2 804,34	1 895,12	955	22,71	1 002,88	4,1
B-8	31,32	3 554,56	2 581,74	957	16,38	998,86	5,2
N-4	-	3 181,20	1 621,74	950	0	1 003,59	5,1
B-10	27,89	3 409,34	1 830,13	950	14,59	1 001,95	5,7
N-5	-	3 256,10	1 319,67	945,5	0	1 003,43	5,2
N-12	-	3 694,94	1 333,49	950	0	1 003,27	4,8
B-13	18,42	3 514,18	1 473,72	950	9,63	999,2	5
N-6	-	4 062,53	1 568,94	952,27	0	1 002,93	4,8
N-7	-	4 188,20	1 649,22	953,33	0	1 002,84	4,8
B-16	37,11	3 815,03	2 007,89	950	16,41	999,42	4,3
N-8	-	4 446,82	1 814,43	959,05	0	1 002,61	4,2
N-9	-	4 332,64	2 201,80	958,99	0	1 001,64	4,4
B-19	22,11	4 228,12	2 134,39	956,48	11,66	1 001,20	3,9
B-20	15,26	4 463,03	2 207,87	960	7,98	1 000,00	4
B-21	31,84	4 177,25	2 728,96	957	16,65	997,91	4,1
N-10	-	4 743,86	2 177,25	959,73	0	1 002,13	3,7
B-23	14,74	4 887,87	2 130,01	962,29	7,71	1 000,34	4,6
N-11	-	4 870,81	2 332,31	954,69	0	1 001,80	4,6
B-25	20,00	4 767,82	2 447,43	954,28	10,46	1 001,35	5
N-12	-	5 058,87	2 562,01	950	0	1 001,49	5
N-13	-	5 048,62	2 758,61	950	0	1 001,17	4,6
B-28	11,32	5 026,88	2 949,98	952,69	5,92	999,78	4
N-14	-	4 787,27	2 861,75	960	0	1 000,55	3,8
B-30	22,37	4 752,34	2 826,34	960	11,7	999,28	3,5
B-31	14,47	4 593,70	3 136,13	956,44	7,57	992,51	4,6
B-32	25,79	4 159,63	1 405,34	955	13,49	1 002,06	3,7
B-33	23,42	5 102,72	2 258,43	955,59	12,25	992,98	6,1
N-15	-	4 138,66	1 053,12	940	0	1 002,62	5,9
B-35	23,16	4 067,79	930,96	938,67	12,11	998,78	6,4
N-16	-	4 473,31	861,44	936,54	0	1 002,18	5,8
N-17	-	4 457,89	1 099,36	941,46	0	1 001,02	5,6

(La suite):Calcul des débits et des pressions de la borne

Borne et noud	La Surface irriguée par les bornes	X (m)	Y (m)	cote TN (m)	Débit Q(L/s)	Cote Piézométrique (m)	Pression (bar)
B-38	12,63	4 373,96	1 162,51	942,45	6,61	1 000,09	4,8
B-39	13,95	4 648,01	1 424,42	947,52	7,29	996,97	6,5
N-18	-	4 562,86	800,5	935,98	0	1 002,07	6,5
N-19	-	4 373,51	634,91	933,71	0	999,96	5,8
B-42	19,74	4 198,96	758,1	936,04	10,32	995,65	5,3
N-20	-	3 763,68	516,83	942,3	0	996,49	4,3
B-44	22,89	3 513,00	688,02	944,4	11,97	988,42	4,6
N-21	-	3 087,30	515,99	942,57	0	989,81	4,2
B-46	23,68	3 042,51	631,16	946,2	12,39	989,32	4
B-47	15,26	2 458,11	266,42	940,88	7,98	981,32	5,4
B-48	29,47	3 065,18	68,56	936,05	15,41	991,59	5,1
B-49	27,63	3 097,68	395,41	940,73	14,45	992,95	5,3
N-22	-	4 124,02	257,59	939,69	0	994,2	5
B-51	39,21	3 691,55	172,24	938,41	20,51	989,79	4,4
B-52	19,21	4 181,65	-105,04	940	10,05	984,99	6,2
B-53	23,42	4 324,82	421,65	930,74	12,25	993,89	6,2
N-23	-	4 681,31	728,83	938,17	0	1 001,79	5,7
B-55	14,74	4 673,43	937,12	940,95	7,71	999,34	6,3
N-24	-	4 830,48	673,91	937,15	0	1 001,51	6,3
B-57	18,68	4 683,99	511,45	932,99	9,77	997,52	6
N-25	-	5 052,96	591,99	940	0	1 001,16	6
B-59	16,58	5 231,66	680,26	936,8	8,67	998,25	6,3
N-26	-	5 682,59	589,3	936	0	1 000,21	5,6
B-61	16,05	5 618,33	817,22	940	8,4	996,94	5,6
N-27	-	5 781,74	1 067,22	941,52	0	999,02	5,1
B-63	12,63	5 982,03	1 152,75	945,17	6,61	997,1	5,5
N-28	-	5 731,00	1 183,66	942,85	0	998,81	5,5
N-29	-	5 532,43	1 133,71	941,09	0	996,9	4,6
B-66	16,32	5 488,06	1 439,07	946	8,53	992,52	5,1
B-67	20	5 410,54	953,77	940,54	10,46	992,4	4,8
N-30	-	5 140,14	1 035,11	942,64	0	991,85	4,3
B-69	26,32	5 059,13	1 401,64	946	13,76	990,06	4,1
B-70	17,89	4 844,87	1 359,13	948,54	9,36	990,56	5
N-31	-	5 704,27	1 461,52	946,86	0	998,33	4,9
B-72	18,95	5 900,02	1 464,68	946,58	9,91	997,1	4,6
N-32	-	5 447,52	1 747,66	950,58	0	997,27	4,5
B-74	16,05	5 362,49	1 781,29	950	8,4	996	3,5
B-75	22,89	5 381,48	2 210,00	959,42	11,97	995,54	5,5
N-33	-	3 127,76	1 248,49	947,29	0	1 003,37	4,5
B-77	26,84	3 249,92	1 014,64	947,85	14,04	993,94	5,2
N-34	-	2 871,18	1 249,50	950,23	0	1 003,26	5

(La suite):Calcul des débits et des pressions de la borne

Borne et noud	La Surface irriguée par les bornes	X (m)	Y (m)	cote TN (m)	Débit Q(L/s)	Cote Piézométrique (m)	Pression (bar)
B-79	10,53	2 914,44	1 358,43	951,9	5,51	1 002,52	4,7
N-35	-	2 604,55	1 249,50	954,92	0	1 003,16	4,2
B-81	14,47	2 579,82	1 441,75	957,93	7,57	1 000,96	4,3
B-82	24,47	2 737,76	1 076,85	952,42	12,8	996,6	4,7
N-36	-	2 439,71	1 179,29	955	0	1 003,05	4,6
N-37	-	2 294,99	1 300,04	955	0	1 002,25	4,3
B-85	17,89	2 370,37	1 414,01	958,12	9,36	1 001,93	4,3
N-38	-	2 070,39	1 490,66	958,16	0	1 001,67	4
B-87	18,68	1 964,45	1 423,85	958,63	9,77	999,38	3,5
B-88	16,05	1 669,07	1 837,93	965	8,4	1 000,65	3,34
N-39	-	2 122,00	1 123,36	955	0	1 002,89	4,1
B-90	25,79	1 570,24	1 216,79	958,74	13,49	1 000,31	4,6
N-40	-	1 973,88	1 097,28	955,93	0	1 002,74	4,1
B-92	18,42	2 233,26	812,61	960	9,63	1 001,79	4,4
N-41	-	1 458,20	1 064,78	956,95	0	1 001,41	4,5
N-42	-	1 433,51	959,28	955,68	0	1 001,17	4,4
B-95	11,05	1 341,05	945,11	955,23	5,78	1 000,53	4,4
B-96	16,58	1 519,67	939,7	955,28	8,67	999,88	4,4
N-43	-	1 501,83	699,83	955	0	1 000,34	4,3
B-98	13,42	1 605,01	643,82	955	7,02	999,18	4,4
N-44	-	1 431,73	507,93	955	0	999,89	4,2
B-100	17,11	1 320,49	514,5	955	8,95	998,16	4,3
N-45	-	1 625,41	416,16	955	0	999,07	4,5
B-102	13,95	1 567,62	242,6	951,02	7,29	997,13	4,4
N-46	-	1 864,45	503,39	951,4	0	996,22	4,1
B-104	18,42	2 038,41	634,92	950	9,63	992,34	4,9
B-105	17,11	2 105,67	217,5	940,26	8,95	990,41	4
N-47	-	957,88	1 050,64	958,52	0	999,55	3,8
N-48	-	886,48	882,69	959	0	998,09	3,8
B-108	17,89	1 051,51	807,38	956,65	9,36	995,03	3,7
B-109	16,84	805,52	703,96	959,6	8,81	997,68	3,6
N-49	-	1 083,14	1 456,60	961,97	0	998,96	3,7
B-111	28,68	1 257,24	1 493,76	960,02	15	997,96	3,1
B-112	23,16	706,21	1 514,10	966,2	12,11	997,52	3,7
N-50	-	660,36	1 134,37	960,82	0	998,16	3,5
B-114	18,95	669,36	1 241,34	961,68	9,91	997,88	3,5
B-115	11,05	589,57	924,78	960,77	5,78	996,63	3,3
N-51	-	524,12	1 173,65	963,37	0	997,58	4,4
B-117	13,68	377,72	1 032,30	950,07	7,16	995,49	3
B-118	10,53	208,12	1 275,42	964,94	5,51	995,48	4,5

PM 150/ 3 A
Caractéristiques requises

Débit	411 m ³ /h
Hauteur de refoulement	111 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	411 m ³ /h
Hauteur de refoulement	111 m
Puissance absorbée	160 kW
Rendement	77,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	161 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

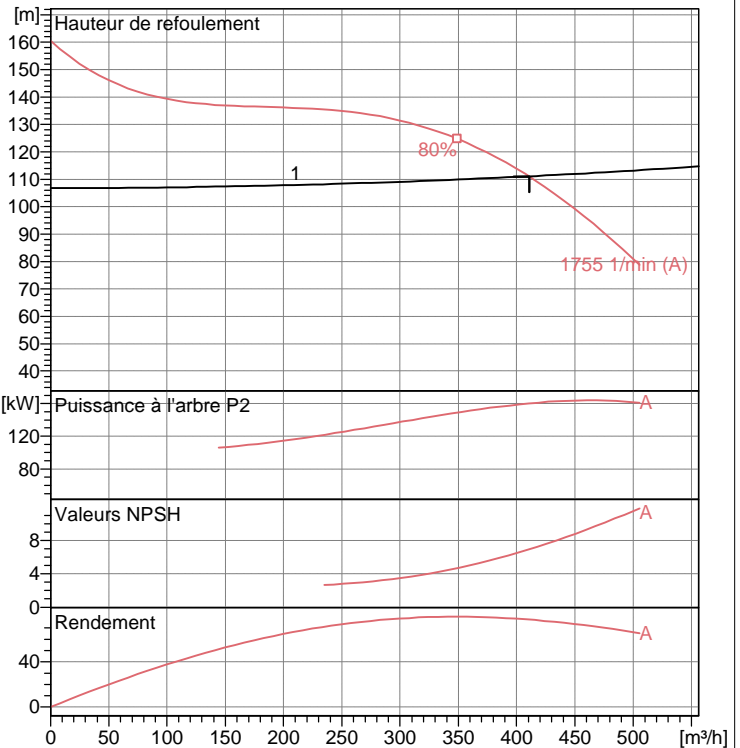
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	0,998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	726 kg
-------	--------

Matériaux

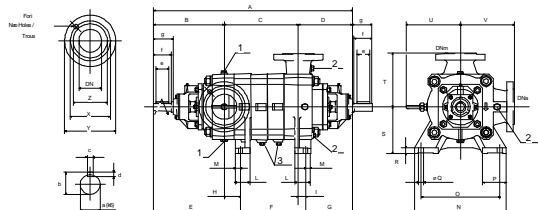
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [m ³ /h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1315
 a = 55
 B = 479
 b = 59
 c = 16
 C = 485
 d = 10
 D = 351
 d_d = 25
 d_s = 25
 DNa = 200
 DNm = 150
 e = 120
 E = 619
 f = 130
 F = 395
 g = 145
 G = 301
 H = 140
 I = 50
 L = 125
 M = 45
 N = 680
 No = 12
 No = 8
 O = 590
 P = 170



Notes:

Date 14.08.2010	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------