

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de transfert des eaux de Oued Kebir vers le barrage de Enkouche (w. Annaba) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-16

APA Citation (APA توثيق):

Kemoun, Mohamed Ali Koceila (2016). Etude de transfert des eaux de Oued Kebir vers le barrage de Enkouche (w. Annaba)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE TRANSFERT DES EAUX DE OUED KEBIR
VERS LE BARRAGE DE ENKOUCHE (W. ANNABA)**

Présenté par :

M^r KEMOUN MOHAMED ALI KOCEÏLA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r KAHLERRAS Djillali M.C.B	Président	
M^r HEBBOUCHE Abdelhamid	MA.A	Membre
M^{me} KADI Latifa	MA.A	Membre
M^{me} HOULI Samia	MA.A	Membre
M^{me} MOKRANE Wahiba	MA.A	Promotrice

JUIN-2016

Remerciements

Je loue Dieu et le remercie pour toutes ses grâces, celles que l'on quantifie et celle qu'on ignore, ce qui semblé proche et ce qui paressé hors de portée.

Je remercie mes parents, ma sœur et mon frère, ma cousine et son mari, mes plus proches et tout de suite après ma promotrice pour tous leurs efforts.

Je remercie tous mes enseignants, qui se sont donner pour leurs étudiants.

Je témoigne ma reconnaissance à toute l'équipe de l'ANBT d'Alger pour leurs aides.

Enfin, que toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin m'ont généreusement tendu leurs mains trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

KEMOUN Mohamed Ali Koceïla

Dédicaces



Je dédie ce travail en signe de reconnaissance et de respect plus particulièrement à mes chers parents, qui m'ont soutenu tout au long, à ma promotrice, ainsi qu'à toute personne ayant contribué de près ou de loin.

KEMOUN Mohamed Ali Koceïla

:

في حين يبقى الطلب على المياه في تزايد مستمر مع تحسن المستوى المعيشي العام ومع ارتفاع عدد السكان، أحد الحلول للتماشيوهذا الطلب المتزايد هو استغلال المياه السطحية عن طريق بناء السدود. الطبيعية كافية لاستغلال سعة السد بالطريقة المثلى، لذلك بحثنا عن مصادر أخرى لتغطية هذا العجز، ما يقودنا إلى عملية تحويل المياه.

تهدف هذه الدراسة إلى تحجيم منشأة تحويل المياه عبر محطة الضخ التي تقوم برفع مياه واد كبير عبر أنابيب للمساهمة في . ترتفع قدرة تحويل المنشأ 4 متر مكعب في الثانية.

Résumé

Alors que la demande en eau est en pleine croissance en parallèle avec l'amélioration du niveau de vie général et l'augmentation du nombre d'habitant, l'une des solutions qui se présente à nous est de mobiliser les eaux de surface en installant des barrages. Mais dans certains cas, les apports naturels du bassin versant du barrage ne permettent pas l'exploitation de la pleine capacité de réserve de ce dernier, ce qui nous conduit à trouver d'autre source pour combler ce déficit et d'où la nécessité de transfert.

Cette étude a pour but de dimensionner un système de transfert des eaux de l'Oued Kebir par une station de pompage pour les refouler dans des conduites vers le barrage de Enkouche afin de contribuer à son remplissage, la capacité de transfert du système s'élève à 4 mètres cubes la seconde.

Abstract

While our needs of water are growing as living standards keeps improving and the population grows, one of the solutions that come to mind is to mobilize surface water by building dams. That sure prove to be efficient, but in some scenarios, the natural flow of the watershed of the dam do not allow to exploit the full storage capacity of the least, which leads us to seek for other incomes to fill this deficit, this is where water transfer comes in handy.

This study aims to size a water transfer system that pumps water from Oued Kebir and transfer them throw pipes to contribute to the filling of the dam Enkouche. The transfer system capacity rises to 4 cubic meter per second.

Liste des planches

Planche 1 - Schema Synoptique

Planche 2 - Plan Station de Pompage

Planche 3 - Levé topographique du tracé de la conduite de refoulement du transfert vers le barrage Enkouche W. ANNABA 01

Planche 4 - Levé topographique du tracé de la conduite de refoulement du transfert vers le barrage Enkouche W. ANNABA 02

Planche 5—Profil en long de la conduite de refoulement du transfert vers le barrage Enkouche W. ANNABA 01

Planche 6 – Profil en long de la conduite de refoulement du transfert vers le barrage Enkouche W. ANNABA 02

Introduction générale

L'importance de l'eau pour la vie humaine oblige l'approvisionnement en eau douce qui devient de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et tant des techniques industrielles modernes.

L'Algérie souffre d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

il est impératif de concevoir des systèmes de mobilisation de cette ressource, par priorité exploiter les eaux superficielle. Nous estimons judicieux de bâtir des barrages, ils nous servent d'élément de stockage et d'exploitation rationnelle de la ressource afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Néanmoins, il se trouve que parfois la ressource naturelle du bassin versant du barrage n'est pas suffisante pour utiliser tout le volume exploitable du barrage. Pour atteindre cette exploitation optimale d'un ouvrage qui se hisse parmi les ouvrage qui nécessitent un grand investissement et dure dans le temps, nous cherchons d'autre source afin d'alimenter notre barrage et participer à son remplissage. C'est dans cette optique que s'introduit l'objet de notre étude qui vise à dimensionner un système de transfert des eaux de l'Oued Kebir, vers le barrage de Enkouche la wilaya de Annaba.

L'Oued de Kebir n'étant pas encore exploité, il se déverse dans la mère. Le but de ce projet est d'étudier le système de pompage nécessaire pour le transfert ses eaux vers le barrage de Enkouche. Pour ce faire, nous avons réparti le travail sur sept chapitres. Le premier faisant objet d'une collecte des données de reconnaissances du site d'implantation sur système de transfert. Dans le second chapitre nous avons commencé par l'étude du premier ouvrage de captage qui est la prise d'eau. Il va être suivi par l'études des différentes variantes du tracé de l'adduction, dans le troisième chapitre. Le quatrième chapitre va faire l'objet du dimensionnement de la conduite de refoulement reliant la station de pompage à l'ouvrage d'arrivée. Dans le cinquième chapitre nous allons étudier le pompage par un choix adéquat des différents équipements. La protection des conduites va faire objet d'un chapitre dédié qui est le sixième chapitre. Quant au septième chapitre, il va être réservé pour l'organisation des différents travaux nécessaires à la réalisation de notre projet.

Enfin, notre travail va être bien sur achevé par une conclusion générale.

I. Introduction

Le présent projet faisant objet d'une étude de captage d'eau superficielle nécessite une bonne connaissance de l'état de la zone concernée des points de vue hydrologique d'abord, reliefs, climat que ce soit pour la source (Oued Kebir) ou pour le réservoir (barrage Enkouche).

Ceci est abordé dans ce chapitre qui sera la base du travail qui suivra.

I.1. Situation géographique

La zone du projet concerne l'étendue reliant Oued Kebir au site du barrage d'ENKOUCHE.

Les bassins versants dont les superficies respectives sont de 73km² et de 1620km² sont présentés sur la figure 1.



Figure 1- Situation géographique du projet de Enkouche

A.N.B.T. 2016

I.2. Wilayas concernées

Notre projet se situe sur les Wilayas de Skikda et de Annaba

La Wilaya de Skikda est située au Nord-Est de l'Algérie, elle s'étend sur une superficie de 4138km², avec une population avoisinant les 805 000 habitants (195hab/km²). Elle dispose de 130km de cote qui s'étend de la Marsa à l'Est jusqu'à l'Oued Z'hour aux fins fonds du massif de Collo à l'Ouest. Elle est limitrophe avec les wilayas de Annaba, Guelma, Constantine et Jijel.

La wilaya de Annaba est située à 600km de la capitale Alger, à l'extrême Est du pays qu'elle partage avec sa voisine El Taref, ouverte sur le littorale méditerranéen sur 80km. Elle s'étend sur 1 412km². Elle est limitée géographiquement par la méditerrané au Nord. La wilaya de Guelma au Sud, la wilaya d'El-Taref à l'Est, et la wilaya de Skikda à l'Ouest. Elle est organisée administrativement en 12 communes et 6 dairates : Annaba, Sraïdi, El-Bouni, El-Hadjar, Sidi Ammar, Ain Barda, Cheurfa, El-Eulma, Berahal, Oued El-Aneb, Treat, Chetaibi, elle habite près de 585 000 habitants, soit 415habitants/km²

I.3. Relief

Le relief est très accidenté sur la tranche littorale Est, et dans les massifs de Collo, Azzaba et la Marsa. Dans ce relief, nous distinguons trois zones topographiques : les montagnes, les plaines et les piémonts.

Zones de montagnes :

Les zones de montagnes qui se subdivisent en plusieurs parties. Les Djebels les plus importants sont :

- Au Sud, le Djebel Sidi Dris à 1.361 m d'altitude et le Djebel Hadjar Chouat à 1.220 m d'altitude ;
- A la limite des vallées de Guebli et Saf-Saf, le Djebel Staiha à 572m d'altitude et le Djebel Abdelhadj à 564m d'altitude ;
- A la limite du Saf-Saf et d'El-Kebir, le Djebel Fil-Fila à 586m d'altitude ;
- Au Nord, le Cap Bougarouni et le Cap de Fer

Zones de plaines :

La plaine de la vallée du Saf-Saf s'étend d'El-Harrouch à Skikda et épouse les contours du Saf-Saf

La plaine de la vallée de Oued El-Guebli débute à Oum-Toub, s'évase au niveau de Tamalous, s'effile jusqu'à Collo ou elle s'évase de nouveau.

La plaine de Azzaba est arrosée par l'Oued Kebir, elle s'étend d'Es Sebt à Azzaba jusqu'à Djendel ou elle présente un étranglement débouchant à Ain Cherchar et Bekkouche Lakhdar. La seconde partie de la plaine est considérée comme la zone de jonction entre la plaine et la dépression qui débute au Lac tanga près d'El-Kebir

Zones de piémonts :

Elles se localisent en particulier dans les zones d'El-Harrouchet Azzaba.

Oued Kebir :

Au Sud de l'embouchure de l'Oued Kebir, se trouve le massif dunaire continental de la plaine de Guerbes. Ce massif est bordé au Sud et à l'Ouest par la plaine alluviale de Oued Kebir. Cette zone est caractérisée par l'existence d'une nappe d'eau libre contenue dans les sables dunaires et les alluvions. Cette nappe constitue un réservoir hydrique d'environ 40 hectomètres cubes qui génèrent une multitude de dépressions et de vallées formant Lacs et garàas (marrés) de quelques hectares de superficies à plusieurs dizaines d'hectare (voir figures 2). Cette nappe est alimentée par l'infiltration et l'interception directe des affluents de l'Oued Magroun, qui dans ces zones forment de nombreux méandres en raison de la faible pente.

Depuis 2001, la plaine alluviale de l'Oued Kebir et la formation dunaire de Guerbes sont inscrits dans la liste des zones humides d'importance internationale (convention RAMSAR), sous le nom de (complexe de zones humides de Guerbes-Sanhadja). La plaine de Guerbes-Sanhadja présente en effet une importante diversité biologique, en particulier d'un point de vue de l'avifaune et des espèces végétales.

I.4. Climat

I.4.1. Régimes climatiques

L'Est algérien est la région la plus variée du pays sur le plan climatique. Deux paramètres définissent essentiellement ces variations : la pluviométrie qui conditionne l'alimentation des cours d'eau et l'évaporation qui conditionne les pertes ou le retour de l'eau vers l'atmosphère

La combinaison des précipitations et des températures caractérise le rythme climatique à dominance (méditerranéenne) régnant sur l'Est algérien : la saison froide et humide s'oppose à la saison sèche. La saison sèche s'accroît sur le Sud jusqu'à couvrir les douze mois de l'année en zones arides.

Schématiquement, les précipitations décroissent du littoral vers l'intérieur suivant un gradient latitudinale, altéré par l'effet orographique de l'Atlas Saharien avant de s'accroître à nouveau dans le piémonts Saharien où les pluies se réifient. La wilaya de Skikda appartient au domaine climatique humide et subhumide. Les domaines bioclimatiques sont définis à partir des combinaisons pluviométriques. Cinq grands types de climat méditerranéen ont ainsi été déclinés en fonction de la pluviométrie annuelle et de l'humidité de l'air : humide (pluviométrie annuelle $P > 900\text{mm}$, forte humidité de l'air), subhumide ($P > 600\text{mm}$), semi-aride ($P > 300\text{-}350\text{mm}$, net déficit hydrique), subaride ($P < 350\text{mm}$, nombre de mois secs $>$ nombre de mois humides), et aride ($P < 150\text{mm}$, 12 mois biologiquement secs) (Mebraki

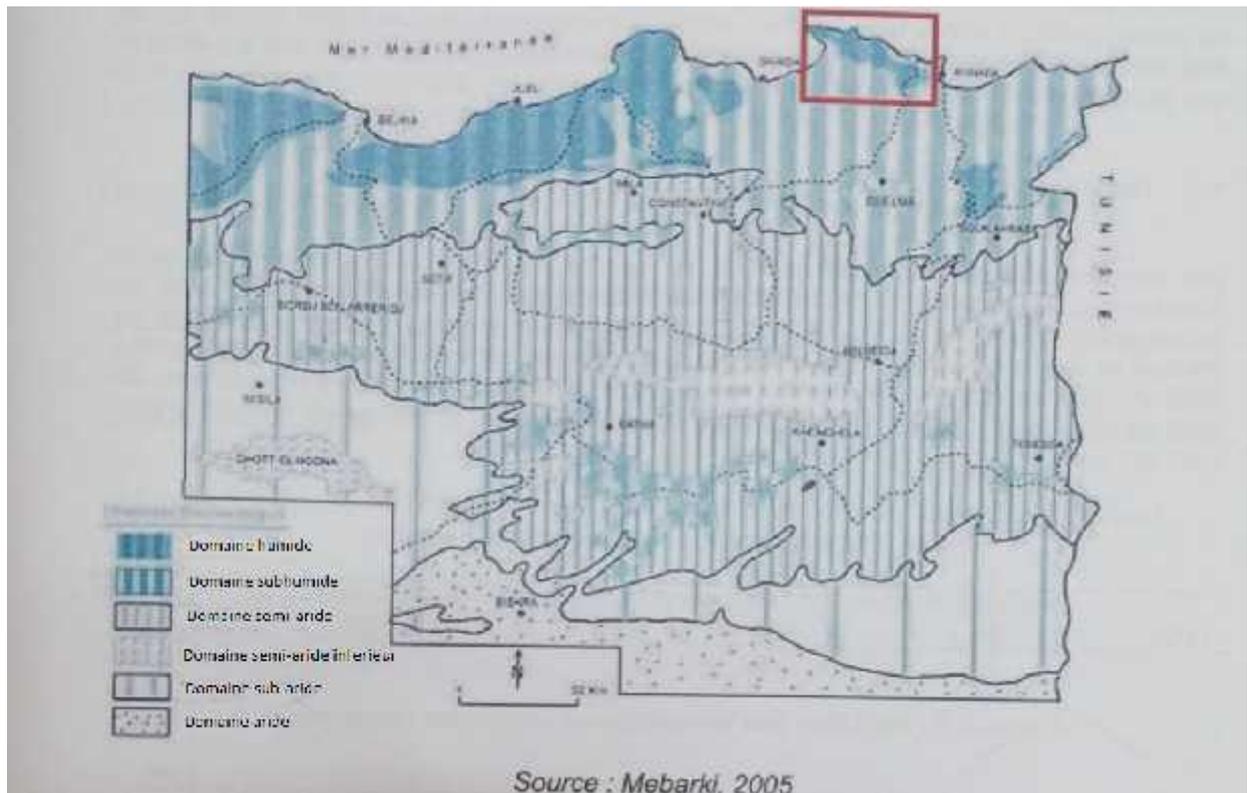


Figure 2- Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien

2005)(Voir figure 2. ci-dessous).

La zone d'étude est située à la fois dans les domaines humides et subhumides.

L'étage humide couvre toute la zone occidentale montagneuse ainsi que les sommets à l'Est et au Sud, il est à variante douce ou tempérée au littoral et froide à l'intérieur. L'étage subhumide couvre le reste de la wilaya, notamment les plaines, la variante chaude ou douce se localise sur le littoral et la variante tempérée ou froide à l'intérieur.

Un climat méditerranéen couvre le Nord, tandis qu'un climat désertique règne sur le Sud.

Durant l'été, les mois les plus chauds sont Juillet et Août :

- Au nord, sur les villes côtières, les températures hivernales varient entre 8°C et 15°C. Elles grimpent à 25°C au mois de Mai pour atteindre une moyenne de 28°C à 30°C en Juillet et Août (28°C à Skikda, 29,5°C à Alger). Toujours au Nord, dans les montagnes de Kabylie, la température avoisine les 5°C voire -7°C en hiver. La neige y est fréquente en hiver.
- Au centre, dans les Aurès ainsi que dans les hauts plateaux de la région de Djelfa, la température tourne aux environs de 5°C voir -2°C en hiver. La neige y est présente en hiver. La température estivale varie de 30°C à 38°C (Constantine 36°C).
- Au sud, dans le Sahara, la température est de 15°C à 28°C en hiver, pour atteindre 40°C à 45°C, voire plus en été.

L'Algérie orientale est la région du pays la plus arrosée. L'écoulement annuel moyen de cette région peut atteindre les 200 à 300 mm sur les bassins telliens, s'opposant aux régions semi-arides de l'Algérie occidentale où les écoulements sont d'environ 50 mm/an.

Le relief de la région de l'étude est surtout marqué par le Tell Maritime dans lequel la lithologie dominante est composée de flysch, grès, argiles et sols. La région est soumise à un climat humide à subhumide. La pluie annuelle moyenne du bassin Côtier Centre est de 952 mm par an. Le couvert végétal est principalement composé de forêts et maquis ainsi que de systèmes de cultures méditerranéennes.

I.4.2. Température

Les températures moyennes mensuelles au voisinage de la zone du projet sont données dans la Table 1 ci-dessous. Les mois de juin à octobre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en août. Le mois de janvier est le mois le plus froid de l'année.

Tableau 1- Températures moyennes mensuelles (A.N.R.H. 2015)

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
T (C°)	24	23	16	14	11	13	15	17	20	23	26	27	19

I.4.3. Evaporation

La Table 2 détaille les valeurs mensuelles moyennes d'évapotranspiration et d'évaporation sur le plan d'eau. (Voir Figure 3)

L'évaporation est relativement faible en saison froide et forte en saison chaude.

Un ratio de 0.8 permet le passage de l'ETP à l'évaporation du plan d'eau.

Tableau 2- Evaporation moyenne mensuelle (A.N.R.H. 2015)

(En mm)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
ETP	135	95	55	45	45	55	95	125	145	175	195	175	1285
Evaporation plan d'eau	108	76	44	36	36	44	76	100	116	140	156	140	1028

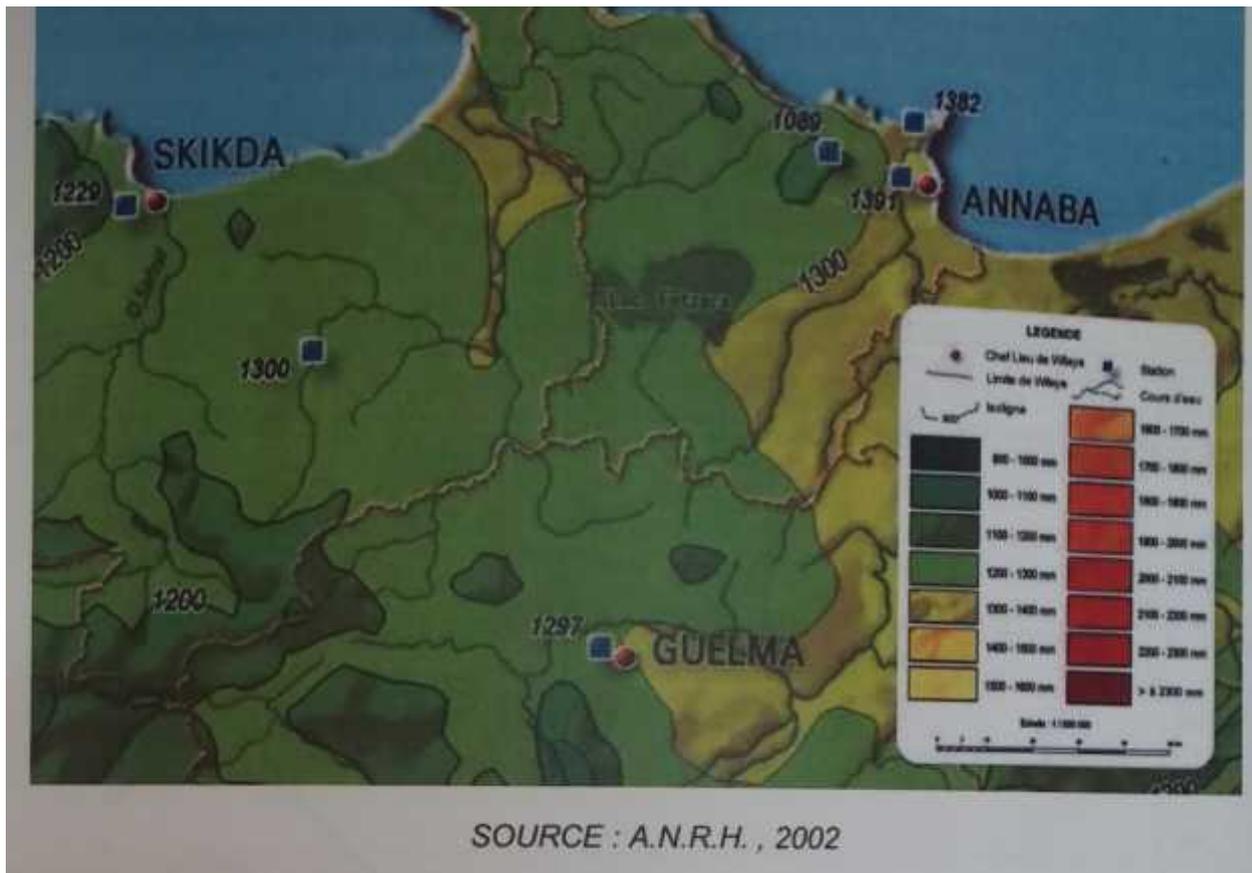


Figure 3- Carte de l'évapotranspiration moyenne annuelle de la zone d'étude

La carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est Algérien (voir Figure 4) permet de faire ressortir les tendances de diminution de la pluviométrie annuelle depuis la mer Méditerranée vers le Sud du pays. La répartition spatiale des précipitations et la structure des régimes pluviométriques sont essentiellement influencées par deux facteurs :

- Un facteur géographique : en fonction de l'éloignement par rapport à la mer, de l'altitude, de l'exposition des versants aux vents pluvieux du Nord-Ouest ;
- Un facteur météorologique : en fonction du déplacement des masses d'air polaire océanique, froid et humide, des masses d'air tropical chaud et humide de l'Atlantique Sud et des masses d'air tropical continental ou anticyclone saharien.

Les précipitations algériennes font l'objet d'une très forte irrégularité interannuelle.

Deux régimes de pluie se distinguent principalement sur le Nord Est algérien :

- Un régime méditerranéen depuis le littoral jusqu'aux chaînes telliennes. Ce sont des précipitations de type cyclonique qui tombent principalement en hiver entre Décembre et Février, fournissant plus de la moitié de la lame de précipitation annuelle totale ;
- Un régime subtropical localisé essentiellement au Sud.

Chapitre I – Etude de reconnaissance

Le régime pluviométrique est caractérisé par des mois secs très marqués en Juillet - Août. Le mois le plus pluvieux est variable en intensité et en époque.

La zone de l'étude, comprise à la fois dans les zones littorales et sub-littorales, se caractérise par un régime monomodal : le mois le plus humide est placé en hiver (Décembre ou Janvier). Une zone de transition suit ce régime monomodal avec le maximum en hiver et un maximum secondaire au printemps. Enfin, la zone intérieure est caractérisée par un régime bimodal avec un premier maximum en automne — hiver et un second maximum au printemps.

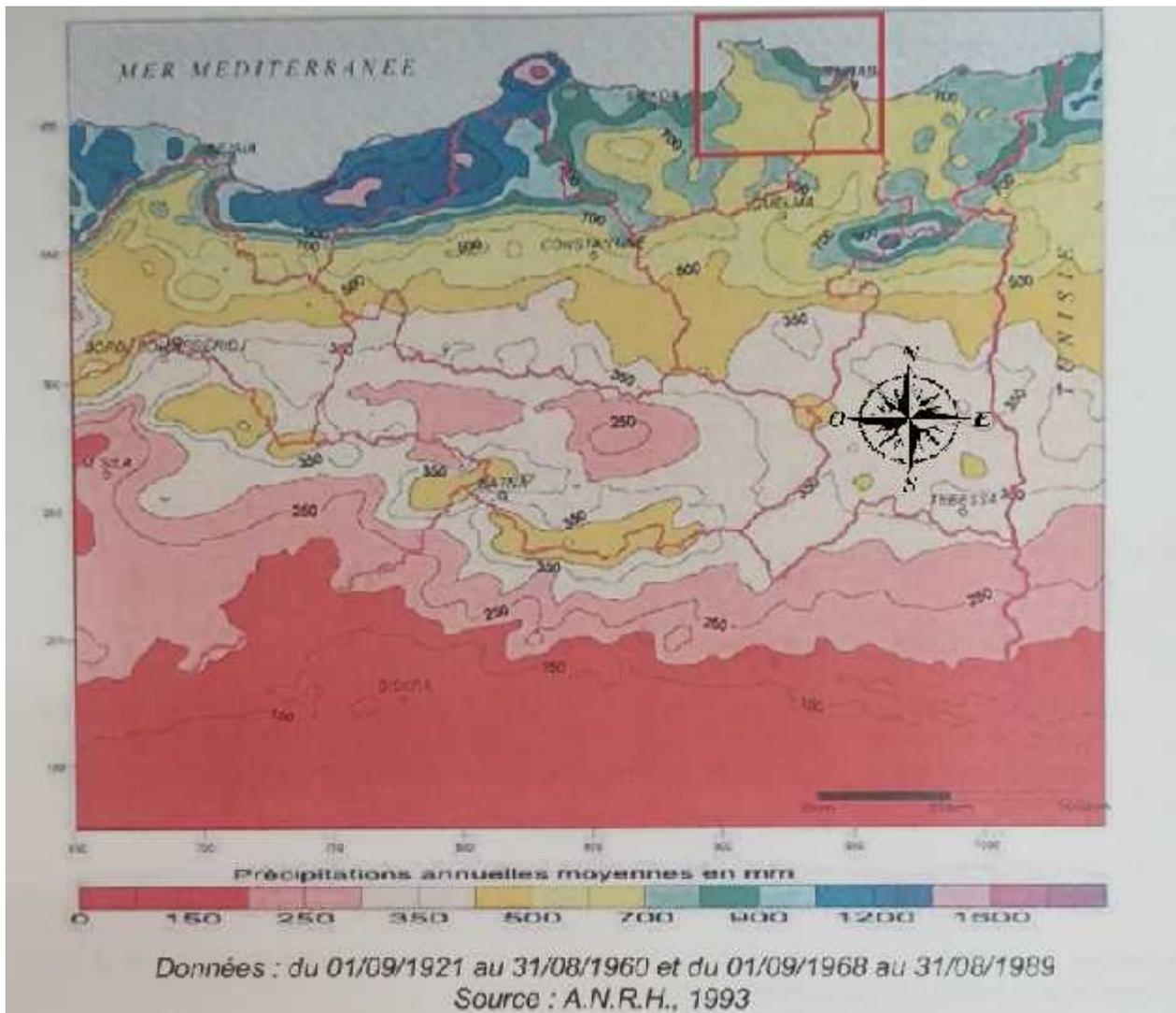


Figure 4– Carte des précipitation annuelles moyennes de l'Est algérien

I.4.4. Présentation du barrage

I.4.4.1. Le barrage

Une grande plaine littorale bordée à l'Ouest par les collines côtières de Skikda et à l'Est par le massif côtier forestier de Chetaïbi et située à proximité du barrage Enkouche. Les altitudes de la zone se situent entre 0 et 200m, 48.5% des terres ont une pente inférieure ou égale 3% et le reste à 12.5%. Les principales unités lithographiques sont essentiellement formées de dépôts éoliens et alluviaux

Le caractère remarquable de la flore et de la faune de cette région a pour origine au moins trois éléments : sa diversité géomorphologique et donc pédagogique, son rôle de carrefour bioclimatique, entraînant une richesse élevée de la biodiversité.

Le site du barrage de Enkouche est sur l'Oued du même nom dans la commune de Chetaïbi (Wilaya de Annaba), à environ une cinquantaine de kilomètres à l'ouest de la ville de Annaba et à 7 km au Sud de de Chetaïbi.

Le site retenu lors de l'étude se situe immédiatement à l'amont de Pont Cavalla. Il est accessible par la route D.107 reliant Annaba à Chetaïbi en passant par Berrahal. Le site du barrage de Enkouche a pour coordonnées UTM :

X = 355 597 m

Y = 4095 881 m

Z = 48 m (fond de vallée)

Le profil transversal de la vallée au droit de l'axe présente des talus à pente relativement douce avec une très légère dissymétrie du profil et une rive gauche légèrement plus raide.

Dans l'axe du barrage, les caractéristiques morphologiques sont les suivantes :

- Le lit de l'Oued est à la cote minimale 37 m NGA,
- La largeur du fond plat alluvial est de 20 m,
- La largeur de la vallée au droit de l'axe, à la cote 100, est d'environ 508 m.

En rive gauche une dépression topographique à la cote minimale 87,8 m NGA

D'après le rapport géologique du site du barrage, les sondages rencontrent en général une alternance d'argilites et de calcaires parfois finement lités avec localement des bancs calcaires métriques à veinules de calcite souvent fracturés (et toujours des intercalations d'argilites). Les pendages des couches ainsi que les fractures qui les affectent sont orientés dans toutes les

directions sans qu'une seule en particulier soit prépondérante.

L'ouvrage de fermeture est constitué d'une digue principale en remblais zonée de 68 m de hauteur maximale, avec un noyau central argileux assurant l'étanchéité du barrage. Le niveau de la crête de l'ouvrage est calé à la cote 98 m NGA, créant ainsi un réservoir amont de 51.3 millions de mètres cubes sous la cote 93 de Retenue Normale (RN). Le volume global de la digue s'élève approximativement à 2 millions de mètres cubes. Une galerie d'injection a été ajoutée sous le noyau de manière à pouvoir réaliser des injections complémentaires en phase d'exploitation si nécessaire.

En rive droite, une galerie de dérivation provisoire, de 3,5 m de diamètre fini, permet le transit des débits de l'oued en phase de construction. Associé à un batardeau amont calé à la cote 65 m NGA, ce tunnel permet d'assurer la protection du chantier contre une crue de 50 ans de période de retour.

Un puits vertical, débouchant à la cote 98 m NGA en partie supérieure, est aménagé au droit du tronçon amont de la galerie pour recevoir les ouvrages et équipements dédiés à la fonction de prise d'eau. En phase définitive, une conduite métallique de 1400 mm est installée dans le tronçon aval du tunnel afin d'assurer la fourniture des débits destinés aux besoins agricoles. En complément, la galerie de dérivation provisoire sera équipée en ouvrage de vidange de fond pour la phase d'exploitation. Le fonctionnement de la galerie en vidange de fond est séparé de la conduite d'irrigation par une dalle fonctionnelle de manière à permettre l'entretien de la conduite en phase d'exploitation.

L'évacuateur de crue a été implanté en rive droite. Cet ouvrage, équipé d'un seuil libre de 58 m de longueur, permet de contrôler la crue de projet décennale sous la cote 96.54 m NGA des Plus Hautes Eaux (PHE)I. Un coursier bétonné de 20 m de largeur assure la continuité de l'entonnement amont, et permet de faire transiter les débits de crues jusqu'à l'aval du barrage.

A l'extrémité de l'évacuateur, la restitution des débits dans le lit naturel de l'oued est réalisée au moyen d'une cuillère en saut de ski, associée à une fosse de dissipation.

La partie ci-dessus peut être organisé comme suit

I.4.4.2. Ouvrages annexes

I.4.4.2.1. Evacuateur de crues

L'évacuateur de crues, positionné en rive droite, est fondé au rocher sain dans les formations du numidien. Malgré des épaisseurs localement importantes (notamment à l'amont), la partie colluviale doit être entièrement expurgée sur l'intégralité du tracé. De la

même manière que pour les excavations du noyau argileux, les terrains correspondant à la frange supérieure de rocher altéré doivent être excavés sur toute leur profondeur.

Cette implantation en rive droite a été préférée à la rive gauche en raison de la topographie beaucoup plus favorable de la rive droite, qui permet en outre de minimiser la longueur du coursier aval et restituer les débits dans le lit naturel de l'Oued à l'aval du barrage sans avoir à creuser un chenal dédié.

L'axe du barrage a en outre été positionné de manière à limiter conjointement au maximum les excavations de l'évacuateur et les volumes du barrage. Cette implantation entraîne donc la concentration en rive droite de tous les ouvrages (la vidange de fond, les prises d'eau, le puits de prise et l'évacuateur de crues).

L'évacuateur est constitué :

- D'un seuil amont profilé, de 58 m de longueur développée, calé à la cote 93 m NGA de Retenue Normale,
- D'une structure d'entonnement de longueur variable (longueur maximale de 74m) assurant la convergence des débits vers le coursier aval,
- D'un coursier rectiligne de 215 m de longueur (projetée) environ et de largeur constante égale à 20 m,
- D'une cuillère « saut de ski » de rayon 8 m, d'angle 350 et de largeur 20m assurant la restitution des débits dans une fosse de dissipation excavée proche du lit de la rivière.

I.4.4.2.2. Vidange de fond

En phase définitive la galerie de dérivation est équipée en ouvrage de vidange.

Un bouchon de seconde phase est réalisé dans la galerie de dérivation, sur une longueur totale d'environ 18 m, dans lequel est installé le blindage métallique, ainsi que les vannes de garde et de réglage de la vidange.

La vanne de garde est une vanne à wagon, à étanchéité aval, de 1,80 m de hauteur et 1,40 m de largeur.

La vanne de réglage, implantée à environ 2 m à l'aval de la vanne de garde est constituée par une vanne à wagon sous carter, à étanchéité aval. Ses dimensions sont de 1,40 m x 1,40 m.

La vanne de garde est manœuvrée au moyen d'un vérin hydraulique implantée en haut du puits de prise à la cote 98 m NGA et de brimbales.

La vanne de réglage est manœuvrée depuis la plateforme inférieure du puits de prise à 54,6 m NGA par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique double effet.

Sur une longueur de 4.75m au niveau des deux vannes, le revêtement de la galerie a été blindé.

Les débits relâchés par la vidange de fond débouchent dans le tronçon aval inférieur de la galerie présentant une pente uniforme de l'ordre de 2,0 %, et Où les écoulements se font à surface libre.

Au débouché aval de la galerie, l'ouvrage de restitution des débits est identique à celui de la phase de dérivation provisoire.

A pleine ouverture des vannes, le débit maximal de vidange est de 50 m³/s pour un plan d'eau amont à la cote de Retenue Normale. La vidange du réservoir jusqu'à la cote 50 m NGA peut être effectuée en 15 jours dans l'hypothèse d'apports négligeables de l'oued.

La conduite de prise d'eau a été séparée de l'écoulement de la vidange de fond par l'intermédiaire d'un plancher central, permettant d'une part de limiter l'humidité autour de la conduite de prise d'eau et de faciliter son inspection et son entretien.

De manière à faciliter la construction, la galerie de vidange est renforcée sur ses deux côtés par des voiles d'appuis qui seront réalisés en même temps que le revêtement en béton de la conduite de dérivation provisoire. Lors de la dernière saison sèche, des prédalles préfabriquées seront posées sur ces voiles d'appuis, et la dalle finale de 25 cm d'épaisseur sera coulée par-dessus de manière à réaliser le plancher définitif de séparation. La conduite de diamètre 1400 mm pourra ensuite être installée directement sur ce plancher.

I.4.4.2.3. Ouvrage de prise d'eau

L'ouvrage de prise d'eau est situé en rive droite et est constitué de l'amont vers l'aval :

- De 2 prises étagées au côté 64 et 81 m NGA,
- De tronçons horizontaux de galeries de section réduite pour chaque prise (pente 1 % vers l'entrée pour les écoulements d'eau pendant la construction),
- D'un puits d'accès et de manœuvre située au droit du bouchon réalisé dans la galerie de dérivation,
- De conduites métalliques individuelle a 1400 mm, connectées aux galeries amont de prise,
- D'une conduite verticale unique a 1400 mm, implantée en partie centrale du puits vertical et se retournant en partie basse dans le tronçon aval supérieur de la galerie de dérivation.

I.4.5. Fiche synoptique

A. Situation

1. Cours d'eau	Oued Enkouche
2. Villa la plus proche	Chetaibi
3. Fonction de l'aménagement	Irrigation
4. Surface irriguée plaine d'Enkouche	1'000 Ha
5. Surface irriguée plaine de Magran	2'100 Ha
6. Volume régularisé actuellement	24.8 Hm ³

B. Caractéristiques hydrologiques du bassin versant du barrage

1. Aire du bassin versant naturel	73 km ²
2. Précipitation annuelle moyenne	850mm
3. Apport annuel moyen	12 hm ³
4. Débit de pointe de la crue du projet	907 m ³ /s
5. Volume de la crue eu projet	65 hm ³

C. Caractéristiques principales de la retenue

1. Cote de retenue normale	93.00 m NGA
2. Cote des plus hautes eaux	96.54 m NGA
3. Aire de la retenue à la cote de RN	297 ha
4. Capacité totale de la retenue sous RN	51.3 hm ³

D. Caractéristiques principales du barrage

1. Type	Digue en remblais
2. Terrain de fondation	Dépôts alluviaux, alternance d'argile, de grès et de calcaires
3. Hauteur maximum sur fondation	64 m
4. Longueur en crête	474 m
5. Largeur en crête	10 m
6. Largeur maximale au niveau du terrain naturel	370 m
7. Fruit du parement amont	3.0 H/1V
8. Fruit du parement aval	2.5 H/1V
9. Altitude de la crête du barrage	98.00 m NGA
10. Altitude de la crête du déversoir	93.00 m NGA
11. Volume total du corps du barrage	2 057 000 m ³
Dont : noyaux (y compris argile pour recharge)	484 700 m ³
Recharges.....	

Chapitre I – Etude de reconnaissance

Filtres, drain, transition,	1 316 700 m ³
Rip-rap et enrochement.....	157 300 m ³
	98 300 m ³

E. Ouvrages annexes du barrage

1. Evacuateur de crue	
Type	Seuil déversant profilé avec coursier et saut de ski
Emplacement.....	Rive droite
Longueur du seuil.....	58 m
Débit maximale évacué.....	1014 m ³ /s sous CMP
2. Vidange de fond	
Type.....	Galerie de rive droite
Vannes.....	1 vanne de réglage 1.40 m*1.40 m manœuvrée depuis la chambre inférieure de puits vertical
	50 m ³ /s
Débit maximal.....	
3. Ouvrage de prise	
Type	2 galeries reliées à une conduite 1 400 mm
Emplacement	Rive droite
Vannes	2 vannes de sécurité 1.40m * 1.40m manœuvrées depuis la chambre supérieure du puits vertical 2 vannes papillon 1400mm de diamètre

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre il a été question de présenter la zone d'étude en s'étalant sur l'aspect géographique, en passant de fond en comble sur les divers reliefs que l'on rencontre dans et

aux voisinages de la zone. Il est principalement question de montagnes et de plaines sur l'étendue de la région.

Dans un second temps, on s'est attardé les données hydrologiques et climatiques, cité les zones bioclimatiques de l'Est algérien en précisant que la zone d'étude se constituait d'un mélange de zone humide et de zone subhumide. On a survolé les températures enregistrées ainsi que parler de l'évaporation qui lui est liée.

Ensuite, une présentation minutieuse du barrage qui constitue l'ouvrage d'arrivé du transfert a été faite, s'étalant sur ses caractéristiques et ses ouvrages annexes.

II. Introduction

La prise d'eau est un ouvrage qui permet de puiser l'eau d'une rivière, d'un lac ou d'un réservoir. La quantité d'eau prélevée dans un cours d'eau ne doit pas dépasser les capacités permises de prélèvement du cours d'eau, afin de préserver la vie dans le cours d'eau Dans

cette optique, on devra en particulier tenir compte des autres prises d'eau susceptibles d'exister, tant en amont qu'en aval.

II.1. Présentation du transfert

La station de pompage prélève l'eau dans l'Oued Kebir afin d'alimenter le barrage d'Enkouche servant de stockage pour les apports naturels de son bassin versant associé s'y ajoutant les eaux transférées par cet aménagement.

II.2. L'Oued Kebir

L'Oued Kebir se situe en aval du barrage d'Enkouche et draine un bassin versant de 1620km² indépendant de celui du barrage.

La prise d'eau sera posée sur le long de l'Oued Kebir d'où nous souhaitons dériver les eaux pour les stocker au barrage d'Enkouche. Toutefois la quantité d'eau dérivée dépendra essentiellement de deux critères :

- Les quantités d'eau nécessaires à la régularisation du barrage d'Enkouche
- La capacité en termes de ressources de l'Oued Kebir à fournir les quantités d'eau voulues sans avoir un impact néfaste sur l'environnement, et ce que ce soit en termes d'apport du bassin versant de l'Oued et suivant la variation des niveaux d'eau dans l'Oued durant les différentes périodes de l'année.

Au Sud de l'embouchure de l'Oued Kebir, se trouve le massif dunaire continental de la plaine de Guerbes. Ce massif est bordé au Sud et à l'Ouest par la plaine alluviale de Oued Kebir. Cette zone est caractérisée par l'existence d'une nappe d'eau libre contenue dans les sables dunaires et les alluvions. Cette nappe constitue un réservoir hydrique d'environ 40 hectomètres cubes qui génèrent une multitude de dépressions et de vallées formants Lacs et garàas (marrés) de quelques hectares de superficies à plusieurs dizaines d'hectare. Cette nappe est alimentée par l'infiltration et l'interception directe des affluents de l'Oued Magroun, qui dans ces zones forment de nombreux méandres en raison de la faible pente.

Depuis 2001, la plaine alluviale de l'Oued Kebir et la formation dunaire de Guerbes sont inscrits dans la liste des zones humides d'importance internationale (convention RAMSAR), sous le nom de (complexe de zones humides de Guerbes-Sanhadja). La plaine de Guerbes-Sanhadja présente en effet une importante diversité biologique, en particulier d'un point de vue de l'avifaune et des espèces végétales.

II.2.1. Données disponibles sur les apports de l'Oued Kebir

Les caractéristiques des stations pluviométriques disponibles pour cette étude sont données dans en annexe (Annexe 2-1). Cette étude, se base sur les données pluviométriques de Berrahal et Ain Charchar. En effet, ce sont les stations les plus proches du projet d'aménagement dont la chronique de données couvre avec un taux de lacune acceptable une vingtaine d'années.

Les autres données pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.

L'annexe 2-2 représente l'évolution chronologique des pluies annuelles sur l'ensemble des postes pluviométriques disponibles pour cette étude. Le spectre des valeurs de pluies annuelles est assez réduit, ce qui confirme l'hypothèse d'homogénéité de la pluie dans la région de l'étude.

Pour détailler plus, les données des deux postes les plus représentatives du bassin de

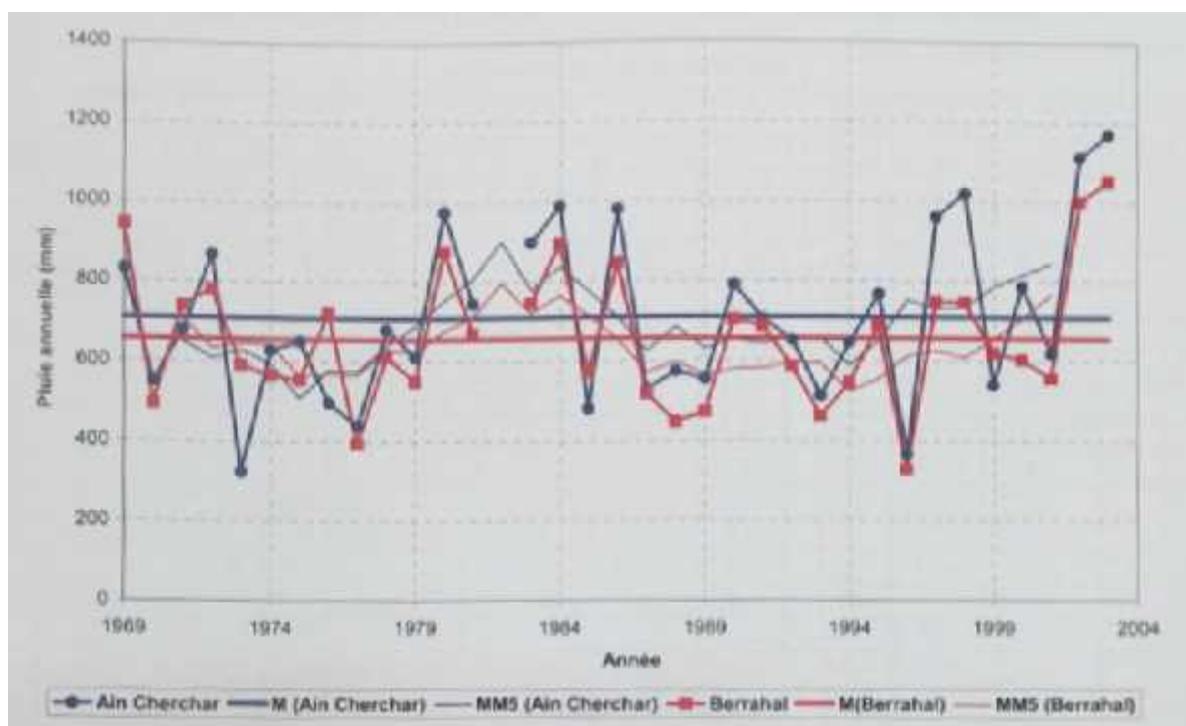


Figure 5- Pluies annuelles à Ain Charchar et Berrahal

l'étude Ain Charchar comparée à Berrahal sont explicitées dans la figure ci-dessous.

A.N.B.T. 2012 (APD Barrage Enkouche – Etude de régularisation)

La Figure 5 représente les pluies annuelles à Ain Charchar et Berrahal. « Les deux stations relativement proches sont bien corrélées entre elles. Les lacunes de cumuls annuels ont été complétés à l'aide des résultats des régressions linéaires mensuelles établies entre les stations pluviométriques d'Ain Charchar et Berrahal » (Coyne et Belier, APD Enkouche 2012). Néanmoins les cumuls annuels des deux stations sont bien corrélés

$$P (\text{Berrahal}) = 0.94 P (\text{Ain Charchar}) \quad [1] \quad R^2=0.98$$

Ce graphique met en évidence une alternance de périodes sèches et humides entre 1969 et 2004. La période 1985-1999 a ainsi été marquée par une sécheresse assez prolongée

La Table 3 détaille les coefficients de corrélation mensuel entre les pluviomètres de Ain Charchar et Barrahal. « Ces coefficients sont utilisés afin de combler les lacunes entre les stations de Ain Charchar et de Barrahal » (Coyne et Belier, APD barrage Enkouche 2012)

Tableau 3- Coefficient de corrélation mensuel entre les pluviométries de Ain Charchar et Barrahal (A.N.B.T 2012)

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
M	1.15	0.99	1.17	1.27	1.10	1.19	1.07	1.26	0.92	1.11	0.89	1.26
S	0.89	0.58	0.64	0.78	0.64	2.01	0.67	1.75	0.44	0.76	0.47	1.19
Cv	0.78	0.62	0.54	0.61	0.59	1.33	0.63	1.08	0.50	0.69	0.63	0.94

L'annexe 2-1 détaille les pluies mensuelles et annuelles à Ain Charchar. Elles se montent à 673 mm/an, avec une variation comprise entre 325 mm/an (1973) et 1171 mm/an (2003). Du point de vue de la distribution mensuelle, les mois de novembre à mai rassemblent 77% du cumul de pluie annuel. Les mois de Juillet et Août sont les plus secs

L'examen de la carte de l'A.N.R.H. (voir Figure 4) permet de confirmer les valeurs de pluies annuelles retenues. D'après la carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est Algérien, le bassin de Ain Charchar est soumis à une pluie annuelle moyenne comprise entre 600 et 800 mm.

« La partie hydrologique de l'Etude de Faisabilité de 12 sites de barrages de 1999 fait à une pluie de 850 mm/an au site du barrage et 720 mm au niveau du bassin de l'Oued Kebir Ouest [bassin de la station de Ain Charchar] » (Coyne et Belier, APD Enkouche 2012)

Son analyse conduit aux valeurs suivantes :

- Une pluie moyenne sur le bassin de l'Oued Kebir au niveau de la prise d'eau comprise entre 700 et 800 mm/an, la valeur de 720 mm est conservée.

II.2.2. Apports moyens mensuels et annuels

A Ain Charcha l'Oued Kebir draine une superficie de 1130 km², le bassin de l'Oued Kebir est de 1620 km². La pluie annuelle est similaire (720 mm/an) sur les deux bassins. Les apports moyens mensuels de l'Oued Kebir sont donc obtenus par le ratio des superficies de bassins versants.

$$Q(\text{Oued Kebir}) = \frac{1}{1} \times Q(\text{Ain Charchar})$$

Les coefficients d'écoulement disponibles sont explicités dans la table 4

Tableau 4- Coefficient d'écoulement du côtier constantinois (Coyne et Belier, APD Enkouche 2012)

Station	Oued	Surface (km ²)	P(mm)	Ec(mm)	C(%)
E. M'Kaceb	El Kantara	21.6	883	292	33
Chédia	El Agrem	41	1200	508	42
S. Mézoghiche	Guebi	100	608	69	11
Khemakhem	Saf-Saf	322	653	100	15
Ain Charchar	Kebir Ouest	1130	641	102	16
Zit Emba	Hammam	485	660	87	13
A. Assel	Kebir Est	680	797	296	37

Pour une pluie annuelle de 850mm, le coefficient d'écoulement retenue peut inclure jusqu'à 25% de ruissèlement supplémentaire. Le coefficient de ruissèlement au niveau de la station hydrométrique d'Ain Charchar est de l'ordre de 20%.

Les apports moyens mensuels observés à Ain Charchar sont donnés dans la Table 5.

Tableau 5- Ain Charchar – Apports liquides – données mensuelles et annuelles

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	ANNUEL (hm3)
1969	1,73	3,29	1,15	55,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	61,26
1970	0,14	3,55	0,35	0,84	7,91	5,86	24,39	57,26	6,46	1,43	0,68	0,60	109,47
1971	1,57	17,62	2,17	5,32	31,63	41,28	37,11	19,18	3,28	0,87	0,26	0,10	160,40
1972	0,57	1,58	0,59	6,41	77,57	13,61	22,58	30,55	8,21	2,26	0,64	0,20	164,79
1973	1,15	1,21	0,56	1,70	74,33	34,62	94,38	14,15	3,27	1,68	0,31	0,26	227,60

Chapitre II – Etude de la prise d'eau

1974	0,21	3,03	2,59	1,85	0,84	2,65	1,82	2,98	0,78	0,21	0,08	0,13	17,17
1975	0,07	0,11	0,60	2,80	0,61	11,93	6,14	1,36	2,40	0,32	0,10	0,09	26,53
1976	0,25	19,30	65,29	6,39	8,60	14,02	25,19	2,68	1,89	0,53	0,11	0,09	144,34
1977	0,19	0,30	0,81	0,52	12,56	3,67	1,68	3,15	2,10	0,54	0,09	0,10	25,71
1978	0,07	0,22	1,73	2,23	4,72	28,33	3,90	12,91	1,43	0,39	0,06	0,02	56,02
1979	2,12	1,36	1,96	1,15	2,38	20,61	20,39	56,79	3,59	1,12	0,17	0,06	111,70
1980	0,06	1,23	0,56	39,11	2,29	1,44	7,38	2,12	1,19	0,34	0,00	0,00	55,73
1981	0,34	0,44	0,62	3,45	28,72	36,51	5,44	3,92	0,98	0,14	0,09	0,07	80,71
1982	0,18	6,05	16,60	46,84	17,64	23,99	61,41	25,46	6,24	0,54	0,04	0,00	205,02
1983	0,02	0,04	12,50	7,13	11,03	2,80	12,59	1,48	0,49	0,01	0,00	0,00	48,09
1984	0,34	7,06	1,71	78,90	84,27	152,04	50,48	14,91	4,11	1,20	0,28	0,31	395,60
1985	0,26	0,42	0,61	0,85	114,72	32,22	96,86	18,14	6,14	0,78	0,20	0,14	271,35
1986	0,01	3,56	20,58	75,15	7,69	7,47	17,59	1,16	0,38	0,12	0,00	0,00	133,70
1987	0,00	0,17	0,49	0,54	59,58	135,80	43,30	32,54	6,41	1,28	0,07	0,00	280,18
1988	0,00	0,00	0,19	22,49	1,47	2,40	4,46	0,34	0,29	0,41	0,00	0,00	32,05
1989	0,00	0,42	0,40	1,57	5,59	11,55	4,87	1,60	0,81	0,07	0,00	0,00	26,88
1990	0,00	0,70	16,84	68,78	20,95	1,39	1,05	0,51	1,88	0,05	0,00	0,20	112,35
1991	0,24	3,97	0,94	0,76	28,83	39,97	46,50	22,32	2,55	1,44	0,01	0,14	147,68
1992	0,03	0,03	13,91	32,83	1,92	9,07	21,98	63,45	25,07	2,04	0,34	0,06	170,71
1993	0,00	0,34	0,06	10,93	59,72	4,13	12,17	2,38	5,98	0,19	0,01	0,00	95,91
1994	0,00	2,25	1,46	8,18	19,93	43,53	4,42	7,27	0,90	0,01	0,00	0,00	87,93
1995	5,32	0,38	2,96	2,57	133,77	3,17	40,66	2,27	0,71	3,07	2,42	0,01	197,30
1996	0,03	0,59	0,24	2,85	14,05	91,17	29,64	10,37	5,36	0,53	0,01	0,01	154,85
1997	1,10	3,47	25,86	47,94	4,73	0,95	1,51	0,47	0,09	0,00	0,00	0,00	86,12
1998	0,46	0,26	43,86	16,64	19,91	23,12	8,28	2,53	9,40	0,22	0,01	0,00	124,70
1999	0,01	0,00	0,34	9,79	26,67	76,43	9,36	5,47	2,30	0,07	0,02	0,00	130,48
2000	0,00	1,01	0,54	1,06	8,92	1,88	1,48	0,94	14,30	1,07	0,06	0,05	31,31
2001	0,00	0,00	0,00	0,00	9,12	19,39	1,21	1,11	0,75	0,07	0,00	0,00	31,66
Moyenne annuelle (hm3/an)													121,37

(A.N.B.T. 2012)

II.2.2.1. Calcul des débits spécifiques

Le débit spécifique d'un cours, q_s , d'eau peut être obtenu à partir de données de pluies annuelles et de la hauteur moyenne du versant via la formule suivante (réf A.N.B.T. Mebarki, *Etude de faisabilité du barrage d'Enkouche*):

$$q_s = k_H * (0.0019 P)^{3.5} \quad a \quad k_H = e \cdot \left(\frac{H}{3500}\right)$$

K_{Hmoy} : coefficient empirique relatif à la hauteur moyenne du bassin versant pour le calcul du débit spécifique

En appliquant la formule ci-dessus, on a :

$$H_{moy} = 250m \quad (Coyne \text{ et } Belier, APD \text{ Enkouche } 2012) \quad \text{soit} \quad K_{Hmoy} = 1.07$$
$$P=720mm \quad \text{soit} \quad q_s = 3.3 \text{ l/s/km}^2$$

Nous avons obtenu une valeur de q_s de 3.3 l/s/km^2 .

Ce qui concorde avec le débit moyen annuel spécifique à Ain Charchar tiré à partir des données mensuelles d'Ain Charchar (*Coyne et Belier, APD Enkouche 2012*) et qui est de 3.4 l/s/km^2 .

Problématique :

Il convient de prendre en considération le complexe humide nappe de Guerbes. Au pas de temps journalier compte tenu des informations disponibles il est difficile d'estimer l'influence sur le débit, des échanges avec la nappe phréatique. Par ailleurs une étude de terrain menée par Coyne et Belier (bureau d'étude) a permis de déterminer que le bras secondaire de l'oued Kébir, en amont de Ben Azzouz, se met en eau seulement lorsque le niveau dans le bras principal atteint une hauteur d'environ 5 m. Cette hauteur correspond à un débit estimé à environ $10 \text{ m}^3/\text{s}$ à cet endroit de l'Oued. Les courbes de débits classés Figure 6 montrent qu'un débit de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ est dépassé moins de 10% du temps à Ain Charchar.

Lorsque la nappe de Guerbes sera en déficit et que le débit de l'oued Kébir ouest sera faible, les pertes par infiltration seront les plus impactantes. Cette configuration se produira vraisemblablement en période sèche. Le reste du temps les débits de l'Oued seront largement supérieurs aux pertes par infiltration. Bien que ceux-ci ne soient pas négligeables, les transferts d'eau entre l'oued Kébir ouest et le complexe humide de la nappe de Guerbes peuvent donc être considérés comme transparent car l'étude de régularisation du barrage d'Enkouche menée par le bureau d'étude Coyne et Belier en 2012 conclut sur la nécessité d'alimenter le barrage par une autre source que les apports de son bassin versant seulement en période humide, et avec un débit de $4 \text{ m}^3/\text{s}$. Un débit que nous allons arrêter pour la suite de l'étude.

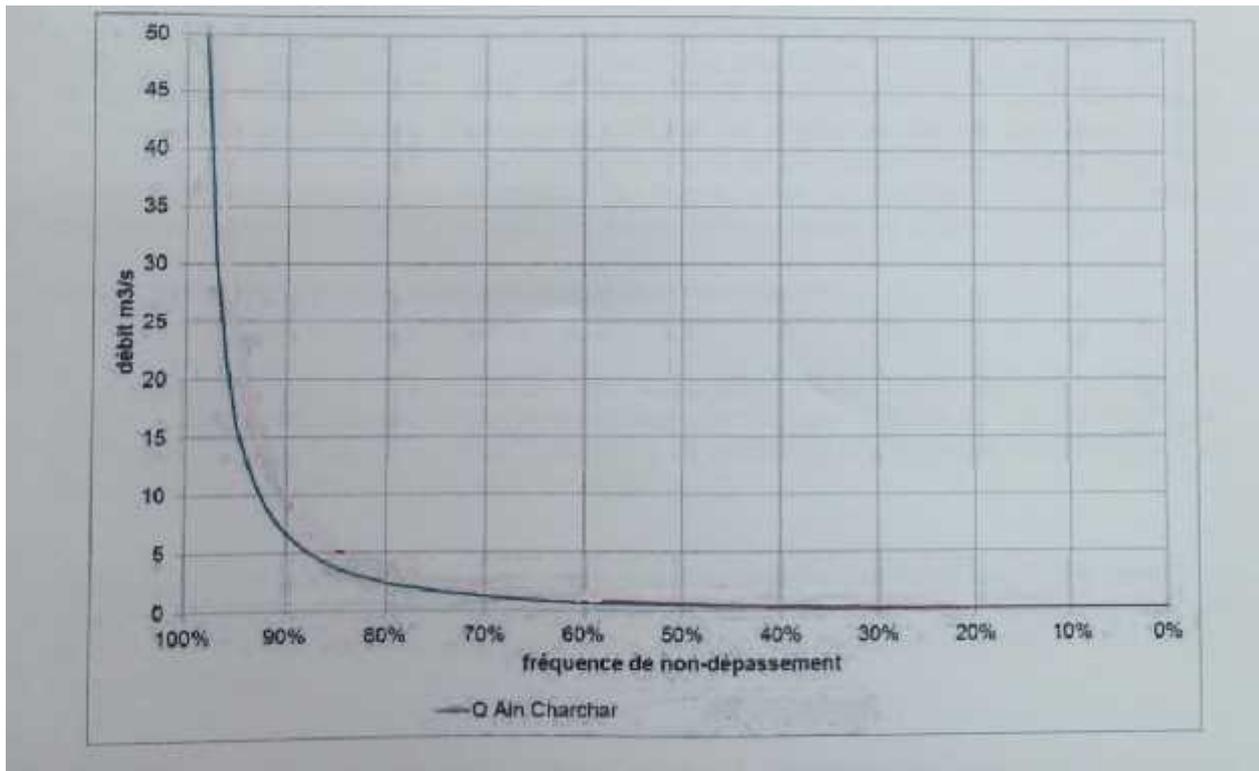


Figure 6- Courbe des débits journaliers classés à la station de Ain Charchar

(A.N.B.T. 2012)

II.2.2.2. Résultats de l'étude de régularisation du barrage d'Enkouche

Pour justifier le choix du débit de la station de pompage qui sera de $4\text{m}^3/\text{s}$ afin de fournir au barrage les quantités d'eau suffisante qui ont été prises en considération pour son dimensionnement, nous nous basons sur les résultats de l'étude menée par le bureau d'étude Coyne et Belier 2012. voir figure 7

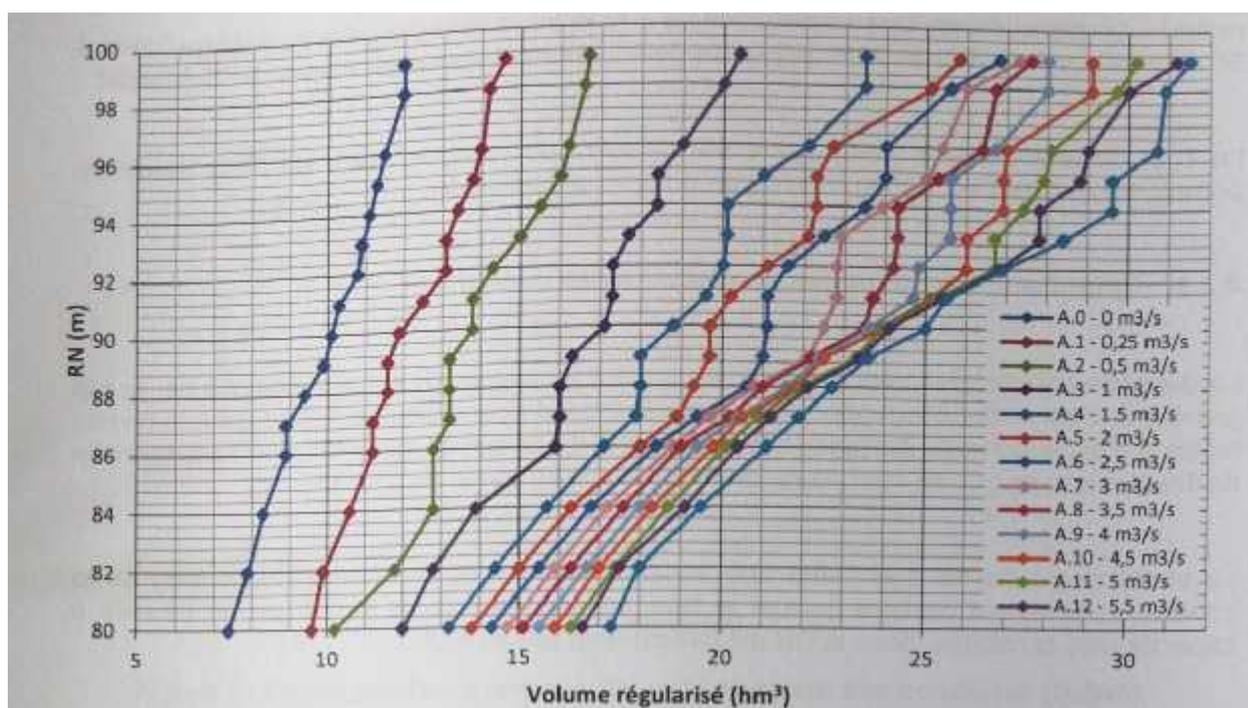


Figure 7- Résultats de l'étude de régularisation pour un NME de 60 m NGA

(A.N.B.T.2012)

On note sur ce graphe un point d'inflexion atteint pour chaque débit maximal pompé, correspondant à un volume limite régularisable pour chaque débit équipé à la station de pompage. La solution au point d'inflexion permettant de régulariser plus de $24.7\text{hm}^3/\text{an}$ (valeur provenant de l'étude de régularisation 11878-RP-202) correspond à une RN de 91.00m NGA (associé à un NME de 60m NGA) et un débit maximum de $4.0\text{m}^3/\text{s}$

D'autres couples de valeurs (RN, débit) paraissent envisageables à la lecture de ce graphique, à NME constant. Ces couples sont listés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 6- Couples (RN, débit pompé) possible pour un NME de 60m NGA

Débit maximum pompé (m^3/s)	RN (mNGA)	Volume régularisé (Hm^3/an)
3	94.80	24.8
3.5	94.40	24.8
4	91.00	24.8
4.5	90.65	24.8
5	90.55	24.8
5.5	90.40	24.8

La solution adoptée de manière à régulariser 24.8 hm³ d'eau par un moindre cout est la solution correspondant à un débit maximal pompé de 4m³/s, associé à un volume de la retenue d'Enkouche de 46hm³ (pour un NME de 60m NGA). Néanmoins, nous devons nous assurer que l'Oued Kebir en aval de la station de Ain Charchar, là où nous souhaitons poser notre prise d'eau, ait les apports suffisants pour satisfaire ce débit.

II.2.2.3. Influence de la nappe de Guerbes

L'alimentation de la nappe de Guerbes se fait par l'infiltration directe des eaux de pluies ainsi que l'infiltration d'une partie des eaux de l'oued Kébir et de l'oued Magran. Lorsque la nappe est rechargée elle peut à l'inverse alimenter les deux oueds, notamment en période d'étiage. Le volume renouvelable et exploitable de la nappe de l'oued Kébir est de 15 hm³/an. D'autre part l'alimentation de la nappe depuis l'oued Kébir est estimée à 10hm³. (*Ministère des Ressources en Eaux*)

Le volume moyen annuel écoulé à la station de Ain Charchar est de 121 hm³/an (*Coyne et Belier, APD Enkouche 2012*).

En utilisant le ratio de surface entre les deux bassins versants on peut estimer que le volume moyen annuel écoulé sur l'oued Kébir serait de 174 hm³/an. Dans le cas où l'oued Kébir alimente la nappe à hauteur de 10hm³ sans retour, cela correspond à une perte d'environ 5.5% sur le volume annuel moyen écoulé.

A l'échelle globale, le fonctionnement de la nappe de Guergès est un élément à prendre en compte dans bilan besoin ressource.

II.2.2.4. Influence du barrage Zit Emba sur le cours d'eau en aval d'Ain Charchar

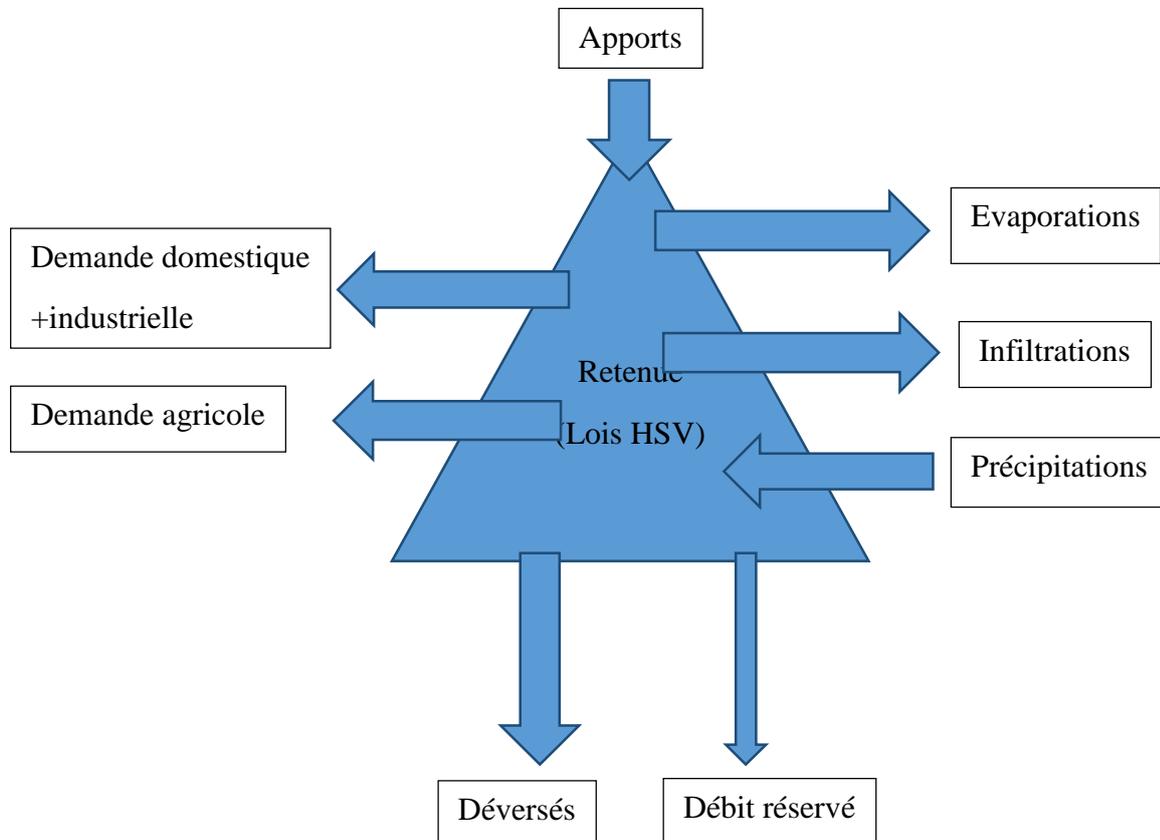
Les données de débit disponibles à l'Oued Kebir présentées dans les textes ci-dessus couvrent la période de 1969-2004, soit avant la mise en service du barrage de Zit Emba (2001) qui se trouve à l'amont de la station de Ain Charchar (à environ 5km) et qui son cours d'eau se déverse dans l'Oued Kebir. Elles ne sont donc plus représentatives du régime des apports actuels.

Pour prendre l'influence du barrage en considération, un bilan d'entrées/sorties de réservoir de Zit Emba a été établi au pas de temps journalier à partir des informations disponibles sur le barrage. Ceci a été possible en faisant usage de l'option simulation dans le logiciel Mike Basin par le bureau d'étude *Coyne et Belier 2012*.

Dans l'étude de réalisation du barrage de Zit Emba, deux hypothèses ont été réalisées sur le retour d'eau d'irrigation du barrage par infiltration ; une hypothèse de retour nul, et une hypothèse de retour de 25% des eaux d'irrigation (Le barrage de Zit Emba étant actuellement destinée à 100% à l'irrigation.) L'hypothèse de retour nul, étant plus défavorable quant aux quantités des eaux écoulées à Ain Charchar, je vais baser mon étude sur cette hypothèse.

II.2.2.4.1. Détermination des débits journaliers à l'Oued Kebir

La gestion du barrage de Zit Emba a été modélisé à l'aide d'un bilan volumique des entrées et des sorties au pas de temps journalier, sur un horizon de simulation donné.



Afin de déterminer les débits journaliers disponibles modifiés par la construction du réservoir de Zit Emba, il a d'abord été nécessaire de reconstituer les débits naturels au droit du site du barrage de Zit Emba.

Ceux-ci ont été reconstitués à l'aide d'une corrélation entre les deux séries de données suivantes :

-) Les débits journaliers mesurés à la station de Zit Emba (au droit du site du barrage de Zit Emba), couvrant la période 1969-1986.
-) Les débits journaliers mesurés à la station de Ain Charchar, couvrant la période 1969-2001.

Cette série reconstituée a par la suite permis d'obtenir les débits journaliers à Ain Cherchar, modifiés par la présence du réservoir.

Enfin, les débits journaliers à l'Oued ont été reconstitués à l'aide de la formule suivante :

$$Q_o = \frac{B_o}{B_A \text{ cha na}} * Q_A^N \text{ cha na} - Q_Z^N \text{ E} + Q_Z^* \text{ E}$$

Où :

Q_0 : Débit à l'aval
 $Q_{A\text{ Cha ha}}^N$: débit à l'aval du barrage (à l'aval du barrage)
 $Q_{Z\text{ E}}^N$: débit à l'aval du barrage (à l'aval du barrage)
 $Q_{Z\text{ E}}^*$: débit à l'aval du barrage (à l'aval du barrage)
 B_0 : Basse (1620 km²)
 $B_{A\text{ Cha ha}}$: Basse (1130 km²)

II.2.2.4.1.1. Réservoir de Zit Emba : données de base

Ces caractéristiques sont issues des « recommandations d'exploitation » (2000) du barrage de Zit Emba. La terminologie de la table suivante est reprise de ce rapport.

Tableau 7- Zit Emba – Caractéristiques du réservoir

Niveau normal retenue	86m
Surface au niveau normal	810 ha
Volume au niveau normal	120.0 hm ³
Profondeur maximale	41m
Profondeur moyenne	20.5 m
Largeur moyenne	900 m
Longueur de retenue	7.4 km
Niveau maximale – probabilité 0.1%	91 m
Volume de prismes de régulation NM-NN	42.0 hm ³
Niveau eau morte	62 m
Volume mort	8.4 hm ³
Surface d'eau au niveau mort	150 ha
Rendement utile prévu (ou volume régularisé)	43.3 hm ³
Longueur de la ligne de cote	32 km
Longueur de la vie de la retenue	30 ans
Cote du seuil du déversoir	86 m
Cote de la crête	92 m
Cote minimale de l'assise	45 m
Crue de probabilité 0.1%	1 094 m ³ /s

(A.N.B.T. Recommandation d'exploitation du barrage de Zit Emba (2000))

II.2.2.4.1.2. Lois hauteur-surface-volume

Les lois Hauteur-Surface-Volume du barrage de Zit Emba sont issues du Volume 1 de la notice explicative du barrage de Zit Emba, rédigée en 1987 par l'Institut « Ukrguiprovodkhoz ». Les données découlent d'un relevé topographique réalisé par pas de 5m.

Tableau 8- Zit Emba – données H-S-V du réservoir

Cote (m NGA)	S (ha)	V (hm³)
45	0.0	0.0
50	2.2	0.1
55	47.0	1.3
60	111.9	5.3
65	222.0	13.6
70	345.6	27.6
75	459.2	47.9
80	599.6	74.4
85	773.5	108.7
90	959.7	152.1
95	1 217.5	206.5
100	1 369.0	271.1

(A.N.B.T 2012)

II.2.2.4.1.3. Apports liquides

Les apports liquides reconstitués au droit du barrage entre 1969 et 2001 proviennent de deux séries de mesures :

-) Les débits journaliers mesurés à la station de Zit Emba entre 1969 et 1987 (absence de mesures pendant les années hydrologiques 1983 et 1984). Cette station est située au droit du barrage,
-) Les débits journaliers mesurés à la station Ain Charchar entre 1969 et 2001 (absence de mesures pendant les années hydrologiques 1981 et 1982). Cette station est située à l'aval du barrage, à environ 5 km de la station de Zit Emba.

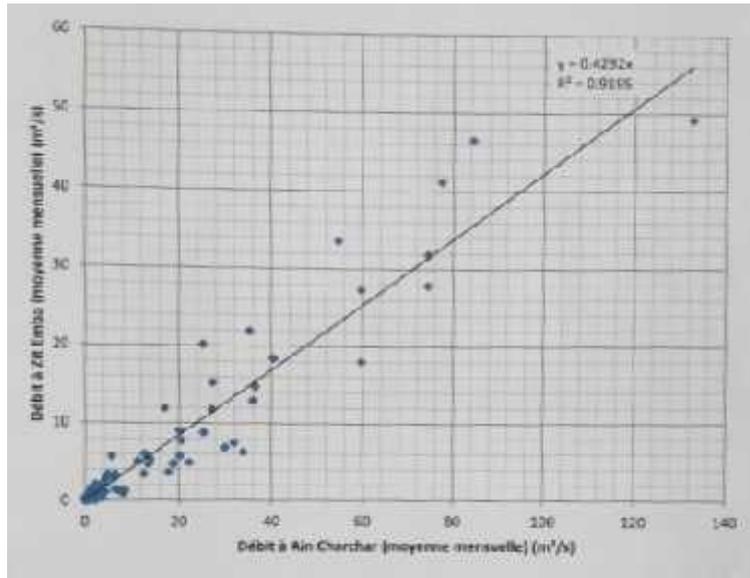


Figure 8- Zit Emba – Correlation entre les apports liquides à Zit Emba et Ain Charchar

(A.N.B.T 2012)

On notera que le rapport obtenu (0,423) est très proche du rapport de la surface des bassin versants : $\frac{B Z E}{B A C h a n a} = \frac{4}{1} = 0.429$. Cette corrélation traduit une bonne homogénéité des pluies et du ruissèlement sur les deux bassins versants ; permettant de justifier la méthode de reconstitution employée.

II.2.2.4.1.4. Evaporations

Les données d'évaporation mensuelles sur le plan d'eau proviennent des « recommandations d'exploitation » du barrage de Zit Emba. Deux séries d'évaporations sont données, selon l'humidité de l'année (année sèche ou humide).

Les valeurs retenues correspondent à la moyenne des deux séries.

Tableau 9- Zit Emba – Evaporation sur plan d'eau

	Année seche	Année humide	Moyenne
	E(mm)	E(mm)	E(mm)
Septembre	113	129	121
Octobre	76	75	75.5
Novembre	50	57	53.5
Décembre	40	31	35.5
Janvier	44	47	45.5
Février	45	46	45.5
Mars	55	63	59
Avril	61	82	71.5
Mai	88	64	76
Juin	114	114	114
Juillet	151	187	169
Aout	153	215	184
Total	990	1110	1050

(A.N.B.T. Barrage de Zit Emba 2000)

II.2.2.4.1.5. Pluviométrie

En l'absence de mesure au site de réservoir de Zit Emba, les données pluviométriques ont été prises égales à celles de Ain Charchar.

La pluviométrie annuelle à Ain Charchar vaut 650mm.

II.2.2.4.1.6. Evaporation nette corrigée

Les apports et les pertes liés à la pluviométrie et à l'évaporation sont traités à travers une évaporation nette corrigée (Enc). Cette dernière prend en compte de manière globale ces deux facteurs météorologiques, ainsi que l'amélioration « artificielle » du ruissellement sur la surface du réservoir, rendue possible grâce à la création du plan d'eau. Elle est déterminée mensuellement par la formule suivante :

$$E_n = E - 1 - \alpha$$

Où :

E : évaporation estimée du plan d'eau

P : la pluviométrie

α : L c d r t

Les valeurs de coefficient de ruissèlement utilisées sont celles de la notice explicative du barrage de Zit Emba

Tableau 10- Zit Emba – coefficients de ruissèlement

	α
Septembre	0
Octobre	0.1
Novembre	0.24
Décembre	0.3
Janvier	0.45
Février	0.60
Mars	0.45
Avril	0.22
Mai	0.10
Juin	0.05
Juillet	0
Aout	0

(A.N.B.T. Barrage de Zit Emba 2000)

II.2.2.4.1.7. Pertes par infiltrations

Les pertes par filtration représentent 0.85% par an du volume de la retenue, ce qui correspond à une hauteur de retenue perdue de 0.24 mm/jour en se plaçant à une cote moyenne de 75. Ces pertes représentent en débit environ 13 l/s. (« *Recommandations d'exploitation* »)

II.2.2.4.1.8. 3.3.1 Période de simulation

La période de simulation considérée porté sur les 32 années comprises entre les années hydrologiques 1969-70 et 2000-01.

II.2.2.4.1.9. 3.3.2 Durée de vie de la retenue

La durée de vie considérée pour le barrage de Zit Emba est de 50 ans, soit une durée de vie usuelle pour un tel aménagement.

II.2.2.4.1.10. 3.3.3 Chronique des apports journaliers

La chronique des apports journaliers, qui couvre la période 1969 - 2001, est suffisamment longue (32 années) pour être considérée comme représentative des événements hydrologiques probables.

II.2.2.4.1.11. 3.3.4 Volume mort et cote minimum de la prise d'eau

Le volume mort est le volume de la retenue qui ne sera pas utilisé au cours de son exploitation. Il correspond au volume d'apports solides calculé sur 50 ans, soit 8,4 hm³ (conformément au tableau 9). A partir de cette valeur et de la loi HSV, on détermine la cote minimum de la prise d'eau, c'est-à-dire la cote en dessous de laquelle se trouve le volume mort. Cette cote est prise égale à 62 m.

II.2.2.4.1.12. 3.3.5 Débit réservé

En l'absence de données pour le débit réservé à Zit Emba, je prends manière conservatrice un débit réservé nul pour le barrage de Zit Emba. Les apports à l'aval du barrage sont donc nuls en-dehors des périodes de crues. Cette approche est sécuritaire vis-à-vis des apports régularisés à l'Oued Kebir, notamment durant les mois de la saison sèche.

II.2.2.4.1.13. Demande et répartition mensuelle de la demande

Le but de l'ouvrage étant de satisfaire uniquement une demande en irrigation, seule celle-ci est considérée. Selon l'A.N.B.T., la demande en irrigation est répartie pendant l'année de la façon suivante :

Tableau 11- Zit Emba – Répartition mensuelle de la demande en irrigation

	%	Volume régularisé (hm ³)
J	1.08	0.47
F	0.35	0.15
M	0.07	0.03
A	3.98	1.72
M	14.54	6.30
J	16.98	7.35
J	17.95	7.77
A	20.30	8.79
S	8.86	3.84
O	6.46	2.80
N	5.45	2.36
D	3.98	1.72
TOTAL	100	43.3

(A.N.B.T. 2000)

Le volume régularisé a été pris égal à 43.3 hm³ (rendement utile prévu dans les recommandations d'exploitation du barrage Zit Emba)

II.2.2.4.1.14. Débit déversé par l'évacuateur

L'évacuateur de crues est un évacuateur à seuil libre situé à la cote 86. Le niveau atteint par la crue milléniale (probabilité de 0,1%) se situe à la cote 91 (confère tableau 9). La crue milléniale est estimée à 1094 m³/s d'après le rapport de « Recommandations d'exploitation » du barrage de Zit Emba.

En considérant un évacuateur à seuil libre de loi de seuil classique $Q = C \overline{h^3}$ (avec Q le débit évacué, h la hauteur du plan d'eau au-dessus de la cote du seuil de l'évacuateur, L la longueur du seuil de l'évacuateur et C le coefficient de seuil), la courbe de débit évacué est représentée ci-dessous (le produit CL est calé de manière à reproduire une évacuation de 1094 m³/s à la cote 91)(*Etude du barrage de Zit Emba ; A.N.B.T. 2000*)

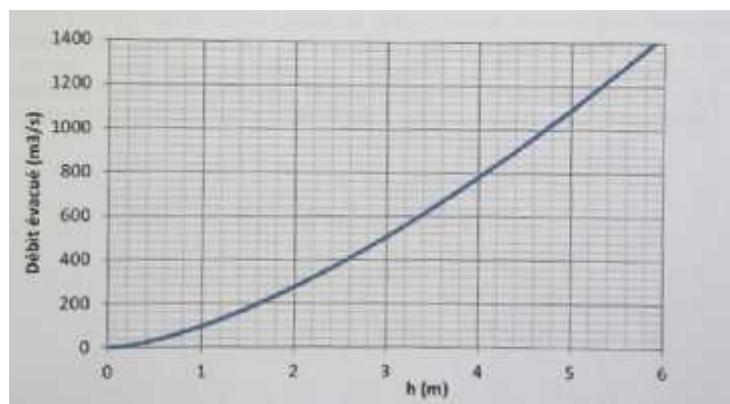


Figure 9- Zit Emba – Courbe de débit de l'évacuateur de crue

(A.N.B.T 2000)

Notons que l'influence de cette courbe de débits évacués est faible pour l'étude. Effectivement, les débits représentés sont des débits de crue exceptionnelle avec de faible période de retour évacués de façon très rapide grâce à l'évacuateur de crue, ce qui n'a pas trop d'influence sur notre étude qui est de l'échelle journalière.

II.2.2.4.1.15. Résultat de la simulation sur le barrage de Zit Emba

Une fois tous les paramètres cités ci-dessus injecté dans la simulation, nous obtenons les résultats qui sont les débits d'eau à l'Oued Kebir, qui sera dorénavant décrite comme zone de prise d'eau, à l'aval du barrage Zit Emba et qui sont exprimés sur un pas de temps journalier.

Tableau 12- Zone de prise d'eau – apports liquides – données mensuelles et annuels

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	ANNUEL (hm3)
1969	2,43	4,61	1,61	77,22	0	0	0	0	0	0	0	0	85,87
1970	0,2	4,97	0,49	1,18	11,09	8,22	34,18	80,26	9,05	2,01	0,95	0,84	153,44
1971	2,2	24,7	3,04	7,46	44,33	57,86	52,02	26,89	4,6	1,22	0,36	0,14	224,82
1972	0,8	2,22	0,83	8,99	108,73	19,08	31,65	42,82	11,51	3,17	0,9	0,28	230,98
1973	1,61	1,69	0,78	2,38	104,18	48,52	132,29	19,83	4,59	2,35	0,43	0,36	319,01
1974	0,3	4,25	3,63	2,59	1,18	3,71	2,55	4,17	1,09	0,3	0,11	0,18	24,06
1975	0,1	0,16	0,84	3,92	0,85	16,72	8,6	1,91	3,36	0,45	0,14	0,13	37,18
1976	0,35	27,05	91,52	8,95	12,05	19,65	35,31	3,76	2,65	0,74	0,16	0,12	202,31
1977	0,26	0,42	1,13	0,73	17,61	5,15	2,35	4,42	2,95	0,75	0,13	0,14	36,04
1978	0,1	0,31	2,43	3,12	6,62	39,71	5,47	18,09	2	0,55	0,09	0,03	78,52
1979	2,97	1,91	2,75	1,61	3,34	28,89	28,58	79,6	5,03	1,57	0,24	0,08	156,57
1980	0,08	1,73	0,78	54,82	3,21	2,02	10,35	2,97	1,67	0,48	0	0	78,11
1981	0,47	0,62	0,87	4,83	40,25	51,17	7,63	5,49	1,37	0,2	0,13	0,1	113,13
1982	0,25	8,48	23,27	65,66	24,73	33,63	86,08	35,69	8,75	0,76	0,06	0	287,36
1983	0,03	0,06	17,52	10	15,46	3,92	17,65	2,07	0,68	0,02	0	0	67,41
1984	0,48	9,9	2,39	110,59	118,12	213,1	70,75	20,9	5,76	1,68	0,39	0,43	554,49
1985	0,36	0,59	0,85	1,19	160,8	45,16	135,77	25,43	8,61	1,1	0,28	0,2	380,34
1986	0,02	4,99	28,84	105,33	10,78	10,47	24,65	1,62	0,53	0,17	0	0	187,4
1987	0	0,24	0,68	0,76	83,51	190,35	60,69	45,61	8,98	1,79	0,1	0	392,71
1988	0	0	0,26	31,52	2,06	3,36	6,25	0,48	0,41	0,58	0	0	44,92
1989	0	0,59	0,56	2,2	7,83	16,19	6,82	2,24	1,14	0,1	0	0	37,67
1990	0	0,98	23,61	96,4	29,37	1,95	1,47	0,71	2,63	0,07	0	0,28	157,47
1991	0,33	5,57	1,32	1,07	40,41	56,03	65,17	31,28	3,57	2,02	0,02	0,2	206,99
1992	0,04	0,04	19,49	46,01	2,69	12,71	30,81	88,93	35,14	2,86	0,48	0,08	239,28
1993	0	0,48	0,09	15,32	83,7	5,79	17,06	3,34	8,38	0,26	0,01	0	134,43
1994	0	3,15	2,04	11,46	27,94	61,01	6,19	10,19	1,26	0,01	0	0	123,25
1995	7,45	0,53	4,15	3,6	187,5	4,44	56,99	3,18	0,99	4,3	3,39	0,02	276,54
1996	0,04	0,83	0,34	4	19,7	127,79	41,54	14,53	7,51	0,74	0,01	0,01	217,04
1997	1,54	4,86	36,25	67,2	6,63	1,33	2,11	0,66	0,13	0	0	0	120,71
1998	0,64	0,37	61,47	23,33	27,91	32,41	11,61	3,55	13,18	0,31	0,01	0	174,79
1999	0,02	0	0,48	13,72	37,38	107,13	13,12	7,67	3,23	0,1	0,03	0	182,88
2000	0	1,42	0,75	1,49	12,5	2,63	2,08	1,32	20,04	1,5	0,08	0,07	43,88
2001	0	0	0	0	12,79	27,18	1,7	1,56	1,05	0,1	0	0	44,38
Moyenne annuelle (hm3/an)													170,12

(A.N.B.T 2012)

Chapitre II – Etude de la prise d'eau

Le tableau ci-dessus représente les apports liquide à la zone de la prise d'eau (1620 km²), à l'aval de la station de Ain Charchar 1130 (km²), obtenu en tenant compte du coefficient d'écoulement corrigé de la région de la zone d'Ain Charchar et des apports mensuels et annuels du bassin versant d'Ain Charchar, par la formule suivante :

$$Q(\text{prise d'eau}) = \frac{1}{1} \times Q(\text{Ain Charchar})$$

Tableau 13- Zone de prise d'eau – simulation 0% - apports liquides – mensuelles et annuels

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	ANNUEL (hm3)
1969	1,41	2,67	0,93	44,79	0	0	0	0	0	0	0	0	49,8
1970	0,02	4,48	0,1	0,73	6,43	4,77	19,83	69,16	14,3	1,22	0,55	0,48	122,07
1971	0,16	8,08	1,73	3,57	33,87	31,44	33,38	19,88	2,88	0,66	0,01	0,01	135,67
1972	0,77	1,63	0,81	4,26	63,4	19,92	29,21	38,8	11,17	3,13	0,89	0,28	174,27
1973	1,16	1,05	0,14	1,07	65,21	39,47	97,22	35,43	3,1	1,07	0,07	0	244,99
1974	0	3,57	2,81	1,66	0,18	1,59	1,04	1,84	0,32	0,14	0	0	13,15
1975	0	0	0,46	3,42	0,09	9,39	4,53	0,28	1,28	0,03	0	0	19,48
1976	0,07	20,52	52,33	4,09	10,25	12,76	22,95	2,07	1,29	0,28	0,03	0	126,64
1977	0	0	0,47	0	12,75	2,98	0,9	1,39	1,43	0,34	0	0	20,26
1978	0	0,11	2,16	2,72	4,52	17,8	2,55	9,43	0,99	0,17	0,01	0,02	40,48
1979	1,29	1,13	2,24	1,4	2,88	20,62	17,79	31,45	3,71	1,23	0,13	0	83,87
1980	0	0,26	0,52	27,2	2,47	1,7	2,4	1,56	1,23	0,36	0	0	37,7
1981	0,27	0,36	0,5	2,79	10,94	19,73	2,23	2,15	0,72	0,03	0	0	39,72
1982	0,14	4,89	13,42	37,87	14,28	19,4	49,65	20,58	5,05	0,44	0,04	0	165,76
1983	0,02	0,04	10,1	5,77	8,91	2,26	10,28	1,19	0,39	0,01	0	0	38,97
1984	0,28	5,71	1,38	63,79	68,13	135,39	67,76	18,57	4,41	0,98	0,23	0,25	366,88
1985	0,23	0,46	0,23	0,33	155,1	41,51	130,62	24,6	7,58	0,66	0,16	0,11	361,59
1986	0	3,38	15,91	60,47	9	8,7	19,57	0,03	0,07	0,02	0	0	117,15
1987	0	0,14	0,39	0,44	58,25	149,63	55,92	46,84	7,77	1,44	0,1	0	320,92
1988	0	0	0,15	18,18	1,19	1,94	3,6	0,28	0,23	0,33	0	0	25,9
1989	0	0,34	0,32	1,27	4,52	9,34	3,94	1,29	0,66	0,06	0	0	21,74
1990	0	0,57	13,62	55,6	16,94	1,13	0,85	0,41	1,51	0,04	0	0,16	90,83
1991	0,19	3,21	0,76	0,61	23,31	32,32	37,59	18,04	2,06	1,16	0,01	0,11	119,37
1992	0,02	0,02	11,24	26,54	1,57	7,33	17,77	51,29	20,27	1,65	0,27	0,05	138,02
1993	0	0,25	0,05	8,84	48,28	3,34	9,84	1,93	4,83	0,15	0,01	0	77,52
1994	0	1,82	1,18	6,61	16,12	35,19	3,57	5,88	0,73	0	0	0	71,1
1995	4,29	0,31	2,4	2,08	108,15	2,56	32,87	1,83	0,57	2,48	1,95	0,01	159,5
1996	0,02	0,48	0,2	2,31	11,36	73,71	32,82	8,46	9,21	0,45	0,01	0,01	139,04
1997	0,89	2,82	20,91	38,76	3,83	0,77	1,22	0,38	0,07	0	0	0	69,65
1998	0,37	0,21	35,46	13,46	16,1	18,69	6,69	2,05	7,6	0,18	0	0	100,81
1999	0,01	0	0,28	7,91	21,56	61,79	7,57	4,43	1,86	0,06	0,02	0	105,49
2000	0	0,82	0,43	0,86	7,21	1,52	1,2	0,76	11,56	0,87	0,05	0,04	25,32
2001	0	0	0	0	7,38	15,68	0,98	0,9	0,6	0,06	0	0	25,6
Moyenne annuelle (hm3/an)													110,58

(A.N.B.T. 2012)

La table 13 ci-dessus, représente les apports liquides mensuels à la zone de la prise d'eau en prenant en considération le résultat de la simulation de l'influence du barrage Zit Emba (en amont) sur la quantité d'eau écoulé à la zone de la prise d'eau. J'ai pris comme hypothèse que les eaux de retour d'irrigation par infiltration sont de 0%.

A partir des apports reconstitués à la prise d'eau obtenus, nous avons déterminé les débits et volumes d'eau journalier transférables par pompage au réservoir d'Enkouche.

Suite à ces résultats, et son omettre le fait que l'Oued Kebir, au niveau de la zone de la prise d'eau, pouvait être alimentée durant la période sèche par les eaux de la nappe du Kebir, nous proposons d'arrêter le pompage durant la période sèche (Mai à Novembre inclus), pour ne pas pomper les eaux de la nappe aux risques de faire baisser son niveau d'eau et causer le phénomène d'intrusion marine (la zone étant une zone côtière).

II.3. Définition d'une prise d'eau

Un ouvrage de prise d'eau est une structure destinée pour le captage des eaux superficielle.

II.3.1. Critère de l'emplacement de l'ouvrage de prise

- Le site doit être géologiquement stable
- Tenir compte du processus hydro biologique
- Doit être approuvé par les services de santé et d'environnement
- Tenir compte de la variation du niveau d'eau (Plus Hautes Eaux et Plus basses Eaux)
- Tenir compte du débit de charriage (dans ce cas il faut un canal ou conduite d'amenée)
- La prise d'eau doit être à l'amont de l'agglomération
- Dans le cas d'un prise instable (glissement et un marnage important, il faut prévoir une prise d'eau flottante)

L'ouvrage de prise d'eau est prévu près de la localité de Bou Chichiya à la sortie de la courbe modifiant la direction de l'oued Kebir du nord vers l'ouest.

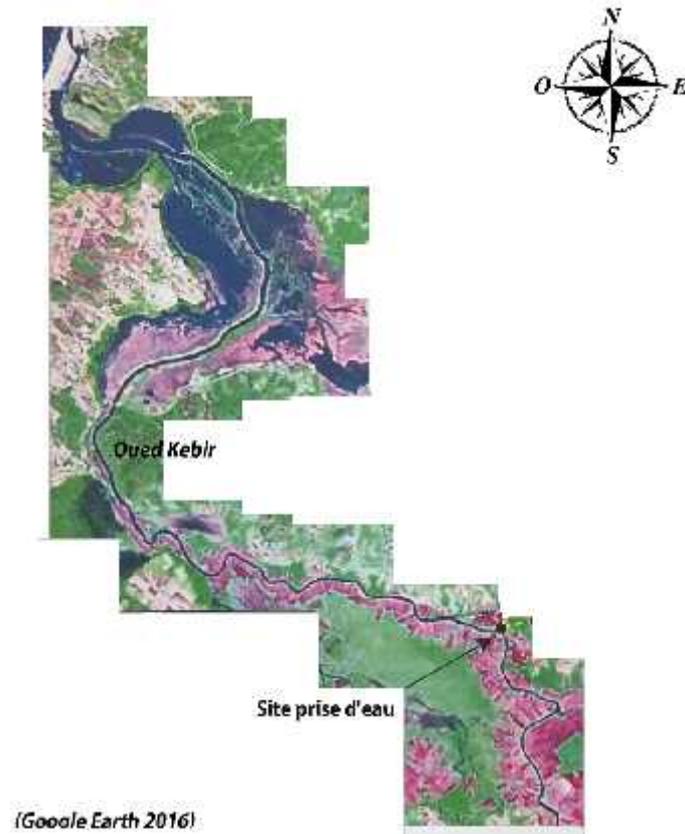


Figure 10- Emplacement de la prise d'eau

II.4. Schéma d'ouvrage de prise d'eau

1- Schéma de station riveraine assemblée :

Dans ce cas, on fera face à :

- Débit de charriage faible
- Faible variation du plan
- Profondeur d'eau au niveau de la rive assez importante pour pouvoir installer



l'ouvrage de prise

Figure 11- Schéma de station riveraine assemblée

2- Schéma de station riveraine séparée

Dans ce cas, il sera question de :

- Débit de charriage important
- Variation du plan d'eau importante



Figure 12- Schéma de station riveraine séparée

3- Schéma de station en rivière ou en retenue

Dans ce cas, on a de larges étendues et faibles profondeurs (lacs, rivière ou retenue). La



Figure 13- Schéma de station en rivière ou en retenue

station de pompage dans ce cas est près du barrage

Dans notre cas, la variation du plan d'eau est assez importante, les données suivantes sont obtenues au niveau de l'A.N.B.T (2016) :

Niveaux d'eau de l'Oued Kebir :

- Niveau d'étiage : -0.70m
- Niveau des plus basses eaux (période humide ; Décembre à Avril inclus) : +3.50m
- Niveau des plus hautes eaux (période humide ; Décembre à Avril inclus) : +5.30m
- Niveau maximum de crue (estimation) : +6.50m

En s'appuyant sur cela, nous optons pour le deuxième schéma (station de pompage riveraine séparée).

Quant au charriage, il est estimé que Les MES ne dépassent pas 2 g/l [2]

II.5. Conception de l'ouvrage de prise d'eau

Pour concevoir un ouvrage de prise, il faut tenir compte des critères suivants

- 1- Forme parallélépipédique pour l'ouvrage de prise
- 2- Les faces en faces du courant doivent être pleines
- 3- Le dessus de l'ouvrage de prise doit être fermé
- 4- Une grille doit être prévue à l'entrée de l'eau
- 5- La vitesse de l'eau à l'entrée ne doit pas dépasser 15 cm/s
- 6- Prévoir une durée de vie de l'ouvrage de 30 à 50 ans après sa mise en service
- 7- L'ouvrage de prise doit être au-dessus du fond d'au moins 1.2m

II.5.1. Les types de prise d'eau

On retrouve deux principales catégories de prises d'eau, on cite :

- Temporaire = groupes électropompes mobiles
- Permanentes = groupes électropompes fixe

II.5.1.1. Les prises d'eau permanentes

- a. Prise d'eau dans le fond de l'oued (cours d'eau) (prise d'eau noyée)
- b. Prise d'eau sur canal
 - i. Type simple
 - ii. Type bâche
- c. Prise d'eau sur berge
- d. Prise d'eau en retenue en lac
- e. Tour de prise : généralement installée le plus près possible de la rive. Elles exigent une profondeur minimale de 3m
- f. Tour d'eau située sur le rivage : une structure en béton qui résiste à l'inondation, elles exigent une profondeur minimale de 1.8m

II.5.2. Comparaison entre es différents types de prise d'eau

Tableau 14- comparaison entre les différents types de prise d'eau

Type	Avantages	Inconvénients
Prise d'eau noyée	<ol style="list-style-type: none"> 1- Cout faible 2- Simple et facile à construire 	<ol style="list-style-type: none"> 1- Prélèvement à une hauteur fixe 2- Entretien difficile 3- Eau près du fond de qualité dégradée
Tour de prise	<ol style="list-style-type: none"> 1- Cout moyen 2- Prélèvement à différents niveaux 3- Tient compte de la position de l'eau de la meilleure qualité 	<ol style="list-style-type: none"> 1- Cout peut être élevé 2- Moins accessibles que les tours installées sur le rivage
Prise d'eau flottante	<ol style="list-style-type: none"> 1- Cout faible à moyen 2- Peut être utilisée si le niveau d'eau est peu élevé et si le charriage est important 	<ol style="list-style-type: none"> 1- Prélèvement d'eau à une hauteur fixe sous la surface libre 2- Ancrage important 3- Difficile à réaliser

L'aménagement s'agissant d'un transfert dont la durée de vie est estimée de 30 à 50ans, nous optons pour une prise d'eau de type permanent.

En vue des aspects techniques (l'Oued Kebir ayant une pente très faible de l'ordre de 2 à 5 pour 10 000 (A.N.B.T. 2016), le lit majeur de l'Oued s'étant sur une région vaste par rapport au lit mineur, ce qui peut en effet en période de crue causer la noyade de la prise d'eau qu'on souhaite mettre au droit de l'Oued.

Une solution avec un seuil (ou un barrage mobile) et un canal de dérivation n'apparaît pas adaptée aux conditions du site. En effet, l'oued ayant une pente très faible (de l'ordre de 2 à 5 pour 10 000), la courbe de remous associée aurait des incidences plusieurs kilomètres à l'amont de l'ouvrage. Par ailleurs, l'existence d'une nappe alluviale est défavorable à cette solution

La tour de prise étant une variable à ne pas considérer en vue de la nature de la source de captage (Oued).

Variable retenue : prise d'eau noyée

La prise d'eau est implantée au niveau du coude de l'Oued Kebir, sur la rive droite, ce qui est une position favorable pour éviter les dépôts et sédiments qui se déposeront plutôt sur la rive intérieure du coude (rive gauche). (Voir figure 10)

La prise d'eau doit être à un niveau suffisamment bas pour assurer une alimentation gravitaire vers la station de pompage quel que soit le niveau d'eau et pour fonctionner correctement et limiter les vortex même en cas de niveau d'eau minimum dans l'Oued.

Elle est divisée en deux parties indépendantes reliées toutes les deux à un tunnel entré en charge. Cette configuration permet de n'arrêter que la moitié de la station de pompage en cas d'incident ou d'opération de maintenance.

Le tunnel d'amenée qui relie la prise d'eau à la station de pompage est divisé en deux tunnels indépendants de section rectangulaire avec une demi-cercle en haut tout en béton.

Le dimensionnement de ces deux conduites d'amenée dépendra du débit de la station de pompage. Ils seront dimensionnés de telle sorte à ne pas avoir de dépôt suite à des vitesses d'écoulement trop lentes, mais aussi pour ne pas causer d'érosion aux parois intérieures de la conduite suite à des vitesses d'écoulement trop importantes.

Tableau 15- Vitesses recommandées dans la conduite d'amenée

	Vitesse m/s	
	Min	Max
Objectif	0.9	1.22
Limite	0.6	1.85

Une vitesse limite de 0.8 m/s est prise comme norme pour le dimensionnement de ces éléments, le débit les traversant étant le débit nominal de la station de pompage qui est de 4 m³/s.

- Diamètre des conduites :

$$Q = V * S \quad \text{Avec} \quad Q : \text{débit (2 m}^3/\text{s par conduite)}$$

V : vitesse d'écoulement (1.22 m/s)

S : section intérieure des conduites

Cette relation donne une superficie de 5.4 m². Ce qui se traduit par une forme rectangulaire de dimension 1.90 x 1.35 et Ø950 pour la partie demi-circulaire.

Vérification de la vitesse :

Section rectangulaire :

$$Q_{t1} \quad \acute{e} = Q_{t1} * \frac{S_i}{S_i} \frac{r_{\acute{e}}}{t_t} = 1.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{Q_{t1} \quad \acute{e}}{S_{r1}} = 0.6 \text{ m/s}$$

Section demi-cercle :

$$Q_{t1} \quad \acute{e} = Q_{t1} * \frac{S_i}{S_i} \frac{d_t - c}{t_t} = 0.568 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{Q_{t1}}{S_{dt} - e} = 0.8 \text{ m/s}$$

Ces deux vitesses sont dans la fourchettes des vitesses admissibles. On retient alors les ces dimensions pour la suite du projet.

Cette galerie sera perforée sous terre à l'aide de machines foreuse adéquate qui fera des injections de béton en prenant la forme souhaitée. L'épaisseur de la couche de béton doit satisfaire le critère de résistance de l'ouvrage et doit stopper la pénétration de l'eau, le sol entourant la galerie d'amenée étant saturé. L'épaisseur sera déterminée par la formule suivante :

$$e = \frac{D}{1} (E.N.S.H 2016)$$

D étant le diamètre du cercle équivalent ayant la même superficie que la forme de la galerie d'amenée.

$$D = 2.5 \text{ m} \quad \text{pour } S = 5.00 \text{ m}^2$$

$$e = \frac{2.5}{1} = 0.25 \text{ m}$$

II.6. Le système de dégrillage

Chaque poste de pompage doit être munis d'un système de dégrillage qui protégera les équipements de la station tel que les gros débris jusqu'aux particules les plus fines en se munissant d'un système de tamisage.

L'eau d'Oued Kebir n'ayant pas une turbidité très élevée (Les MES ne dépassent pas 2 g/l (A.N.B.T. 2014)). La stabilisation de l'eau dans le puit de prise est suffisante pour atteindre un niveau non dangereux pour l'équipement hydraulique de la station de pompage, toutefois, en ce qui est des gros débris, on préconisera un dégrilleur au niveau des entrées de la prise d'eau. On retrouve trois principaux types de dégrilleurs :

II.6.1. Grilles à nettoyage manuel

Elle est légèrement inclinée (afin de faciliter le raclage) et est surmontée d'une plateforme qui facilite le ramassage manuel des débris. La grille doit être amovible et dotée d'un système mécanique ou motorisé permettant son relevage à des fins de nettoyage. Les tiges qui composent les grilles doivent être robustes en plus d'être droites, rondes ou rectangulaires.

II.6.2. Grilles mobiles à nettoyage automatique

Ces grilles sont composées d'une série de tamis rectangulaires dont le mouvement mécanique est rotatoire et ascendant. Chaque tamis est nettoyé par des jets d'eau lorsqu'il atteint le niveau du plancher.

II.6.3. Grilles fixes à nettoyages automatique

Fixes et robustes, sont équipées d'un système de raclage permettant de gérer efficacement de grandes quantités de débris de différentes tailles.

La prise d'eau étant de type noyé, il n'y est prévu aucun équipement hydro-électromécanique. Les seuls équipements de la prise d'eau sont les grilles, les pièces fixes pour installer les batardeaux de maintenance, et les mesures de niveau.

La prise d'eau doit être équipée de grille mais également de rainures pour venir y placer des batardeaux pour la maintenance. Les batardeaux de la prise d'eau seront stockés à la station de pompage et seront transportés jusqu'à la prise d'eau par camion

L'écartement des barreaux des grilles sera d'environ 20 cm pour empêcher les poissons de passer.

Deux ensembles de mesure de niveau de type sonde piézométrique immergés seront installés au niveau de la prise d'eau en amont et en aval des grilles. Ces sondes transmettront le niveau d'eau dans l'Oued et détecteront une obstruction excessive des grilles pour avertir de la nécessité de nettoyage. Nous avons opté pour le choix des grilles à nettoyage manuel car le type de la prise d'eau est le type noyé sera en conflit avec les installations électromécaniques qu'il faut pour des grilles à nettoyage automatique.

Nous préconisons aussi des dégrilleurs fins à l'entrée des deux bâches d'aspiration

Les deux batardeaux obtureront les conduites d'amenée sur une section de 2.80 m par 2.40 m et seront installés directement au moyen d'un camion grue.

II.6.4. Dimensionnement du dégrilleur

Méthode de KRISHMER :[3]

La largeur de la grille est donnée par l'expression: $L_g = S \cdot \sin \varphi / H_{\max} \cdot (1 - S) \cdot K$

Où :

L : largeur de la grille (m).

φ : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($\varphi = 60^\circ$).

H_{\max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille $H_{\max} = (0,15-1,5)$ m.

φ : Fraction de surface occupée par les barreaux.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_p/V$).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Donc : $L_g = Q \cdot \sin r / V \cdot H_{\max} (1 - S) \cdot K$

II.6.4.1. Grille grossière

- **Calcul de la largeur :**

$$\angle = 60^\circ.$$

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend: $V = 1.2 \text{ m/s}$.

$$H_{\max} = 1.5 \text{ m}.$$

$K = 0,25$ (manuelle).

$$\phi = e/e+d = 0.02/0.02+0.1 = 0,17 \quad \text{Avec :}$$

Pour grille grossière on a d : espacement des barreaux ($d=08\text{cm}$)

e : épaisseur des barreaux ($e=2\text{cm}$)

Donc :

$$L = \frac{2 \cdot 2 \cdot (6)}{1.2 \cdot 1.5 \cdot (1 - 0.1) \cdot 0.2} = 4.64$$

$$L_g = 4.64 \text{ m}$$

On opte alors pour deux dégrilleurs de de 2.30m de largeur chacun

- **Calcul de la longueur :**

On a une hauteur de grille de 1m

$$\sin(r) = H/B \text{ alors } B = H/\sin(r) = 1.5/\sin 60$$

$$B = 1.73 \text{ m}$$

Grille fine

- **Calcul de la largeur :**

$$\phi = e/e+d = 1/1+1 = 0,5 \quad \text{Avec :}$$

Pour grille fine on a d : espacement des barreaux ($d=0,3\text{à}1\text{cm}$)

e : épaisseur des barreaux ($e=1\text{cm}$)

$$L = \frac{2 * \sin (60)}{1.2 * 1.5 * (1 - 0.5) * 0.25} = 7.70 \text{ m}$$

L_g = 7.70 m.

On opte pour 3 dégrilleurs de 2.5m chacun

- **Calcul de la longueur :**

On a une hauteur de grille de 1m

Sin(r)=H/B alors B=H/Sin(r)=1.5/Sin60

B=1.73 m

Tableau 16- Résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Entrée galerie	Entrée bêche
	Grille grossière	Grille fine
La largeur L (m)	4.64	7.70
La longueur B(m)	1.73	7.73

II.7. Dimensionnement de la bêche de prise

La bêche de la prise d'eau est l'ouvrage qui est en relation direct et est alimentée par les deux conduites d'amenée. Son rôle est de permettre à l'eau de se tranquilliser ce qui permet aux particules fines nuisant à l'installation de pompage de se décanter.

Les MES ne dépassent pas 2 g/l (A.N.B.T 2016), il n'est pas nécessaire de prévoir d'équipement complexe de décantation (dessableur ou débourbeur)

- Tulipe :

De = 1.25 DaAvec : Da : Diamètre de la conduite d'aspiration

De : Diamètre de la tulipe

De = 687.25 mm

- Dimensionnement de la bêche de prise :

Les deux prises d'eau seront de mêmes dimensions et fonctionnent en parallèle. Cela permet de garder la moitié de la station fonctionnelle en cas de maintenance

$$V = Q \cdot t[4]$$

Avec :

Q : débit nominal de la station de pompage

T : temps de mise en charge de la crépine de la conduite d'aspiration de la pompe (prise 15 min)

$$V = 2 \cdot 15 \cdot 60 = 1\,800 \text{ m}^3$$

Pour ces proportions de dimensions, il est fortement recommandable d'opter pour une forme circulaire pour le bassin, et ce pour éviter l'infiltration que peut engendrer les angles des formes polygonales.

On prend une hauteur des bassins de 10m.

Nous choisissons donc deux baches de section circulaire en béton et dont le diamètre est de 15 m

L'installation visée, est composée de 2 baches de prises, chacun des bassins ayant un diamètre de Ø15000, pour pouvoir garder la moitié de la station fonctionnelle en cas de maintenance de la 2eme partie. La variante du nombre de pompes choisie sera répartie de la façon la plus équitable possible sur les deux baches identiques afin de faciliter les opérations de maintenance et d'exploitation.



Figure 14- Schéma de système de prise, vue de face



Figure 15- Schéma du système de prise, vue de plan

II.8. Conclusion

L'objet de ce chapitre était de faire l'étude de la prise d'eau, le premier élément qui constitue le système de transfert des eaux depuis Oued Kebir vers le barrage d'Enkouche.

Nous nous sommes attardé sur l'influence du barrage de Zit Emba qui se trouve à l'amont de la zone de la prise d'eau, car les données pluviométrique et hydrométriques disponible pour le bassin versant de l'Oued Kebir (1969-2001) sont durant la période où ce barrage n'était pas mis en service. La mise en service de ce barrage en 2001 a donc un impact qui a été quantifier sur les apports d'eau au niveau de la prise d'eau

Il a aussi été constaté qu'à la zone choisie pour l'implantation de la prise d'eau, les apports liquides disponible au niveau du cours d'eau n'était pas le seul facteur qui limiter les quantités d'eau transférables. Cette zone de l'Oued Kebir, et durant la période sèche, pouvait être alimentée par la nappe phréatique du Kebir. Pour ne pas pomper les eaux de la nappe aux risques de faire baisser son niveau d'eau et causer le phénomène d'intrusion marine (la zone étant une zone côtière) nous avons proposé d'arrêter le pompage durant la période sèche (Mai à Novembre inclus).

Pour ce qui est de la prise d'eau, notre choix s'est arrêté sur une prise d'eau de type noyée, constitué de deux galeries d'amenée en fuis de forme rectangulaire et demi-cercle en haut, d'une superficie totale de 5 m^2 sous terre qui alimente graviteraient deux bâches d'aspiration.

Notre prise d'eau est dimensionnée selon un débit maximum de $4 \text{ m}^3/\text{s}$, un débit qui s'avère le débit optimum issu d'une étude de régularisation du barrage de Enkouche, lieux de refoulement de notre système de transfert.

III. Introduction

Le but de ce chapitre est d'étudier les caractéristiques des variantes de tracé que nous proposons et de choisir celle qui répond le plus aux critères imposés pour ce type de projet.

III.1. Définition des variantes du tracé de la conduite de transfert

III.1.1. Vue d'ensemble

La figure 16 présente les options envisagées pour le tracé du transfert en direction du barrage de Enkouche ainsi que l'implantation des différentes ouvrages associés.

Il est de bonne guerre de mentionner que le terme 'Koudiet' utilisé dans le reste de l'étude, veut dire montagne ou zone montagneuse.

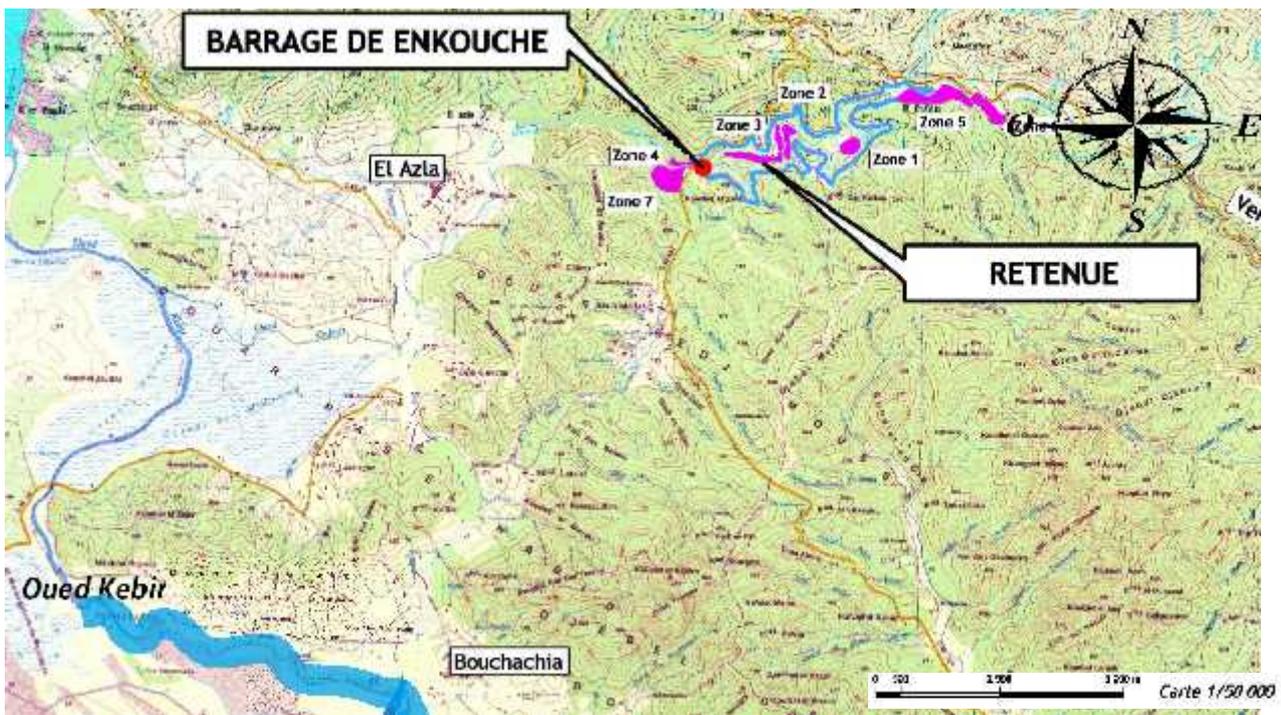


Figure 16- Vue d'ensemble de la zone du projet

(Carte d'Etat Majeur Wilaya de Annaba)

III.1.2. Variante A

La figure 17 présente la variante A proposée pour le tracé du transfert en direction du barrage de Enkouche ainsi que l'implantation des différents ouvrages associés.

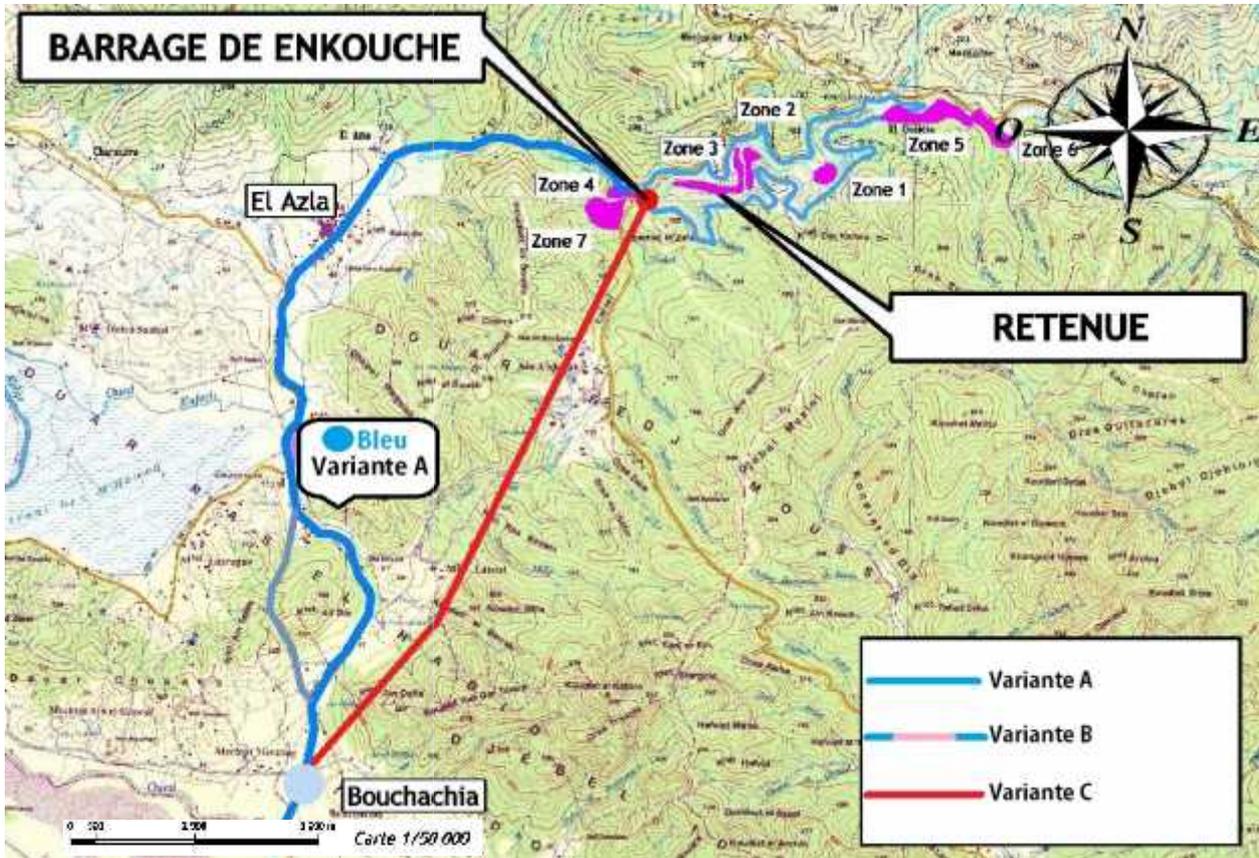


Figure 17- Tracé du transfert selon la variante A

(Carte d'Etat Majeur Wilaya de Annaba)

III.1.2.1. Contournement du Koudiet Ed Dib

A la sortie de la station de pompage, la conduite borde vers le Nord la route qui relie la plaine de l'Oued Kebir à la vallée de l'Oued Enkouche. Il est nécessaire de contourner le Koudiet Ed Dib. La première option consiste à contourner par l'Est. Dans ce cas, continue de longer la route qui passe le col avant de redescendre vers Douar Djedri.

III.1.2.2. Traversée du Douar Djedri

On constate qu'il faut faire une traversée d'Oued juste au niveau de la sortie du Douar Djedri

III.1.2.3. Traversée de la plaine de l'Oued Enkouche

On continue de longer la route en direction de Pont Cavalla, et on devra franchir par deux fois l'Oued Enkouche. Mais on a comme avantage de ne pas traverser les terres agricoles, de suivre un relief assez plat et de border tout du long une route déjà existante.

III.1.2.4. Franchissement du col à l'aval du barrage

Afin d'éviter le contournement de Koudiet Moor en longeant le méandre de l'Oued Enkouche, le tracé proposer passe par le col séparant le Koudiat Moor et le Dra Drahane. Le col franchi, on traverse de nouveau l'Oued Enkouche et on rejoint le barrage en rive droite

III.1.3. Variante B

La figure 18 présente la variante B proposée pour le tracé du transfert en direction du barrage de Enkouche ainsi que l'implantation des différents ouvrages associés.

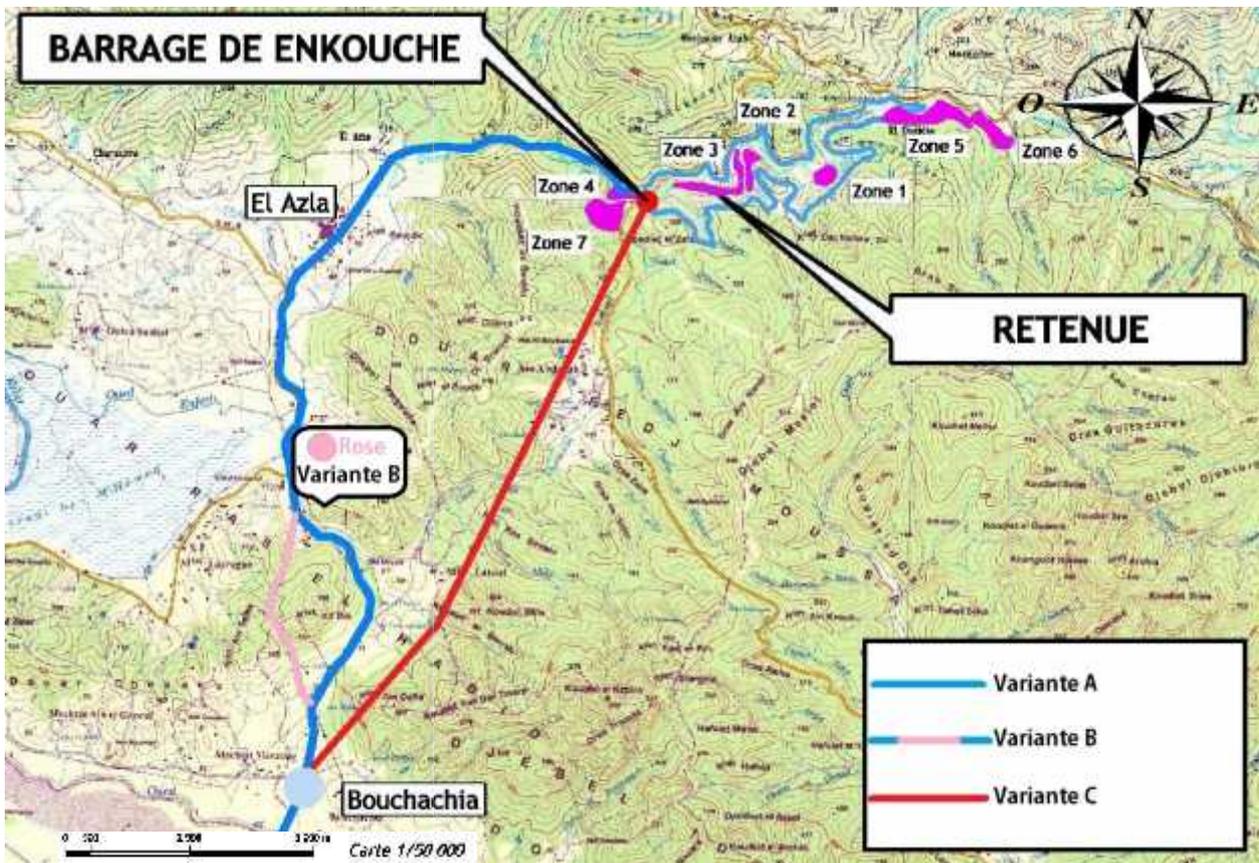


Figure 18- Tracé du transfert selon la variante B

(Carte d'Etat Majeur Wilaya de Annaba)

III.1.3.1. Contournement du Koudiet Ed Dib

A la sortie de la station de pompage, la conduite borde vers le Nord la route qui relie la plaine de l'Oued Kebir à la vallée de l'Oued Enkouche. Il est nécessaire de contourner le Koudiet Ed Dib. La seconde option consiste à contourner par l'Ouest. Dans ce cas, traverser de vastes montagneux avant de redescendre vers Douar Djedri.

III.1.3.2. Traversée du Douar Djedri

On constate qu'il faut faire une traversée d'Oued juste au niveau de la sortie du Douar Djedri

III.1.3.3. Traversée de la plaine de l'Oued Enkouche

On continue de longer la route en direction de Pont Cavalla, et on devra franchir par deux fois l'Oued Enkouche. Mais on a comme avantage de ne pas traverser les terres agricoles, de suivre un relief assez plat et de border tout du long une route déjà existante.

III.1.3.4. Franchissement du col à l'aval du barrage

Afin d'éviter le contournement de Koudiet Moor en longeant le méandre de l'Oued Enkouche, le tracé proposer passe par le col séparant le Koudiat Moor et le Dra Drahane. Le col franchi, on traverse de nouveau l'Oued Enkouche et on rejoint le barrage en rive droite.

III.1.4. Variante C

La figure 19 présente la variante A proposée pour le tracé du transfert en direction du barrage de Enkouche ainsi que l'implantation des différents ouvrages associés.

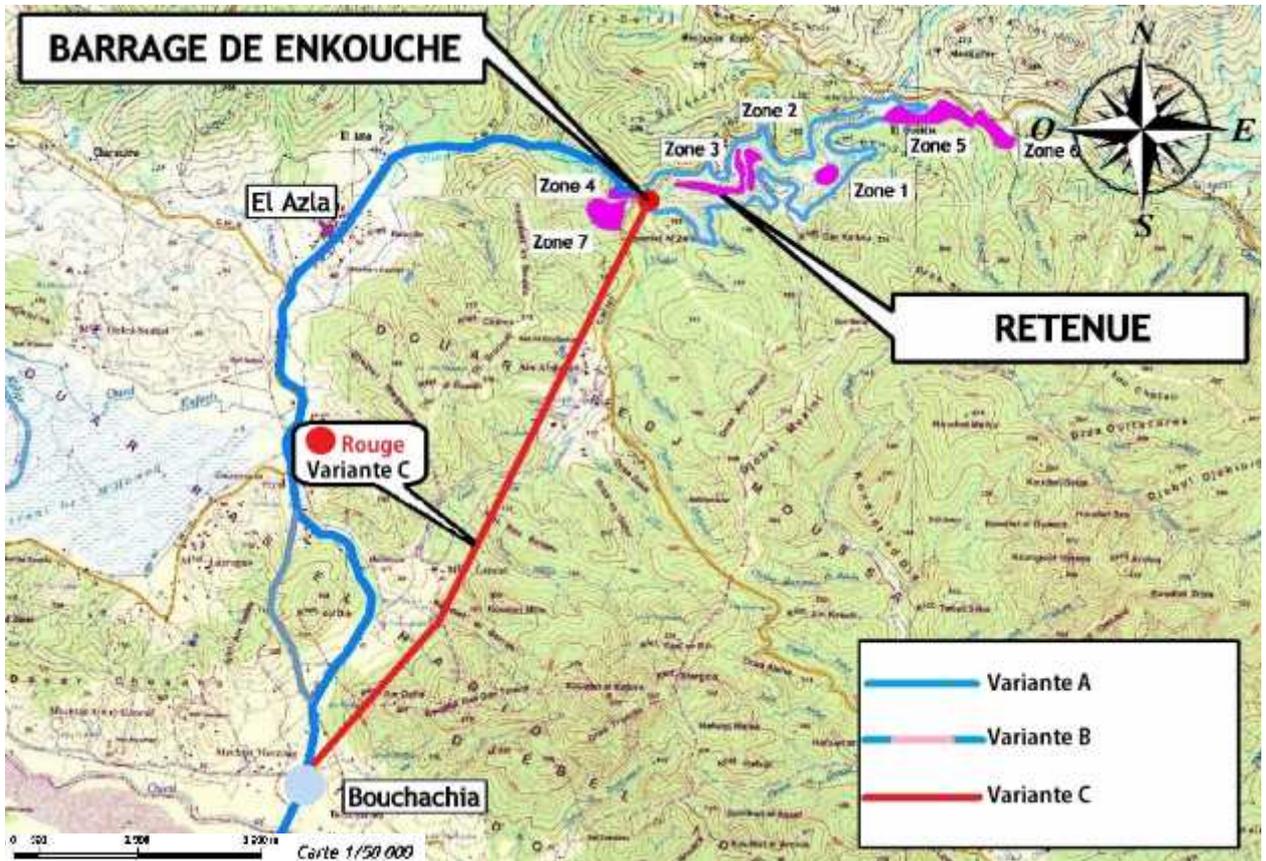


Figure 19- Tracé du transfert selon la variante C

(Carte d'Etat Majeur Wilaya de Annaba)

Dans cette variante, le tracé du transfert traverse de manière directe les terres agricoles privées, passe plusieurs fois par des Oueds et se pose, sur de bonne longueur sur des pentes accentuées.

Ce tracé rejoint le barrage en rive gauche les versant en rive gauche sont prétendue instable (A.N.B.T 2016)

Cette variante est surement plus facile et assez directe, et a l'avantage d'être la plus courte.

III.2. Estimation des prix des variantes

Le prix du transfert, plus précisément le prix de la conduite de refoulement sera déterminé par deux facteur principaux : le choix du type de matériau de la conduite de refoulement et la longueur de cette dernière. Le diamètre de la conduite est aussi un élément important à prendre en considération, mais ce dernier fera l'objet d'une étude à part.

Dans cette étude, pour l'estimation des couts des variantes, nous allons surtout nous concentrer sur la longueur de la conduite de refoulement pour chaque variante et sur le type de matériau de la conduite.

Notons que le prix du bitume recouvrant la conduite en acier afin d'éviter la corrosion n'a pas était pris en compte dans ces prix.

Tableau 17- Prix du transfert en kilomètre en fonction du type de conduite

Diamètre (mm)	800	1 000	1 200	1 500	2 000
Prix béton (M DZD/km)	67,86	95,27	125,48	175,50	255,06
Prix acier (M DZD/km)	60,00	83,57	120,00	176,67	267,00
Prix fonte (M DZD/km)	65,33	92,86	124,50	179,17	292,00

Les prix affichés dans ce tableau tiennent compte de la fourniture de la conduite, la pose de la conduite, les fouilles, le remblai et des frais divers. Pour le détail des prix, consulter annexe (annexe 4-1)

III.3. Comparaison entre les variantes

La comparaison entre les différents tracés considérés est explicitée dans le tableau suivant pour permettre une meilleure visibilité.

Tableau 18- Comparaison entre les variantes du tracé

	Variante A	Variante B	Variante C
Parcours	Contourner le Koudiet Ed Dib par l'Est en longeant la route préexistante. Suit presque sur toute sa longueur une route préexistante Traversé d'un Oued juste à la sortie du Douar Djedri On franchie par deux fois l'Oued Enkouche sur la plaine de l'Oued Enkouche Franchissement de l'Oued Enkouche juste à l'amont du barrage pour changer de rive d'arrivée	Contourner le Koudiet Ed Dib par l'Ouest en traversant des terres agricoles. Suit presque sur toute sa longueur une route préexistante Traversé d'un Oued juste à la sortie du Douar Djedri On franchie par deux fois l'Oued Enkouche sur la plaine de l'Oued Enkouche Franchissement de l'Oued Enkouche juste à l'amont du barrage pour changer de rive d'arrivée	- Traversé sur une majeure partie sur des terrain agricoles privés Pose de conduite difficiles relativement à la nature très accentuées du terrain traversé sur une longue partie. Terrains très fluctuants en termes d'altitude, présentant plusieurs successions de pentes et de contre pente très pointues Traversé de route
Relief	Assez plat relativement à la longueur parcourue.	Assez plat relativement à la longueur parcourue.	Très fluctuants en termes d'altitude.
Franchissement de route	0	0	2
Franchissement de	4	4	5

Oued			
Longueur totale	13.25 km	13.86 km	9.31 km
Prix estimé* (refoulement)			2 374,61
(MDZD) Ø2000	3 379,55	3 535,13	2 908,35
Béton	4 139,17	4 329,73	3 180,67
Acier	4 526,73	4 735,13	
Fonte			

Suite aux critères de comparaison explicités dans le tableau ci-dessus, nous avons opté pour la variante A, qui certes n'est pas la variante avec le cheminement le plus court pour la conduite, et n'est donc pas la moins coûteuse, mais elle cumule les aspects techniques les plus adaptés pour un tracé d'une conduite de transfert qui s'étale sur une longueur surpassant les 10 km.

La variante C est certes la plus courte, mais elle a les inconvénients de traverser sur une majeure partie de sa longueur des terres agricoles privées et de suivre un relief très fluctuant et difficiles d'accès, ce qui induira des problèmes importants lors de la pose de conduite sans parler du fait de l'instabilité de la charge au niveau de la conduites suites aux changements brusques de pente du relief de cette variante.

Variante arrêtée pour la suite du projet : La variante A.

III.4. Site d'implantation de la station de pompage

Tout enlèvement d'usine de pompage doit répondre aux critères suivants :

- Rapprocher les ouvrages d'adduction le plus possible afin d'avoir un tracé le plus économique
- Doit être installée dans une zone stable (géologie et inondation)
- Doit tenir compte des variations du plan d'eau d'aspiration
- Doit être installée de sorte que les travaux de terrassement soient minimes
- Une plateforme doit être prévue, élevée par rapport à la chaussée de 15 à 30 cm.
- Doit être installée en considérant un système de drainage et en prévoyant une verdure tout autour

La station de pompage doit être située en hauteur par rapport à l'oued Kebir, aux alentours de la cote 5 NGA, en contrebas de la route CW57 à environ 550m à l'Est immédiat du Douar Bououil, et à 550m de la localité de Bou Chichiya, la zone d'implantation de la prise d'eau.

Nous avons opté pour cet emplacement qui semble être à première vue assez éloigné de la prise d'eau ce qui n'est pas recommandé, car en effet le relief de la zone d'implantation de la prise d'eau est assez plat, et d'après les informations obtenues depuis l'A.N.B.T. (2016), le lit majeur de l'Oued Kebir là où la prise d'eau sera installée s'étend sur de vaste surface durant la période de crue.

Pour plus de sécurité, et en quête d'une bonne fondation pour notre bâtiment pour la station de pompage, nous nous sommes dirigés vers la localité urbanisée la plus proche.

III.4.1. Parcours de la variante choisie

A la sortie de la station de pompage, la conduite reliant la station de pompage au barrage d'Enkouche borde vers le Nord la route qui relie la plaine de l'oued Kebir à la vallée de l'oued Enkouche. Il est nécessaire de contourner le Koudiet Ed Dib. Le contournement sera effectué par l'Est, la conduite continue de longer la route qui passe le col avant de redescendre vers Douar Djedri. Une première traversée d'oued au niveau du Douar Djedri.

Le tracé du transfert borde ensuite la route jusqu'au Pont Cavalla en passant par Koudiet Megoula. Ce parcours a pour avantages majeurs de ne traverser les terres agricoles et de border tout du long une route déjà existante.

Afin d'éviter le contournement du Koudiat Moor en longeant le méandre de l'oued Enkouche, le tracé proposé passe par le col séparant le Koudiat Moor et le Dra Drahané.

Le col franchi, le tracé rejoint le barrage en rive droite. Il est donc nécessaire de traverser de nouveau l'Oued Enkouche à la sortie du col et de rejoindre la route existante menant au barrage en rive droite.

Le transfert depuis la prise d'eau au niveau de l'Oued Kebir vers le réservoir du barrage Enkouche a une longueur totale de 13,25 km.

Le levé topographique du tracé de cette variante est explicité dans les planches (planches 005 et planches 006)

III.5. Conclusion

Dans cette partie de l'étude nous avons définis plusieurs variantes quant au tracé de la conduite de transfert qui relie la prise d'eau au niveau de l'Oued Kebir au barrage d'Enkouche plus en amont.

Nous avons ensuite établi une comparaison entre les 3 différentes variantes proposées et explicité les raisons du choix de la variante retenue.

Nous nous sommes non seulement basé pour ce choix sur la longueur total du tracé, mais nous avons aussi pris en considération la nature topographique du terrain que la conduite doit traverser avant son arriver à destination, les aspects sociales et topographiques étaient les facteurs déterminants.

Prenant naissance au coude sur la rive droite de l'Oued Kebir à la localité de Bou Chichiya, elle relie la prise d'eau à la station de pompage, puis travers le parcours de la conduite d'adduction mentionné dans ce chapitre en comptant 4 traversé d'Oued jusqu'à arriver à la rive droite du barrage d'Enkouche prétendue plus stable. La longueur totale du tracé de conduite choisie est de 13.25 km.

IV. Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner la conduite de refoulement dans laquelle va transiter tout le débit pompé depuis la station de pompage vers l'ouvrage d'arrivé ' barrage de Enkouche.'

IV.1. Choix du type de matériau de la conduite

Le choix du type de conduite est régi par son cout, pose comprise, et par son diamètre. En effet, comme les conduites ne sont pas constitué du même matériau, les rugosités diffèrent entre les différents types de matériaux, donc les diamètres minimums nécessaires diffèrent d'un type de matériau à un autre.

Afin de déterminer le gain réel de la rugosité sur le diamètre des conduites, on peut estimer la différence des prix de l'aménagement en fonction du type de conduite choisie en faisant un rapport sur la perte de charge engendrée par la rugosité relativement au matériau de fabrication. Cette perte de charge, calculée dans notre étude par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta h = f \frac{L}{D_h} \frac{v^2}{2g}$$

La perte de charge alors, s'exprime en fonction du coefficient de frottement f de la longueur de la conduite et de son diamètre hydraulique (ici égal à son diamètre intérieur)

La principale inconnue à déterminer est le coefficient de frottement. En effet, ce terme comporte à la fois, le frottement du fluide sur la paroi ainsi que les frottement internes du fluide. Il est donc naturellement caractérisé par la rugosité et par le nombre de Reynolds. La valeur de f est donnée par la formule de Colebrook-White ou par le diagramme de Moody. Cette équation de Colebrook-White est valide pour la zone de transition et pour la zone de turbulence que la conduite soit lisse ou très rugueuse. Son expression est la suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} + 2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.7 D_h} + \frac{2.51}{R \sqrt{f}} \right) = 0$$

Il est maintenant nécessaire de discuter du choix de matériau et de sa rugosité. Deux valeurs sont requises, selon que la conduite soit récente ou vieille. En revanche, la perte de charge doit également prendre en compte l’effet de certaines singularités périodiques comme les joints entre les conduites et les angles entre les tronçons, elle est estimée comme suit :

$$\Delta h_{\text{si}} = 0.1 \Delta h_{\text{ll}} \quad \text{, pour el cas d'une adduction [10]}$$

Cette valeur est donc estimée à 10% de la perte de charge linéaire de la conduite de refoulement.

Les rugosités considérées dans l’études sont les suivantes :

Tableau 19- Rugosité des différentes conduites envisagées

Conduite	Rugosité (mm)		Coefficient de frottement long terme
	Cours terme	Long terme	
Béton	0.3	0.8	0.0170
Fonte	0.25	0.65	0.0162
Acier	0.1	0.5	0.0153

(A.N.B.T. les différentes études de transfert récentes, 2016)

On note donc, un écart de coefficient de frottement de 5% entre le béton et la fonte, et de 11% environ entre le béton et l’acier. Et donc, pour une même longueur et pour un même débit, le diamètre variera en fonction du type de conduite, ce diamètre sera moindre de 11% en cas d’acier et de 5% en cas de fonte par rapport à une conduite en béton.

Le deuxième élément important relatif au choix du matériau de la conduite est le prix unitaire du mètre linéaire de la conduite. Le prix du transfert en fonction du type de conduite est présenté dans le tableau ci-dessous. Le détail des prix de fourniture des conduites provient des moyennes de devis proposés par différentes entreprises sur un ensemble d’étude de transferts récents au niveau de l’A.N.B.T. 2016. Cela permet d’avoir une estimation générale des couts.

Notons que le prix du bitume recouvrant la conduite en acier afin d’éviter la corrosion n’a pas été pris en compte dans ces prix.

Tableau 20- Prix du transfert en kilomètre en fonction du type de conduite

Diamètre (mm)	800	1 000	1 200	1 500	2 000
Prix béton (M DZD/km)	58,00	81,43	107,25	150,00	218,00
Prix acier (M DZD/km)	60,00	83,57	120,00	176,67	267,00
Prix fonte (M DZD/km)	65,33	92,86	124,50	179,17	292,00

Les prix affichés dans ce tableau tiennent compte de la fourniture de la conduite, la pose de la conduite, les fouilles, le remblai et des frais divers.

Le détail des prix (prix fourniture/pose/excavation/remblais) est donné en annexe (voir annexe 4-1).

On observe que les prix du transfert sont relativement proches dans la gamme de diamètre considéré. Pour des raisons de facilité d'installation, il est en outre préférable d'opter pour des conduites en béton assemblés par élastomère, de manière à éviter les problèmes liés au soudage.

Il vient s'ajouter à cela la nature de notre terrain qui est limoneux-argileuse, ce qui est considéré comme un sol corrosif.

On va donc considérer pour la suite de l'étude des conduites en béton assemblé par élastomère.

IV.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement

Comme il a été constaté lors de l'étude de la prise d'eau, dans la partie de la détermination des quantités d'eau transférable de l'Oued durant la période de pompage (la période humide Décembre à Avril inclus). Le débit maximal refoulé s'élèvera à $4\text{m}^3/\text{s}$, conformément aux résultats des chapitres précédant.

IV.2.1. Déterminer le diamètre de la conduite de refoulement

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Plus le diamètre est petit, plus la perte de charge est grande et plus l'énergie dépensée sera importante.

Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre :

- Les frais de construction de la conduite de refoulement qui croissent avec l'augmentation du diamètre.
- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente

Pour ce faire, on considère plusieurs variantes diamètre, et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite, et d'autre part les frais d'exploitation.

La normalisation du diamètre intérieur de la conduite est faite conformément aux diamètres intérieurs disponibles des conduites en béton destinée aux refoulements sur le catalogue [4]

IV.2.1.1. Frais d’amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. On doit tenir compte l’annuité A d’amortissement, qui amortit un capital investis au taux « i », pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel :

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

Elle est de l’ordre de 8% en Algérie [10]. Nous allons l’arrêter à 8% pour le restant de l’étude.

Où :

n : nombre d’année d’amortissement (30 à 50 ans pour un transfert)

Pour être en cohérence avec la durée de vie estimée pour le barrage d’Enkouche, ouvrage d’arrivée du transfert, nous allons estimer la durée de vie de l’aménagement du transfert à 50ans

La table suivante explicite les prix du kilomètre de conduite de refoulement en béton selon les différents diamètres normalisés

Tableau 21- Variation du prix de la conduite de refoulement selon le diamètre

iamètre (mm)	800	1000	1200	1500	2000
Prix béton (M DZD/km)	67,86	95,27	125,48	175,50	255,06

Tableau 22- Frais de l’investissement amorti

Diamètre* (mm)	Prix du m L de conduite (Pi)* (DZD)	Longueur (L) de conduite (m)	Prix total de la conduite (P _{tc}) (M DZD)	Annuité (A)
----------------	-------------------------------------	------------------------------	--	-------------

				(M DZD)
800	5 040	13 250	67	0,116
1 000	8 429	13 250	112	0,195
1 200	11 016	13 250	146	0,254
1 500	15 900	13 250	211	0,367
2 000	35 698	13 250	473	0,824

IV.2.1.2. Frais d’exploitation

Il faut d’abord déterminer les pertes de charges ΔH engendrées dans les canalisations.

Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque diamètre.

On peut alors dresser le tableau suivant :

Tableau 23- Frais d’exploitation – conduite neuve (fbéton=0.014)

Diamètre (mm)	Gradient de pertes de charge « j* »	Longueur de la canalisation (L) (m)	Perte de charge * $\Delta H_t = j_t \cdot L + \Delta H_s$	Hmt (m)
800	0,0565025	13 250,00	823,52	910,52
1 000	0,0185147	13 250,00	269,85	356,85
1 200	0,0074407	13 250,00	108,45	195,45
1 500	0,0024382	13 250,00	35,54	122,54
2 000	0,0005786	13 250,00	8,43	95,43

$$* j = \frac{8f}{g\pi^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

j : représente la perte de charge linéaire par unité de longueur en fonction de son diamètre hydraulique (ici égal à son diamètre intérieur)

f : coefficient de frottement

g : accélération de la gravité (9.80665 m.s⁻²)

D : diamètre intérieur de la conduite

Q : débit nominal du projet (4m³/s)

ΔH_s : pertes de charge singulière considérées = 0.1 x ΔH_{ti}

* ΔH_t : pertes de charge totale

Tableau 24- Frais d’exploitation – conduite usée (fbéton=0.017)

Diamètre (mm)	Gradient de pertes de charge	Longueur de la canalisation (L)	Perte de charge * $\Delta H_t = j_t \cdot L +$	Hmt (m)
---------------	------------------------------	---------------------------------	--	---------

	« j* »	(m)	ΔH_s	
800	0,0686102	13 250,00	999,99	1 086,99
1 000	0,0224822	13 250,00	327,68	414,68
1 200	0,0090351	13 250,00	131,69	218,69
1 500	0,0029606	13 250,00	43,15	130,15
2 000	0,0007026	13 250,00	10,24	97,24

Tableau 25- Consommation et prix d’énergie – conduite neuve (fbéton=0.014)

Diamètre (mm)	Hmt i (m)	$N_t = \frac{\rho_l t_l}{\eta}$	Ni x t* x 152 Kwh annuel	Prix du Kwh (Da)	Prix de l’énergie (Da)
800	910,52	522 795,13	1 589 297,18	114,14	181 402 380,14
1 000	356,85	204 893,29	622 875,61	114,14	71 095 021,91
1 200	195,45	112 221,93	341 154,65	114,14	38 939 391,99
1 500	122,54	70 359,04	213 891,49	114,14	24 413 574,29
2 000	95,43	54 793,24	166 571,44	114,14	19 012 464,46

*t : désigne le nombre d’heures par jour de fonctionnement de la pompe (ici considéré 20h/24)

Le pompage se fait durant la période humide seulement (de Décembre à Avril inclus) = 152j par an.

D’après le règlement en vigueur à partir du 1^{er} Décembre 2015, le cout de l’énergie électrique pour les industries s’élève à 114.14 DZD/Kwh (A.N.B.T.2016)

Tableau 26- Consommation et prix d’énergie - conduite usée (fbéton=0.017)

Diamètre (mm)	Hmt i (m)	$N_t = \frac{\rho_l t_l}{\eta}$	Ni x t* x 152 Kwh annuel	Prix du Kwh (Da)	Prix de l’énergie (Da)
800	1 086,99	624 119,26	1 897 322,56	114,14	216 560 397,56
1 000	414,68	238 097,66	723 816,89	114,14	82 616 459,82
1 200	218,69	125 565,68	381 719,68	114,14	43 569 483,94
1 500	130,15	74 728,49	227 174,61	114,14	25 929 710,25
2 000	97,24	55 832,49	169 730,77	114,14	19 373 069,72

Il en va de soi, que pour le reste de l’étude, nous allons nous reposer sur les résultats obtenus en prenant en considération une conduite en béton armé usée dont le coefficient de frottement s’élève à

f = 0.017. Ce cas étant le plus défavorable, et qui traduit mieux le comportement de notre système durant sa période de vie.

Tableau 27- Bilan

Diamètre Dni	Amortissement (D.A.)	Exploitation (D.A.)	Total Ti (D.A.)
800	66 785 300,00	216 560 397,56	283 345 697,56

1 000	111 685 310,00	82 616 459,82	194 301 769,82
1 200	145 959 615,00	43 569 483,94	189 529 098,94
1 500	210 668 640,00	25 929 710,25	236 598 350,25
2 000	472 993 200,00	19 373 069,72	492 366 269,72

D’après les résultats obtenus de ce dernier tableau (la table 27), on peut dresser la courbe d’optimisation.

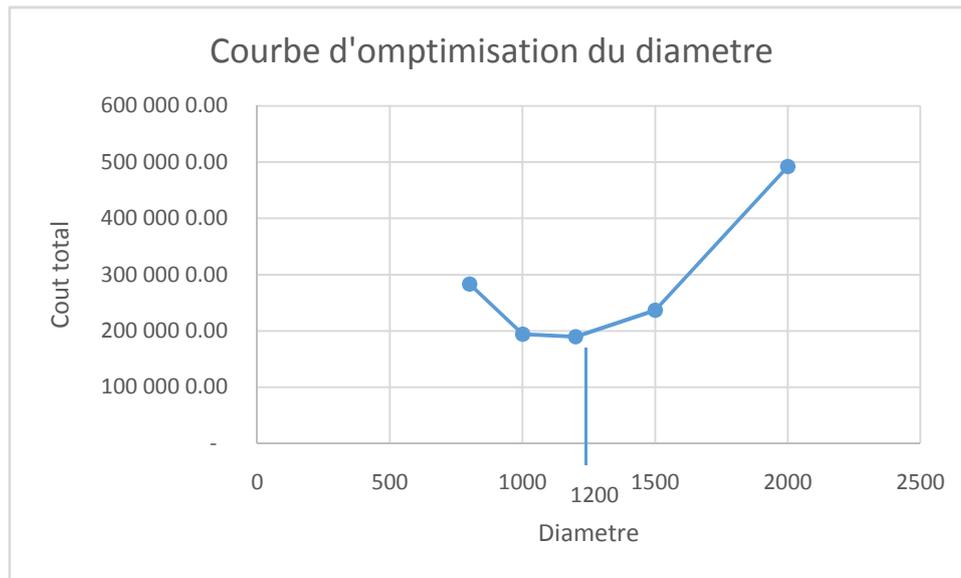


Figure 20- Courbe d’optimisation du diamètre de refoulement

D’après la figure 20, on constate que le diamètre issu de l’étude technico-économique est le diamètre Ø1 200, toute fois, avec le débit de notre projet, ce diamètre donne de trop grandes vitesses. Aussi, pour les conduites en béton, il est toujours recommandé selon des recommandation pratiques de normalisé le diamètre en considérant une majoration de supérieur et ce pour éviter les fissurations et l’usure prématuré des parois de la conduite.

Donc, on opte pour le diamètre intérieur normalisé Ø1 500, et ça sera le diamètre retenu pour la conduite de refoulement en béton armé qui s’étend sur les 13.25km de tracé, depuis la station de pompage vers la rive gauche du barrage d’Enkouche

IV.3. Conclusion

Les résultats de l'étude technico-economique pour le dimensionnement de notre conduite de refoulement a donné :

Une conduite en béton armé de diamètre normalisé Ø1500 mm (Ø intérieur)

La conduite de refoulement en béton armé a un même diamètre unique sur toute sa longueur qui est de 13.25 km.

Le cout total de la conduite de refoulement s'élève à 236,598 M DZD pour une durée de vie de l'ouvrage estimée à 50ans.

V. Introduction

Les moyens de pompage d'eau sont discutés dans ce chapitre. Le pré- dimensionnement de ces systèmes est également détaillé et tient compte des besoins identifiés sur tous les ouvrages. Ainsi qu'un emplacement adéquat pour la station de pompage.

V.1. Présentation du transfert

Le but du projet est de mobiliser les eaux de la basse vallée de l'Oued Kebir afin de participer au remplissage du barrage de Enkouche.

La station de pompage élève les eaux prélevées de l'Oued, afin d'alimenter le barrage d'Enkouche servant de stockage pour les apports naturels de son bassin versant associé s'y ajoutant les eaux transférées par cet aménagement.

L'aménagement du transfert est constitué de :

Une prise d'eau

Une amenée d'eau sous forme de deux galeries de section fer à cheval gravitaires

Deux bâches d'aspiration

Une station de pompage

Une conduite d'adduction par refoulement

Un réservoir d'arrivée (barrage d'Enkouche)

V.2. Choix de l'équipement de la station de pompage

V.2.1. L'Hmt requise par les pompes

Dans cette partie, l'étude concerne l'équipement de la station de pompage travaillant à son débit maximum. Tout le volume pompé est dirigé vers le barrage de Enkouche est le plan d'eau est supposé à la cote maximale de 93m au niveau du barrage. Il vient alors que la pression atteint son maximum dans ce cas.

La charge au droit de la station de pompage se calcule par la différence des hauteurs géométriques à laquelle vient s'ajouter les pertes de charge de la conduite de refoulement. Il

convient alors d'examiner deux cas. Le premier pour une conduite en béton récente et le second pour une conduite aux performances dégradées. Seul le coefficient de frottement est modifié entre les deux cas.

Il vient que la Hmt requise à la sortie de la station s'élevé à 122.54 m et 130.15 m, pour respectivement $f=0.014$ et $f= 0.017$ (voir chapitre 4).

Etant donné que la cote de la station de pompage est à 6m, le refoulement de la pompe devra être de 130.15 m pour assurer le débit voulu malgré le vieillissement des conduites.

V.2.2. Choix du nombre de pompes

La station de pompage possèdera une capacité de transfert jusqu'à $4 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'installation visée, est composée de 2 bâches de prises, pour pouvoir garder la moitié de la station fonctionnelle en cas de maintenance de la 2eme partie. La variante de pompes choisie sera répartie de la façon la plus équitable possible sur les deux bâches identiques afin de faciliter les opérations de maintenance et d'exploitation.

Pour la robustesse de l'installation, des pompes supplémentaires seront installées et serviront de secours. Le nombre de pompes de secours dépendra du nombre de pompes choisis de la sorte:

$n < 4$	1 pompe de secours
$4 < n < 6$	2 pompes de secours
$n > 6$	3 pompes de secours

n : nombre de pompes utiles.

V.2.2.1. Critère du choix du nombre de pompe

- Assurer le débit et l'Hmt visé dans le projet
- Avoir un nombre minimal de pompes
- Avoir un rendement maximal
- Puissance absorbée minimale
- Vitesse de rotation élevée
- (NPSH)_r minimum (anti-cavitationnel)

Choix des pompes

Le choix des pompes se fera en s'appuyant sur le catalogue des pompes.

Effectivement, nous disposons à présent du nombre et du types de pompes requis pour notre station de pompage.

Les données des pompes injectés selon le type de pompes sont les suivantes :

Tableau 28- Caractéristiques pompes

Q (m ³ /s)	4
Hmt (mCE)	130.15
NPSH (m)	6.5

Il vient alors les possibilités suivantes :

Tableau 29- Variantes des installations de pompage

n	Type	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	η %	N [Tr/min]	Pabs (Kw)	Nbre d'étage	(NPSH)r (m)	Droue (mm)
1	Na	Na	Na	Na	Na	Na	Na	Na	Na
2	Na	Na	Na	Na	Na	Na	Na	Na	Na
3	Axiale	1,3333	130.15	87,8	993	1521,32	1	5,99	860
4	Axiale	1	130.15	88,7	993	1091,14	1	4,63	841
5	Axiale	0,8	130.15	87,8	993	881,04	1	4,12	815,7
6	Axiale	0,6666	130.15	84,3	1 492	761,95	1	5,73	879,7
7	Axiale	0,57	130.15	86,5	1 492	677,89	1	5,48	853
8	Axiale	0,5	130.15	86,8	1 492	555,51	1	5,2	851,3
9	Axiale	0,4444	130.15	86,7	1 488	495,55	1	4,79	842,8
10	Axiale	0,4	130.15	85,6	1 488	450,82	1	4,57	835,2

n : Nombre de pompes

La lecture du tableau ci-dessus montre que le nombre minimum de pompes à installer s'élève à 4 pompes (+2) secours, pour un total de 6 pompes. C'est le cas ayant le meilleur rendement, la puissance absorbée la moins élevée. C'est le cas retenu dans la suite de l'étude. Les pompes seront installées en parallèles de façon à avoir le débit nominal de la station de pompage (4 m³/s) au niveau de la sortie de la station, dans la conduite de refoulement.

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau 30- Caractéristiques techniques des pompes choisies

	Type	Débit (m ³ /h) (m ³ /s)	Vitesse de rot. Max (tr/min)	Hmt max (m)
Pompe 01 m ³ /s	Axiale	1 200 ~ 10 000 0.333 ~ 1.77	1 800	240

V.2.3. Courbes caractéristiques et la pompe choisie

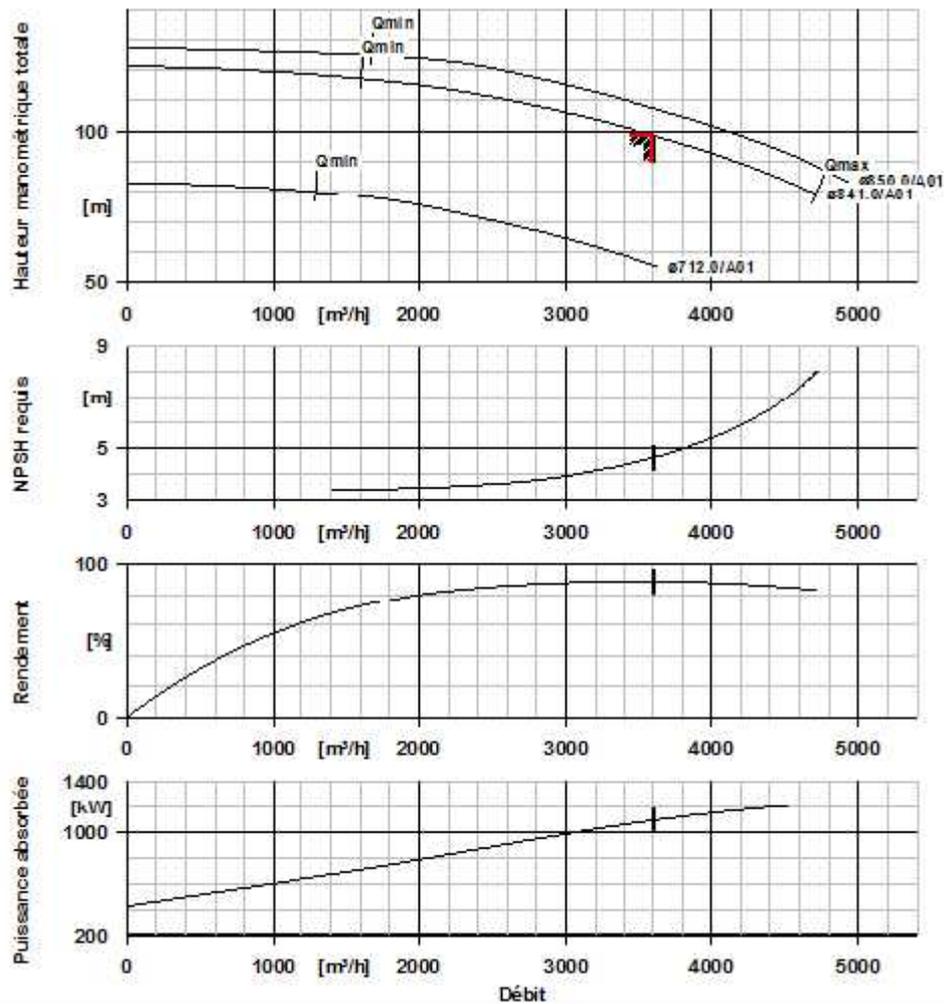


Figure 21- Courbes caractéristiques de la pompe

V.2.4. Choix du moteur

Le choix s'est fait en se reposant sur le catalogues de moteur pour pompes.

Pour ce faire, nous devons prendre en considération :

- Disposition de l'axe de la pompe
- Puissance absorbée de la pompe (corrigé avec un certain coef. Pour le moteur)
- Tension d'alimentation électrique (230v)
- Vitesse de rotation de telle sorte que : $N_m = N_{pe} \pm 200$

Chapitre V – Etude du pompage

- Puissance du moteur : $P_m = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H \cdot K}{\eta_a \cdot \eta_{pi} \cdot \eta_m}$
- Avec : $\eta_m = 0.8$
- $\eta_{pi} = 0.887$
- $\eta_a = 1$ (accélération)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur dans notre cas

$P_{nominale} = 5\,000\text{ kW}$

Les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau

Tableau 31- Valeur de K en fonction de la puissance nominale

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 $K=1,05$;

$$P = \frac{980.7 \cdot 9.08665 \cdot 1 \cdot 98.62 \cdot 1.05}{0.836 \cdot 0.8 \cdot 1}$$

$P_{abs\ pompe} = 1\,379.74\text{ kW}$

Tableau 32- Caractéristiques des moteurs électriques choisis

Puissance nominale :	5200 kW
Tension :	10 000 V
Vitesse nominale- :	994 tr/min
Intensité nominale	172 A
Rendement :	97.4%

V.2.5. Adaptation de la pompe

Pour s'assurer du fonctionnement de la pompe choisie avec notre réseau de refoulement, on doit comparer le débit appelé par le réseau avec le débit du point de fonctionnement. On distingue 02 cas de figures :

- $Q_{\text{rép}} = Q_{\text{appelé}}$: A ce point de fonctionnement, le débit de la pompe est égal au débit appelé par le réseau.
- $Q_{\text{rép}} \neq Q_{\text{appelé}}$: A ce point de fonctionnement, le débit de la pompe est différent du débit appelé par le réseau.

Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

$$H = H_g + RQ^2$$

Avec :

R : Coefficient de résistance de la conduite

H_g : Hauteur géométrique

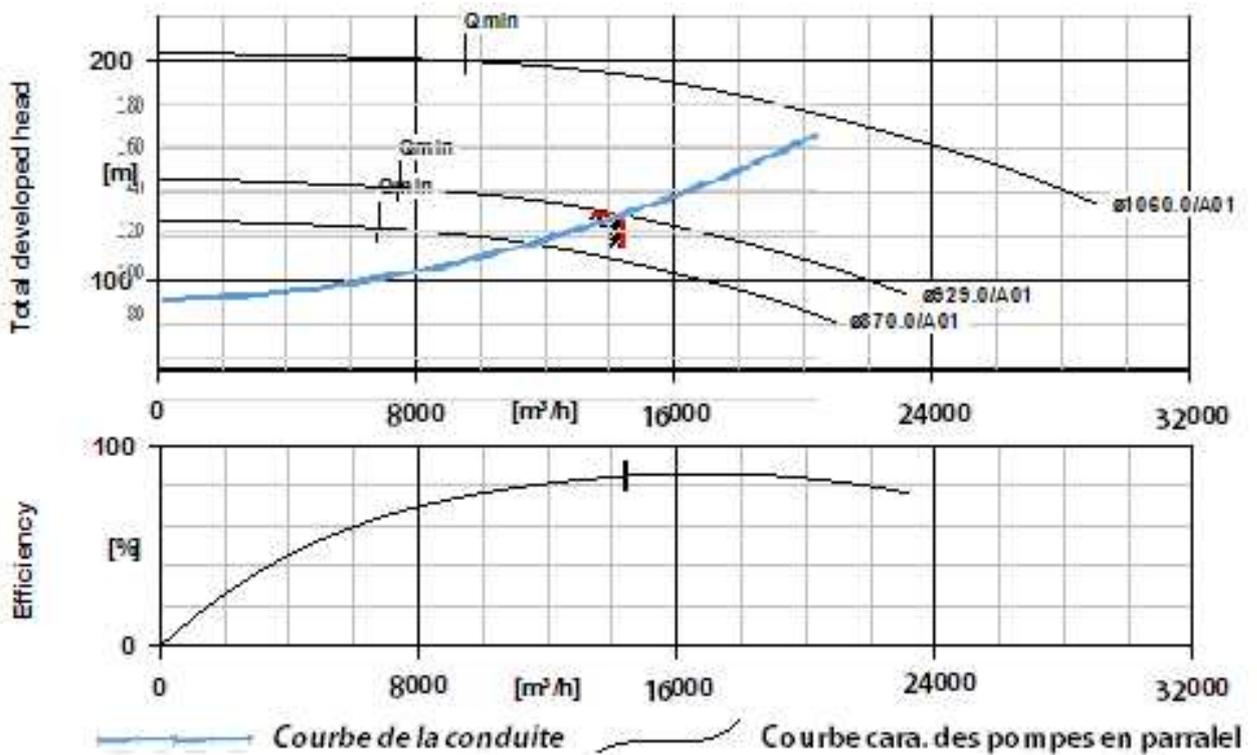


Figure 22- Courbe du point de fonctionnement

La figure 22 montre que l'ensemble des pompes en parallèle fonctionnent d'une bonne façon avec le réseau et ne nécessite aucune adaptation.

On effet les conditions de bon fonctionnement sont satisfait :

- $Q_{\text{fonctionnement}} \geq Q_{\text{demandé}}$
- $H_{\text{fonctionnement}} \geq H_{\text{cmt}}$
- Le rendement est appréciable ($> 80\%$)

V.2.6. Calage de la pompe

On détermine la cote de l'axe de la pompe pour qu'il n'y ait pas cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Nous avons une installation en aspiration :

$$X_{\text{axe}} \geq \min \left(\Gamma h_{\text{asp}}^{\text{adm}} Z r \right) \quad \text{avec } r \text{ réserve de sécurité prise égale à } 0.3 \text{ m}$$

Chapitre V – Etude du pompage

$$(NPSH)_r = \frac{P}{\rho} - \frac{P}{\rho} - \left(h_a + \frac{V^2}{\rho} + \sum H_s \right)$$

-) La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4.63 \text{ m}$
-) La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 120 \quad P_{at} = 10,16 \text{ mce}$
-) La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $P_v = 0,24 \text{ mce}$
-) $\sum H_s = 0.45 \text{ m}$

Ca nous donne un $h_a = 5.079 \text{ m}$

z_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;

z_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

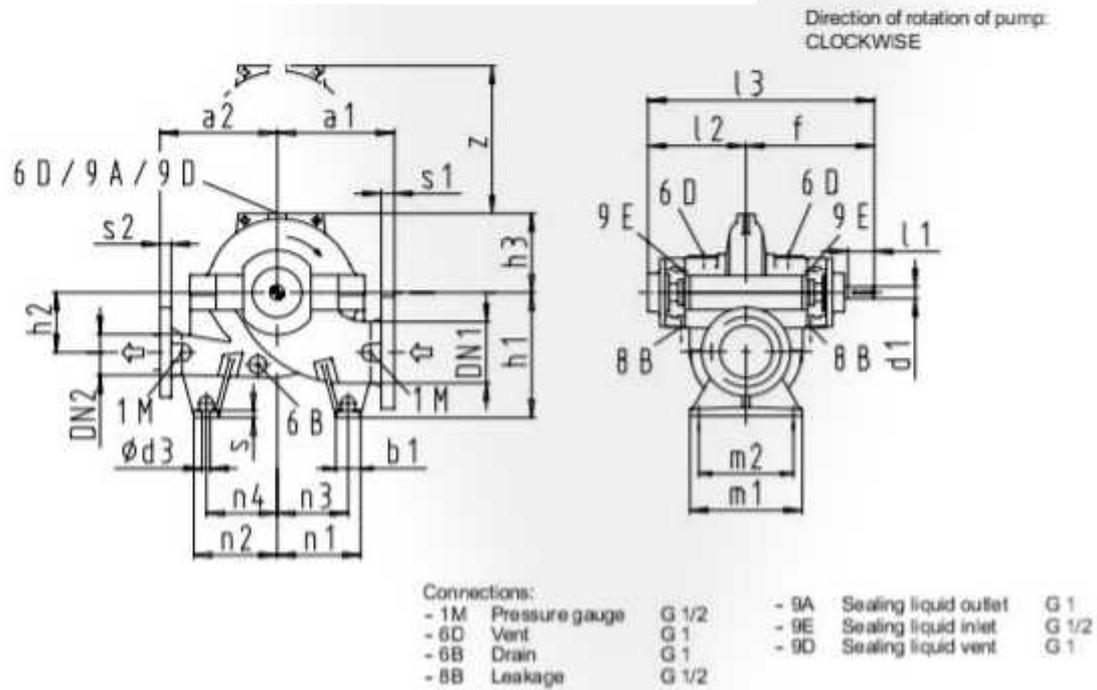
$z_{min} = z_p + z_h + z_{inc}$

z_p : cote du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

z_h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

z_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

$z_{axe} = z_{min} + 5.08 + 0.3 + 0.5 = 6.93 \text{ m}$



Dimensions and Weights

all dimensions in mm

Pump sizes	Nominal diameters		Pump dimensions										
	DN ₁	DN ₂	d ₁	l ₁	a ₁	a ₂	f	h ₁	h ₂	h ₃	l ₂	l ₃	z ¹⁾
350-575	400	350	95	210	900	700	956	900	475	550	720	1676	1100
350-690					750	750							
400-525	500	400	105	210	750	700	998	1000	525	620	747	1745	1240
400-665			1000		750								
400-705			900		800	956	900	450	570	720	1676	1140	
400-935			1050		1000								1000

Pump sizes	b ₁	d ₃	Foot dimensions						s	Weights in kg		Dimensional drawing
			m ₁	m ₂	n ₁	n ₂	n ₃	n ₄		Pump	Water fill	
350-575	150	35	780	630	560	560	485	485	35	2600	300	UA7 3030401
350-690			2750	370						UA7 3030501		
400-525			890	740	2400	475	UA7 3030701					
400-665			3200	550	UA7 3030801							
400-705			750	630	2800	500	UA7 3030601					
400-935			840	690	3100	600	UA7 3077201					

¹⁾ z = clear height above the casing cover required for removing the rotor

Figure 23– Schéma des dimensions géométrique de la pompe choisie

V.2.7. Accessoires du collecteur d'aspiration et de refoulement

V.2.7.1. Equipement en amont de la pompe

V.2.7.1.1. Choix du nombre de collecteur d'aspiration

Le nombre des collecteurs d'aspiration est égale au nombre de pompes donc :

$$N_{col}=06$$

V.2.7.1.2. Tubulure d'aspiration

$D_a > d_a$;

Avec: D_a : diamètre de la conduite d'aspiration.

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration

Le diamètre proposé de la conduite d'aspiration dans notre cas est :

$$D_a = 550 \text{ mm}$$

D'où le diamètre de la tubulure d'aspiration sera égal à :

$$d_a = 386.67 \text{ mm}$$

V.2.7.1.3. Vérification de la vitesse

$V = (4 * Q)/(3,14 * D) = 2.31 \text{ m/s}$ → la vitesse est vérifiée ($1 \text{ m/s} < v < 2.8 \text{ m/s}$ pour des conduites d'aspiration bétonnées ou métalliques)

- d : la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol

Tel que:

$d = 0,3\text{m}$ pour $Da \leq 500\text{mm}$

$d = 1\text{m}$ pour $Da > 500\text{mm}$

$Da = 550\text{ mm} > 500\text{mm}$, donc on prend $d = 1.0\text{ m}$

Ces résultats concordent avec ceux établies de façon préliminaire dans l'étude de la prise d'eau (chapitre II de l'étude)

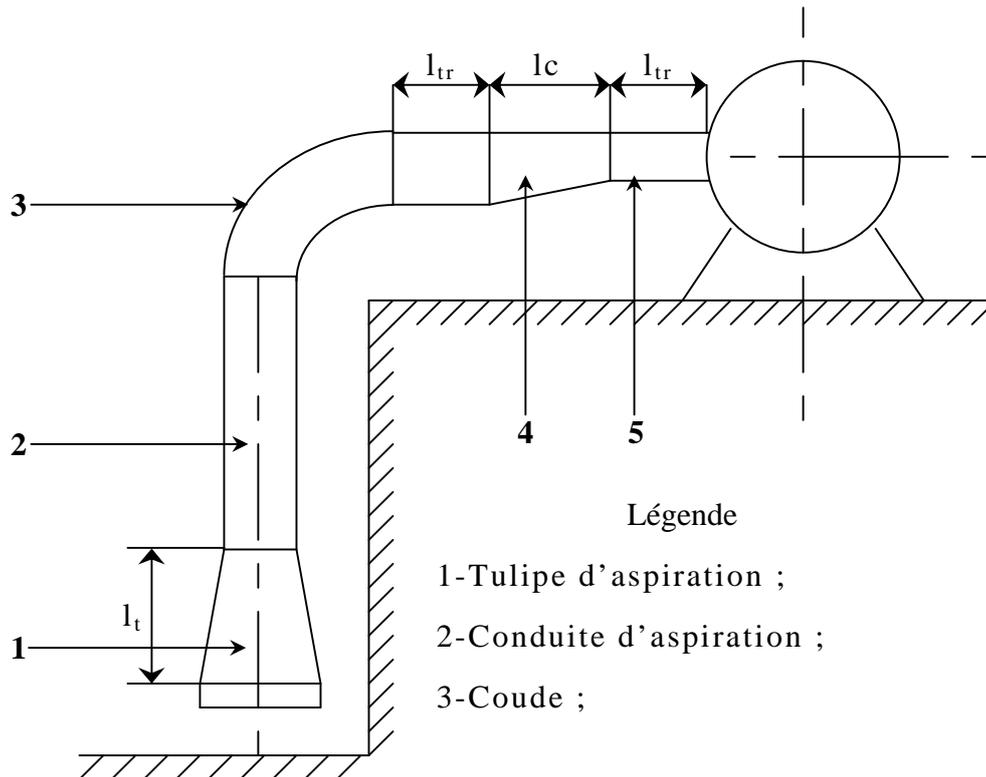


Figure 24- Schéma de l'équipement en amont de la pompe

V.2.7.1.4. Diamètre de la tulipe

$De = 1.25 Da$ Avec : Da : Diamètre de la conduite d'aspiration

De : Diamètre de la tulipe

$De = 687.5\text{ mm}$

V.2.7.1.5. Longueur du convergent

$$l_c = (3,5 \sim 4)(D_a - d_a)$$

Comme on a :

$$D_a = 550 \text{ mm}$$

$$\text{Prenons : } l_c = 4 (D_a - d_a)$$

on aura:

$$l_c = 4 (550 - 386,67) = 653,32 \text{ mm}$$

V.2.7.1.6. Longueur du tronçon

$l_{tr} \mid 2 D_a$ prenons $l_{tr} = 2.D_a$ on aura:

$$l_{tr} = 2 * 550 = 1\ 100 \text{ mm}$$

V.2.7.2. Equipement en aval de la pompe

V.2.7.2.1. Choix du nombre de collecteur de refoulement et leurs dimensions

-Si $L_r \leq 300m$ le nombre de collecteurs de refoulement égal au nombre des pompes installées, sinon on prend un seul collecteur dans le quel diverse toutes les pompes si pour satisfaire l'aspect technique (véhiculer le débit voulu) ce dernier ne requies pas des dimensions trop onéreuses.

Dans notre cas, le diamètre pour la conduite de refoulement est de 2000 mm, obtenue suite à une étude technico-économique, et la longueur de cette dernière dépasse largement la limite

Légende :

- 1- Divergeant ;
- 2- Clapet anti-retour ;
- 3- Robinet vanne ;
- 4- Vanne de vidange ;
- 5- Conduite de refoulement ;
- 6- Buté.

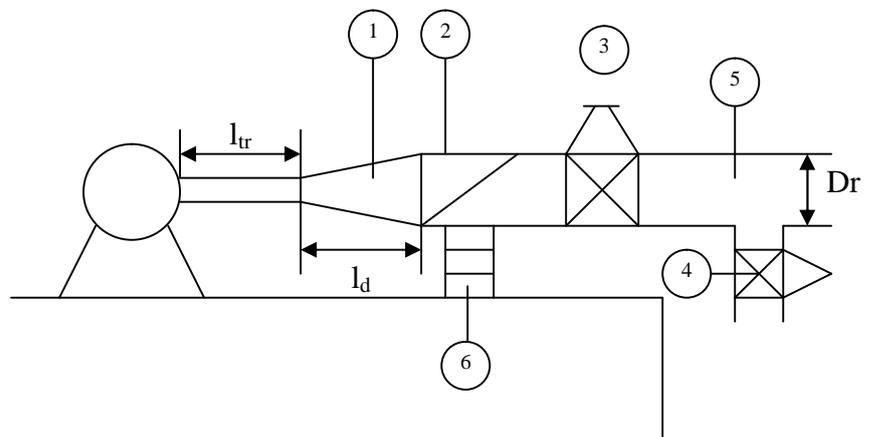


Figure 25- Schéma de l'équipement en aval de la pompe

des 300m (13 250m), donc on opte pour une seule conduite de refoulement.

V.2.7.2.2. La vitesse de refoulement

- Si $D_r < 250\text{mm}$ il faut que $V_r = (1 - 1,5) \text{ m/s}$
- Si $300\text{mm} < D_r < 800\text{mm}$ il faut que $V_r = (1,2 - 2) \text{ m/s}$
- Si $D_r > 800\text{mm}$ il faut que $V_r = (1,8 - 3) \text{ m/s}$

Dans notre cas on a $D_r (1500 \text{ mm}) > 250\text{mm}$

Donc, il faut prendre $V_r = (1,8 - 3) \text{ m/s}$

$$\text{Vérification : } \frac{Q}{S} = \frac{4}{1.7} = 2.26 \text{ m/s}$$

V.2.7.2.3. Longueur de tubulure de refoulement

$l_{tr} \geq 2D_r$ et on a $D_r = 1500 \text{ mm}$

$$\rightarrow l_{tr} = 2 * 1500 = 3000 \text{ mm}$$

$$l_{tr} = 3 \text{ m}$$

V.2.7.2.4. Longueur du divergent

$$l_d = (3,5 \sim 4)(D_r - d_r)$$

$$d_r = 0,25 D_r$$

$$d_r = 487.5 \text{ mm}$$

D'où :

$$l_d = 4 * (750 - 487.5) = 1.05 \text{ m.}$$

$$l_d = 1.05 \text{ m}$$

V.2.7.3. Schéma de raccordement

Li figure ci-dessus explicite la manière dont sont raccordés les différents ouvrages.

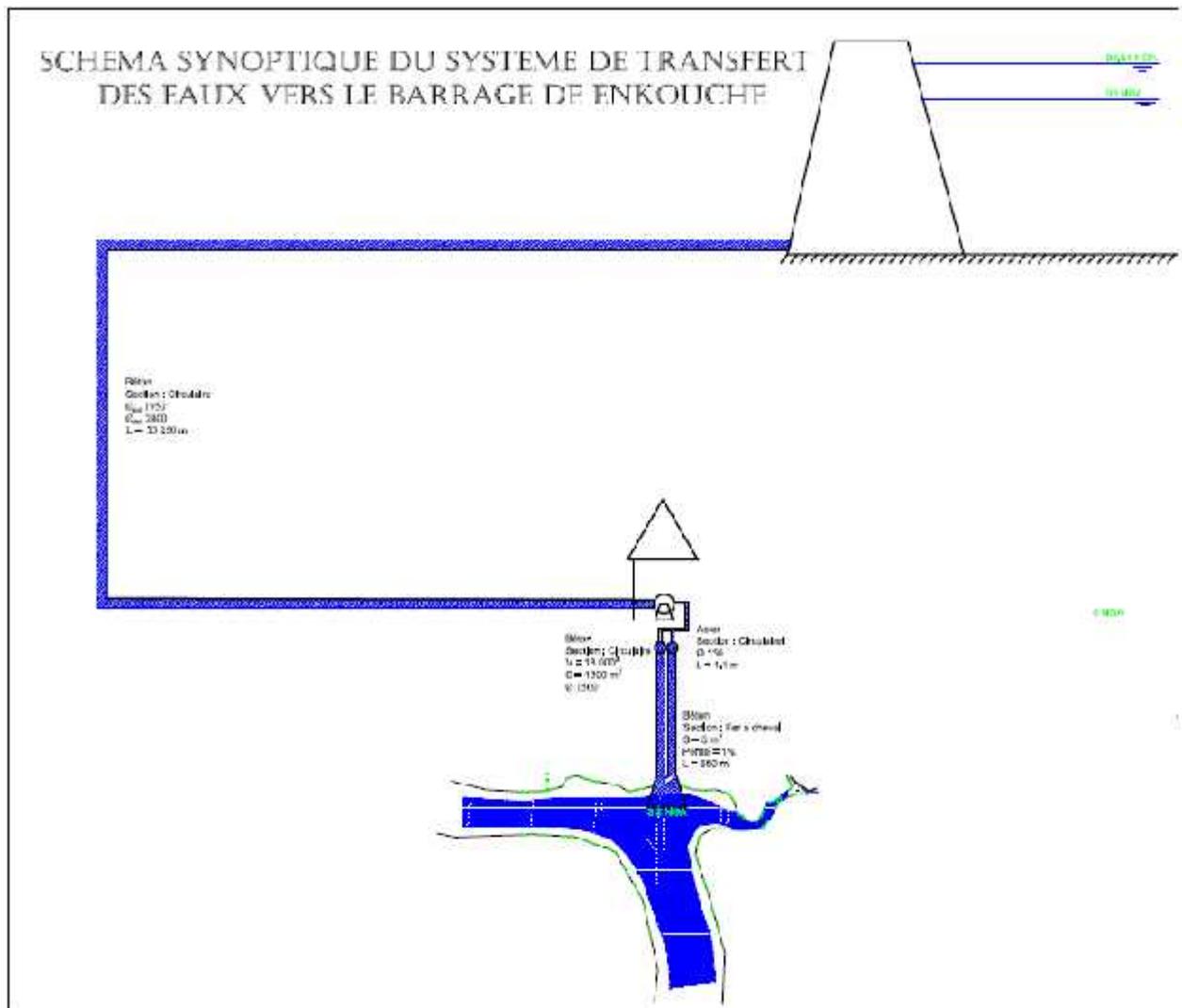


Figure 26- Schéma de raccordement du système de transfert

V.3. Bâtiment de la station de pompage

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- ✓ Débit et Hmt des pompes
- ✓ Mode de raccordement du bâtiment à la prise d'eau.
- ✓ Variation de plan d'eau d'aspiration.
- ✓ Type de matériaux de construction du bâtiment et sa disponibilité.
- ✓ Conditions géologiques et hydrologiques.
- ✓ Type des moteurs et pompes utilisés.
- ✓ Type d'installation

Selon les pompes obtenues lors de l'étude du choix des pompes, nous avons ce qui suit :

- Q nominal du projet de transfert est de $4\text{m}^3/\text{s}$
- Les pompes retenues sont toutes les deux de type axiales
- La variation du plan d'eau $1 \sim 2\text{m}$

Le type de bâtiment de la station de pompage bloc convient aux conditions d'implantation de notre projet, mais vu ses travaux de génie civil importants et la prise en compte des infiltrations à travers la construction du bloc et vu la nature meuble de notre terrain nous optons pour un bâtiment type de surface.

V.3.1. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

- Hauteur du bâtiment

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

Avec :

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_s + h_r$

h_p : Hauteur de la pompe = $1\ 200\text{mm} = 120\text{ cm}$

h_s : Hauteur de socle = 0.5m

h_r : Hauteur de réserve = 0.5m

Chapitre V – Etude du pompage

Donc : $h_5 = 2.2$ m

h_6 : Hauteur réserve à l'homme $h_6 = 2.2$ m

h_7 : Hauteur de chariot $h_7 = 0.3$

h_8 : Hauteur de profilée $h_8 = 0.8$

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0.5$

Donc :

$$H_b = 2.5 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.55 \text{ m}$$

$$H_b = 6.00 \text{ m}$$

On prend comme une hauteur de bâtiment $H_b = 6.00$ m

- Longueur du bâtiment :

$$L_b = (n_p \cdot L) + L_{t1} + L_p + L_r + L_p \quad \text{Avec :}$$

L_{t1} : Distance entre 2 deux pompes voisines = 1.2m

L_p : Longueur de la plateforme de montage = 1.8m

L_r : Longueur de l'armoire électrique = 2m

L_p : Longueur du bureau du personnel = 1.5m

L : Longueur de la pompe = 1.5m

$$L_b = (2 \cdot 1.5) + 1.2 + 1.8 + 2 + 1.5 = 11.1 \text{ m}$$

On prend comme longueur normalise $L_b = 13$ m

- Largeur du bâtiment :

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

Avec :

l_1 : Distance entre le mur et le 1er organe = $(0.2 - 0.3)$ m = 0,3m

l_2 : Distance entre les tubulures = $(0.15 - 0.2)$ m = 0,2m

l_3 : Longueur des accessoires a l'aspiration.

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

$$L_3 + L_4 = L_p + L_{t1} + L_{t2} + L_c + L_d + L_j$$

L_p : Longueur de la pompe = 1.5 m

L_{t1} : Longueur de tubulure de refoulement = 3.9 m

L_{t2} : Longueur de tubulure d'aspiration = 1.1 m

L_c : Longueur de convergent = 0.65332 m

L_d : Longueur de divergent = 1.05 m

L_j : Longueur des joints = 0.5m

Donc : $0.3+0.2+1.5+3+1.1+0.66+1.05+0.5 = 8.31$ m

C.-à-d. : $l_b=9.21$ m On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à 10m

Tableau 33- Quelques valeurs normalisées pour les dimensions du bâtiment

	Equipements	Dimension
1	Portail d'entrée	S=13m ²
2	Fenêtres	S=2.4m ²
3	Distance entre pompe et armoire	L=1m
4	Marche d'escalier	H=15cm l=90cm Prof=20cm Pente=1/1.15
5	Bureau du chef d'exploitation	S=12m ² H=3m
6	Magasin et personnelle	S=15m ²

(Wikipédia 2016)

V.4. Conclusion

Enfin de ce chapitre, nous concluons que pour notre débit et Hmt de projet nous adoptons 04 pompes à axe horizontale. Callée à une cote de 6.93 NGA.

Ces pompes sont raccordées à 06 conduite d'aspiration de 550 mm de diamètre en acier et à une conduite de refoulement en béton de diamètre 15000 mm de diamètre sur une longueur de 13 250 m.

Le bâtiment de la station de pompage est de type surface de 6 m de hauteur et de 10 m de largeur et 13 de longueur.

Pour le bon fonctionnement et la bonne exploitation de cette usine, des équipements hydrauliques et auxiliaires sont proposés.

VI. Introduction

A ce stade de l'étude, nous allons nous pencher sur la protection des conduites, or, les différents équipements à mettre en place non seulement pour protéger notre matériel de pompage et augmenter sa durée de vie, mais aussi pour protéger les conduites et éviter éventuellement d'avoir des catastrophes en prenant en mesure tout le nécessaire.

Pour cette partie de l'étude, le cas pris en compte est le cas transitoire, c'est-à-dire lors du démarrage et l'arrêt du pompage et lors de l'arrêt brusque, nous allons étudier les phénomènes connus que l'on rencontre lors de ces étapes et préconiser des moyens et des équipements de sécurité et de protection en vue d'atténuer voire annuler leurs effets néfastes au bon fonctionnement de notre système de transfert.

Nous parlons alors de dispositifs additionnels, qu'on installe à différents niveaux de notre système de pompage, et qui agissent comme prévention et mesure de sécurité.

VI.1. Dispositifs additionnels

VI.1.1. Vanne de contrôle

Les vannes de contrôle ajoutent une perte de charge additionnelle, à l'aval de la station de pompage. Ces vannes seront nécessaires au démarrage des pompes afin de se prémunir contre la cavitation.

VI.1.2. Protection anti-bélier

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VI.1.2.1. Les causes du coup de bélier

-) Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :
-) L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
-) La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
-) Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
-) Modification de la vitesse d'une pompe.
-) Variation d'un plan d'eau.
-) La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.1.2.2. Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche

de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.1.2.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 : Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04 : Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VI.1.2.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation.

VI.1.2.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

Soupape de décharge : C'est un appareil qui fait intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale. En libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Pour ce projet, nous optons pour un réservoir d'air comme dispositif de protection anti-bélier de notre conduite de refoulement.

VI.1.2.6. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air

Comme méthode de calcul, on distingue :

La méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

La méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Méthode de PEUCH et MEUNIER

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

Vu ses avantages, et vu l'importance de la station de pompage du projet, la méthode de **PEUCH et MEUNIER** est la méthode retenue dans ce projet.

✿ **Méth** :

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer U_0 sera ainsi déterminé.

-)] **K** : qui caractérise les pertes de charge.
-)] **A** : qui caractérise la conduite de refoulement.
-)] **B** : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti bélier.

$$A = \frac{C V_0}{g H_0} \quad ; \quad K = \frac{H_a - H_0}{H_0}$$

Avec :

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_a = H + 10$$

g : L'accélération de la pesanteur.

C : la célérité d'onde donnée par la formule de « **SALAH. B** ».Elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelques soit le type d'installations.

$$C = \frac{\sqrt{K}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 Z_m^2) * (1 Z_s)}{(1 Z_m^2) * a * E_s \Gamma E_m * e_m * (1 Z_s)}}}$$

Avec :

Z C : Célérité en [m/s]

Z k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,05 * 10^9$ pascal

Z : Masse volumique de l'eau ; $= 1000 \text{ kg / m}^3$

- Z e_m : Epaisseur de la conduite (m) 0.45 m
- Z a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- Z ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0,1\sim 0,2$ (béton armé)
- Z ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s=0,33$
- Z E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m=3.5,10^{10}$ Pascal
- Z E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s=2,10^8$ Pascal

Nous choisirons la famille de courbe B qui correspondant à la valeur de K et A

- On détermine le profil en long absolu de la conduite
- Après on doit superposer le profil en long absolu pour tirer la valeur de B
- Calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal U_0 , pour la protection totale de la conduite par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g H_a} \frac{L}{B}$$

- Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation :

$$H_a U_0^{1,2} = P_m U_m^{1,2} \quad U_m = U_0 \left(\frac{H_a}{P_m} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

Tableau 34- Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
Béton	1 500	1.76715	2.26	13 250	87

VI.1.2.6.1. Calcul de la célérité de l'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 35- Calcul de célérité de l'onde de la conduite de refoulement

K (Pa)	(Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
(x 10 ⁹)					(x 10 ⁸)	(x 10 ¹⁰)		

2,05	1000	1.5	0,2	0,33	2	3.5	0,304	1 156.27
------	------	-----	-----	------	---	-----	-------	----------

A) Dépression

$$C = 1\,156.27 \text{ m/s}$$

$$V_c = 2.26 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 87 + 10 = 97 \text{ m}$$

$$H_a = 98.62 + 10 = 108.62 \text{ m}$$

$$A = \frac{C V_0}{g H_0} = \frac{11.2 \cdot 2.2}{9.81 \cdot 97} = 2.96 \Rightarrow 3$$

$$K = \frac{H_a - H_0}{H_0} = \frac{108.62 - 97}{97} = 0.12 \Rightarrow 0$$

Nous considérerons la famille de la courbe **B** pour les valeurs de $K = 0 \text{ e } = 3$ auxquelles nous allons superposer le profil en long absolu de la conduite. (annexe 6-1)

En prenant **B = 1** au-dessus du point le plus défavorable à (0.96 *L) nous avons une pression absolue p telle que :

$$p/H_0 = 0,0763 \quad p = 97 \cdot 0,0763 = 7.4 \text{ m} > 3 \text{ m}$$

Cette sécurité est suffisante.

On peut calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite.

$$U_c = \frac{2.26^2}{9.81 \cdot 108.62} \cdot \frac{13\,250 \cdot 2.98648}{1} = 112.23 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 112\,235 \text{ l}$$

Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation :

$$U_m = 112.23 \left(\frac{108.62}{87} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_m = 135.03 \text{ m}^3$$

Si nous volons qu'il reste encore 25% d'eau, nous devons prévoir un ballon d'un volume de :

$$\tau = 16.8 \text{ m}^3,$$

qu'on va normaliser à 1 700 m³

B) Diaphragme

Nous employons l'abaque de D é n (annexe 6-2)

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 3 \\ B = 1 \end{array} \right. \quad n \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_0^2}{H_c} = 2,75 \Rightarrow = 165.40 \\ a = \frac{1}{2} \frac{g}{g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right]^2 \\ \frac{F_m}{H_c} = 0.81 \end{array} \right.$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite.

d : Diamètre de diaphragme.

Diamètre de diaphragme est égal : $d = 7 \text{ m}$

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.

VI.2. Pose de canalisation

VI.2.1. Principe de pose de canalisations

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas

compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.2.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

VI.2.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux

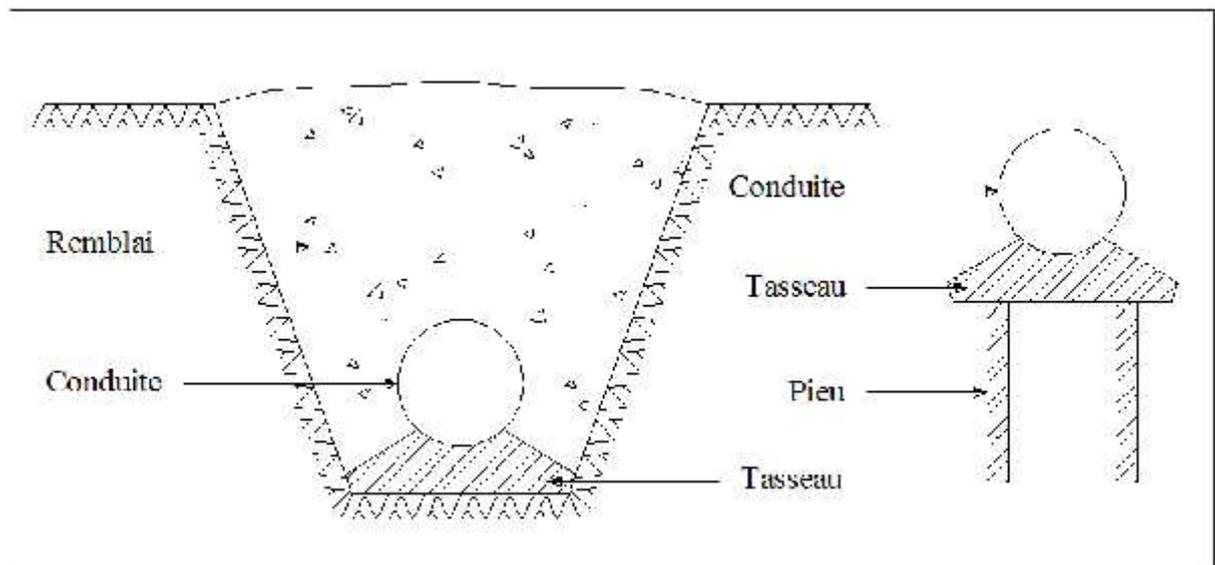


Figure 27- Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

enfoncés jusqu'au bon sol.

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature argilo-limoneux argileuse

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène, lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \varnothing .cm$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

Dans notre cas, on prévoit une manche en polyéthylène sur des longueurs de part où la résistivité du sol est inférieure à $1500 \varnothing .cm$.

VI.2.4. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

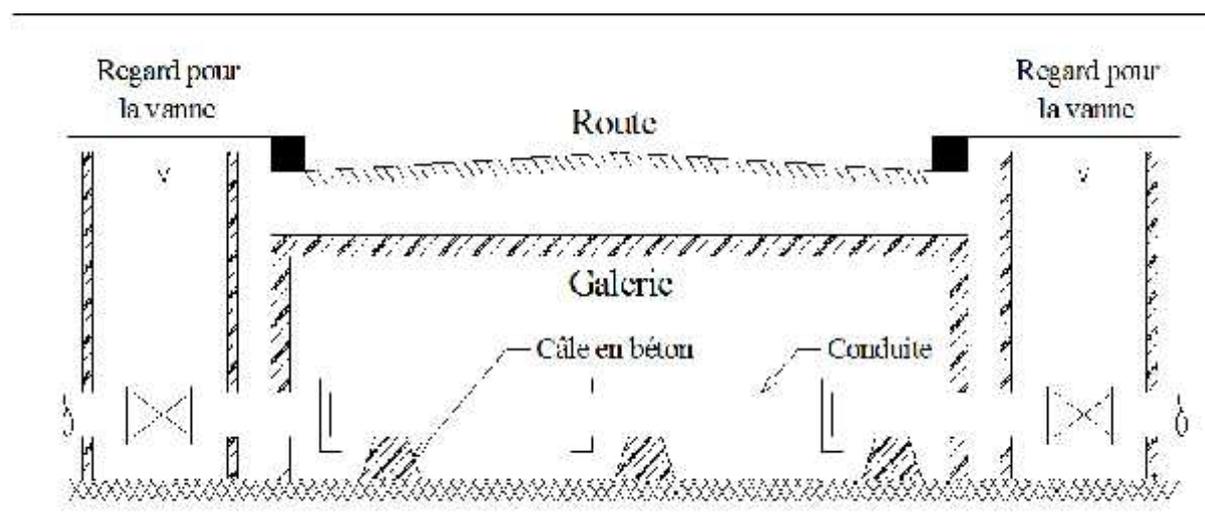


Figure 28- Pose de canalisation en galerie

VI.2.5. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

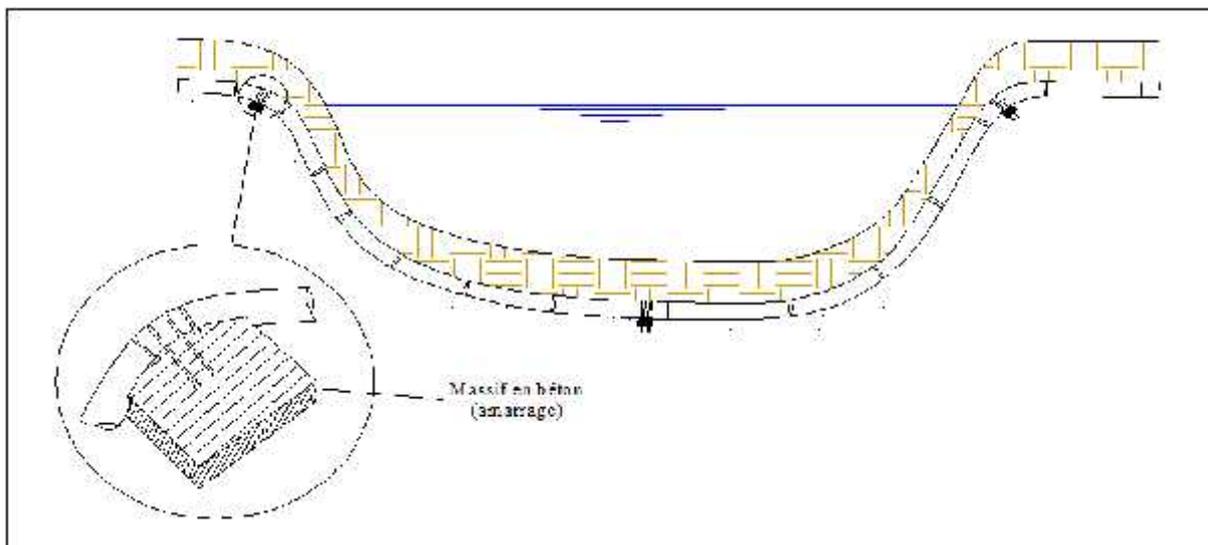


Figure 29- Traversée d'une rivière

VI.3. Conclusion

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage SP, de 15 réservoirs d'air avec les caractéristiques principales suivantes :

Volume total : $U_T = 1700\text{m}^3$

VII. Introduction

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E. P sont :

- Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de pose ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VII.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VII.2. Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.3. Décapage de la couche de terre végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapage est donnée par la formule suivante :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e$$

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)
- L : longueur totale des tranchées en (m),
- b : largeur de la couche végétale en (m),

Chapitre VII – Organisation de chantier

- e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

Pour la réalisation de cette opération,

On opte un bulldozer ou un angledozer.

VII.4. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique..

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (Htr) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;

La profondeur (Htr)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + 1 + h + h_1$$

Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;
- h1 : épaisseur du lit de pose
-

$$H_{tr} = D + 1 = 2.8 \text{ m (Refoulement } \varnothing_{int} 1500 / \varnothing_{ext} 1800) \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} h = 0.85 \text{ m ;} \\ h_1 = 0,2 \text{ m ;} \end{array}$$

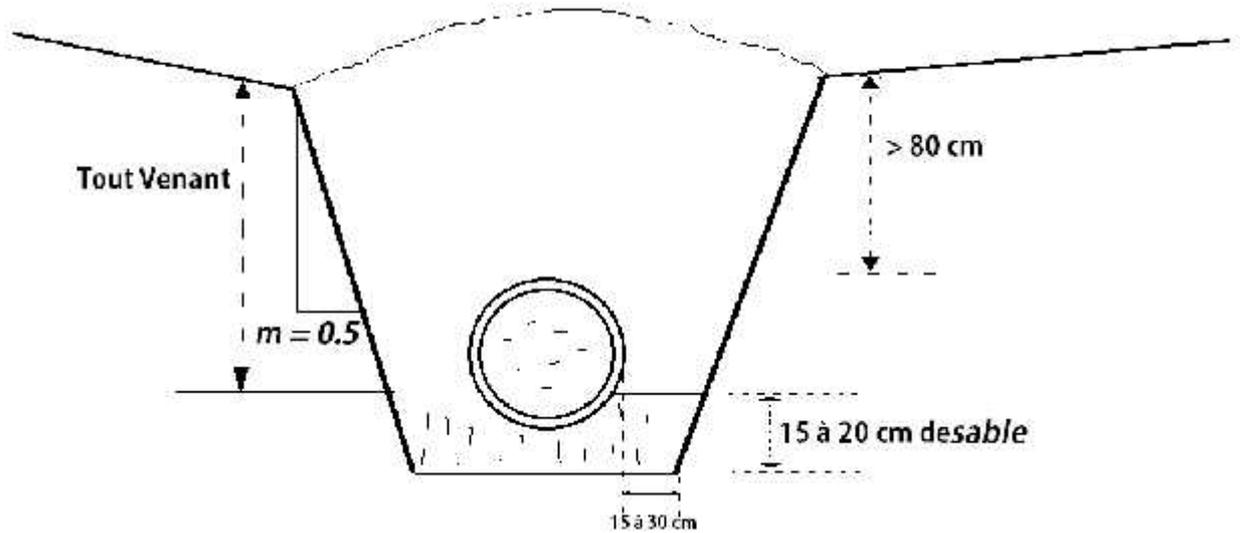


Figure 30- Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire

VII.5. Le volume des déblais

VII.5.1. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite-la Tache et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

VII.5.2. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau 36- Choix du coefficient du talus.

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux.

VII.5.3. Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = \frac{b + (b + 2m \cdot H_{tr})}{2} \cdot H_{tr}$$

- H_{tr} : profondeur totale de la tranchée (m) ;
- b : largeur du fond du tranchée (m) ;
- m : coefficient du talus.

VII.5.4. Volume à excaver

Le volume d'excavation est : $V_D = S_{tr} \cdot L = (b + m \cdot H_{tr}) \cdot H_{tr} \cdot L$

- V_D : Volume du déblai (m³)
- S_t : La section du tranché (m²).
- L : La longueur du tranché (m).
- b : La largeur de la tranché (m).
- H_{tr} : La hauteur du tranché (m).

Tableau 37- Calcul du volume du déblai

	D _{exterieur} (mm)	L (m)	B (m)	Htr (m)	SD (m ²)	V Déblai (m ³)	V Décapage (m ³)
Conduite amenée	Na	550,00	2,47	1,90	5,40	2 970,00	-
Conduite amenée	Na	550,00	2,47	1,90	5,40	2 970,00	-
Conduite refoulement	1 500,00	13 250,00	2,10	2,80	9,80	129 850,00	662,50
Volume total						135 790,00	662,50

VII.5.5. Détermination de la capacité du godé

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau 38- Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m3)	10000	10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 100 000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 1.50 m3.

VII.5.6. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p \times \frac{3600 | q | K_R | K_t}{T_c | K_f} \text{ } f m^3/h$$

Avec :

- q : capacité du gobet 1.50 m3.
- Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8
- Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur : varie entre (0,7- 0,9) ,on prend Kt = 0,8
- Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.
- Tc : la durée d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend Tc = 25 s.

AN :

$$R_p \times \frac{3600 | 1.50 | 0,8 | 0,8}{25 | 1,2} \times 115.2 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 921.6 \text{ m}^3/\text{j}$.

VII.6. Le volume des remblais

Le volume des remblais est : $VR = S_R \cdot L$

La surface de remblai est : $SR = S_D - S_C - S_S$

Avec :

S_D : surface du déblai (m²)

S_C : surface de la conduite (m²)

S_S : surface du lit de sable (m²).

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau 39

Tableau 39- Calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	Sc(m ²)	Ss(m ²)	SD(m ²)	SR(m ²)	VR(m ³)
NA	550,00	-	-	-	-	0
NA	550,00	-	-	-	-	0
1 500,00	13 250,00	1,77	0,42	9,80	7,61	100870,317
Volume total						100 870

*D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 100 870m³.

VII.7. La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ X jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) .

RP : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$AN : T = \frac{232\,102,90}{921.6} \text{ X } 251 \text{ jours} = \mathbf{8 \text{ mois et } 12 \text{ jours}}$$

VII.8. Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.

VII.9. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de GRANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- La collecte des informations.
- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

Le diagramme de GANTT permet de visualiser facilement, et par n'importe quelle personne, le déroulement du projet, ainsi que de prévoir suffisamment à l'avance.

Les actions à penser ou à faire comme la commande de matériel qui prend parfois beaucoup de temps.

On pourra aussi gérer plus facilement les conflits de ressources et les éventuels retard en visualisant leur l'impact sur le déroulement du projet. En outre, le diagramme de GANTT est un bon outil de communication avec les différents acteurs du projet.

Par cette méthode, il existe d'autre méthode comme celle des réseaux (a nœud ou à flèche), ou celle des tableaux, qui sont des méthodes plus compliquées et non lisibles par tout le monde, on retrouve beaucoup de chiffres mais ces méthodes sont plus précisées et plus détaillées.

Après avoir pris en considération tous les éléments cités on passe à l'élaboration du planning

VII.9.1. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée
- F. Assemblage des tuyaux
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

La détermination du délai de la réalisation est représentée dans le tableau 37

Tableau 40- Détermination du délai de la réalisation

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	15	35	50	35	50	0
C	87	50	137	50	137	0
D	60	137	197	137	197	0
E	58	137	195	139	197	2
F	55	137	192	142	197	5
G	30	137	167	167	197	30
H	30	197	227	197	227	0
I	24	227	251	227	251	0

TR : temps de réalisation.

MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP : date de commencement au plus tard

DFPP : date de finition au plus tard.

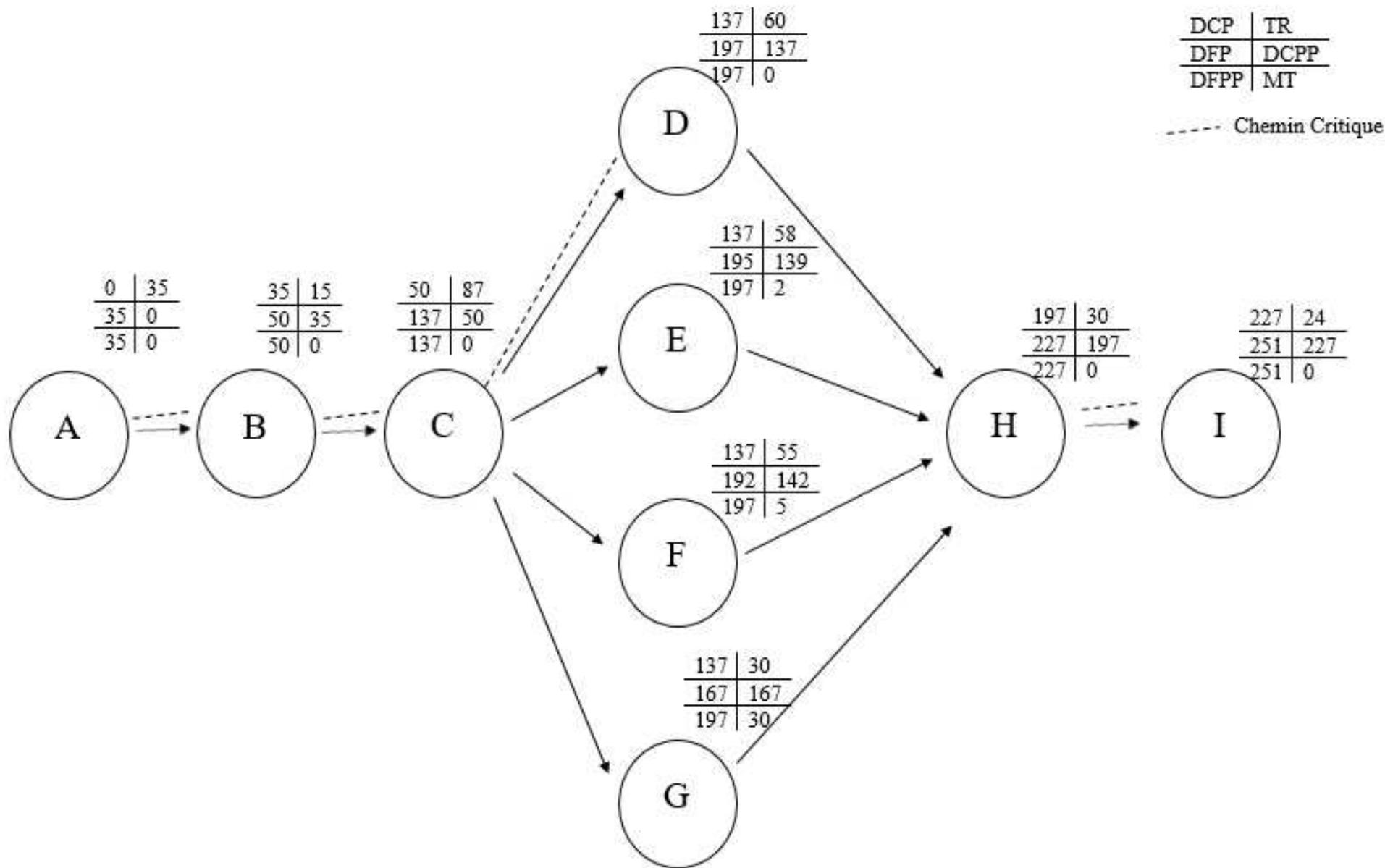


Figure 31- Réseau à nœud

Tableau 41- Planning des travaux (Diagramme de Grantt)

Opération	Jours					Observation
	50	100	150	200	250	
A. Décapage de la couche végétale	35					
B. Piquetage	15					
C. Exécution des tranchés		87				
D. Aménagement du lit de pose			60			
E. La mise en place des conduites			58			
F. Assemblage des tuyaux			55			
G. Les essais d'étanchéité			30			
H. Remblaiement des tranchés				30		
I. Travaux de finition					24	

D'après les figures 31 et la table 41 :

Les chemins critiques : A-B-C-D -H-I $TR = 251$ jours.

La durée totale du projet est de 251 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VII.10. Evaluation du projet

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VII.10.1. Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert

Tableau 42- Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert + bache + SP

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- terrassement				
Décapage	m3	662,50	300,00	198 750,00
Déblais	m3	135 790,00	300,00	40 737 000,00
Pose de lit du sable	m3	22 525,00	1 200,00	27 030 000,00
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	100 870,00	300,00	30 261 000,00
Évacuation des déblais excédentaires	m3	1 850,00	200,00	370 000,00
2- transport et pose de canalisations				
Conduite ø 1500	ml	13 250,00	15 899,52	210 668 640,00
3- travaux galerie d'amenée				
Bétonnage	m3	1 452,00	2 500,00	3 630 000,00
Injection	m3	662,20	2 700,00	1 787 940,00
4- Station de pompage				
Géni civile	-			34 416 666,66
Equipement	-			152 783 300,00

VII.10.2. Devis global

Tableau 43- Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	98 596 750,00
Conduites, Galeried'amenée	210 668 640,00
Station de pompage	5 417 940,00
	34 416 666,00
	152 783 300,00
Totale HT	501 883 296,00
TVA 17%	85 320 160,32
TOTALE TTC	587 203 456,32

VII.11. Conclusion

Pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine.

Nous avons pu, grâce au diagramme établie et par les formules, déduire une durée de réalisation de la conduite d'amenée et de refoulement de 251 jours.

Le cout total s'élève à 587,203 M DZD (dont 219,023 M DZD pour la station de pompage).

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Etude de reconnaissance

I. Introduction.....	2
I.1. Situation géographique	2
I.2. Wilayas concernées.....	3
I.3. Relief.....	3
I.4. Climat.....	4
I.4.1. Régimes climatiques	4
I.4.2. Température	6
I.4.3. Evaporation	6
I.4.4. Présentation du barrage	9
I.4.4.1. Le barrage	9
I.4.4.2. Ouvrages annexes	10
I.4.5. Fiche synoptique	13
I.5. Conclusion	14

Chapitre II : Etude de de la prise d'eau

II. Introduction.....	15
II.1. Présentation du transfert	16
II.2. L'Oued Kebir	16
II.2.1. Données disponibles sur les apports de l'Oued Kebir.....	16
II.2.2. Apports moyens mensuels et annuels	18
II.2.2.1. Calcul des débits spécifiques	20
II.2.2.2. Résultats de l'étude de régularisation du barrage d'Enkouche.....	23
II.2.2.3. Influence de la nappe de Guerbes	24
II.2.2.4. Influence du barrage Zit Emba sur le cours d'eau en aval d'Ain Charchar	24
II.3. Définition d'une prise d'eau	35

II.3.1. Critère de l'emplacement de l'ouvrage de prise.....	35
II.4. Schéma d'ouvrage de prise d'eau	36
II.5. Conception de l'ouvrage de prise d'eau.....	38
II.5.1. Les types de prise d'eau	38
II.5.1.1. Les prises d'eau permanentes	38
II.5.2. Comparaison entre es diffèrent types de prise d'eau.....	39
II.6. Le système de dégrillage.....	41
II.6.1. Grilles à nettoyage manuel.....	41
II.6.2. Grilles mobiles à nettoyage automatique	42
II.6.3. Grilles fixes à nettoyages automatique.....	42
II.6.4. Dimensionnement du dégrilleur	42
II.6.4.1. Grille grossière	43
II.7. Dimensionnement de la bêche de prise.....	44
II.8. Conclusion	46

Chapitre III : Etude des variantes du tracé

III. Introduction.....	47
III.1. Définition des variantes du tracé de la conduite de transfert	47
III.1.1. Vue d'ensemble.....	47
III.1.2. Variante A.....	48
III.1.2.1. Contournement du Koudiet Ed Dib	48
III.1.2.2. Traversée du Douar Djedri	49
III.1.2.3. Traversée de la plaine de l'Oued Enkouche	49
III.1.2.4. Franchissement du col à l'aval du barrage	49
III.1.3. Variante B.....	50
III.1.3.1. Contournement du Koudiet Ed Dib	50
III.1.3.2. Traversée du Douar Djedri	51
III.1.3.3. Traversée de la plaine de l'Oued Enkouche	51
III.1.3.4. Franchissement du col à l'aval du barrage	51
III.1.4. Variante C.....	52
III.2. Estimation des prix des variantes	53
III.3. Comparaison entre les variantes.....	54
III.4. Site d'implantation de la station de pompage	55

III.4.1.	Parcours de la variante choisie	56
III.5.	Conclusion.....	57

Chapitre IV : Etude de l'adduction

IV.	Introduction.....	58
IV.1.	Choix du type de matériau de la conduite	58
IV.2.	Dimensionnement de la conduite de refoulement	60
IV.2.1.	Déterminer le diamètre de la conduite de refoulement.....	60
IV.2.1.1.	Frais d'amortissement.....	61
IV.2.1.2.	Frais d'exploitation.....	62
IV.3.	Conclusion.....	65

Chapitre V : Etude du pompage

V.	Introduction.....	66
V.1.	Présentation du transfert	66
V.2.	Choix de l'équipement de la station de pompage	66
V.2.1.	L'Hmt requise par les pompes.....	66
V.2.2.	Choix du nombre de pompes.....	67
V.2.2.1.	Critère du choix du nombre de pompe	67
V.2.3.	Courbes caractéristiques e la pompe choisie.....	69
V.2.4.	Choix du moteur.....	69
V.2.5.	Adaptation de la pompe.....	71
V.2.6.	Calage de la pompe	72
V.2.7.	Accessoires du collecteur d'aspiration et de refoulement.....	75
V.2.7.1.	Equipement en amont de la pompe.....	75
V.2.7.2.	Equipement en aval de la pompe.....	77
V.2.7.3.	Schéma de raccordement	79
V.3.	Bâtiment de la station de pompage	80
V.3.1.	Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	80
V.4.	Conclusion	83

Chapitre VI : Protection des conduites

VI.	Introduction.....	84
VI.1.	Dispositifs additionnels.....	84
VI.1.1.	Vanne de contrôle.....	84
VI.1.2.	Protection anti-bélier.....	84
VI.1.2.1.	Les causes du coup de bélier.....	85
VI.1.2.2.	Les conséquences du coup de bélier.....	85
VI.1.2.3.	Description des phénomènes physiques.....	86
VI.1.2.4.	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	87
VI.1.2.5.	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	87
VI.1.2.6.	Calcul des réservoirs d'air.....	88
VI.1.2.6.1.	Calcul de la célérité de l'onde C.....	90
VI.2.	Pose de canalisation.....	92
VI.2.1.	Principe de pose de canalisations.....	92
VI.2.2.	Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	93
VI.2.3.	Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	94
VI.2.4.	Pose de canalisation en galerie.....	95
VI.2.5.	Traversée d'une rivière.....	96
VI.3.	Conclusion.....	97

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.	Introduction.....	98
VII.1.	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	98
VII.2.	Nivellement de la plate-forme de pose.....	98
VII.3.	Décapage de la couche de terre végétale.....	98
VII.4.	Excavation des tranchées.....	99
VII.5.	Le volume des déblais.....	100
VII.5.1.	Largeur de la tranchée.....	100
VII.5.2.	Choix du coefficient du talus.....	101
VII.5.3.	Section de la tranchée.....	101
VII.5.4.	Volume à excaver.....	101

VII.5.5.	Détermination de la capacité du godé.....	102
VII.5.6.	Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	102
VII.6.	Le volume des remblais.....	103
VII.7.	La durée d'excavation	103
VII.8.	Le compactage.....	104
VII.9.	Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux.....	104
VII.9.1.	Planification des travaux	105
VII.10.	Evaluation du projet.....	107
VII.10.1.	Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert	108
VII.10.2.	Devis global.....	109
VII.11.	Conclusion	110
	Conclusion generale.....	110

Liste des figures

Chapitre I : Etude de reconnaissance

Figure 1- Situation géographique du projet de Enkouche.....	2
Figure 2- Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien	5
Figure 3- Carte de l'évapotranspiration moyenne annuelle de la zone d'étude	7
Figure 4- Carte des précipitation annuelles moyennes de l'Est algérien	8
Figure 5- Pluies annuelles à Ain Cherchar et Berrahal.....	17

Chapitre II : Etude de de la prise d'eau

Figure 6- Courbe des débits journaliers classés à la station de Ain Cherchar.....	22
Figure 7- Résultats de l'étude de régularisation pour un NME de 60 m NGA	23
Figure 8- Zit Emba – Correlation entre les apports liquides à Zit Emba et Ain Charchar	28
Figure 9- Zit Emba – Courbe de débit de l'évacuateur de crue	32
Figure 10- Emplacement de la prise d'eau	36
Figure 11- Schéma de station riveraine assemblée	36
Figure 12- Schéma de station riveraine séparée.....	37
Figure 13- Schéma de station en rivière ou en retenue.....	37
Figure 14- Schéma de système de prise, vue de face	45
Figure 15- Schéma du système de prise, vue de plan.....	45

Chapitre III : Etude des variantes du tracé

Figure 16- Vue d'ensemble de la zone du projet.....	47
Figure 17- Tracé du transfert selon la variante A	48
Figure 18- Tracé du transfert selon la variante B.....	50
Figure 19- Tracé du transfert selon la variante C	52

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Figure 20- Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement.....	64
--	----

Chapitre V : Etude du pompage

Figure 21- Courbes caractéristiques de la pompe.....	69
Figure 22- Courbe du point de fonctionnement	72
Figure 23– Schéma des dimensions géométrique de la pompe choisie.....	74
Figure 24- Schéma de l'équipement en amont de la pompe.....	76
Figure 25- Schéma de l'équipement en aval de la pompe	77
Figure 26- Schéma de raccordement du système de transfert.....	79

Chapitre VI : Protection des conduites

Figure 27- Pose de conduites dans un terrain peu consistant.	94
Figure 28- Pose de canalisation en galerie	95
Figure 29- Traversée d'une rivière.....	96
Figure 30- Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire.....	100

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure 31- Réseau à nœud	106
---------------------------------------	------------

Listes des tableaux

Chapitre I : Etude de reconnaissance

Tableau 1- Températures moyennes mensuelles (A.N.R.H. 2015)	6
Tableau 2- Evaporation moyenne mensuelle (A.N.R.H. 2015)	6

Chapitre II : Etude de de la prise d'eau

Tableau 3- Coefficient de corrélation mensuel entre les pluviométries de Ain Charchar et Berrahal (A.N.B.T 2012)	18
Tableau 4- Coefficient d'écoulement du côtier constantinois (Coyne et Belier, APD Enkouche 2012)	19
Tableau 5- Ain Charchar – Apports liquides – données mensuelles et annuelles.....	19
Tableau 6- Couples (RN, débit pompé) possible pour un NME de 60m NGA	23
Tableau 7- Zit Emba – Caractéristiques du réservoir	26
Tableau 8- Zit Emba – données H-S-V du réservoir	27
Tableau 9- Zit Emba – Evaporation sur plan d'eau	29
Tableau 10- Zit Emba – coefficients de ruissèlement	30
Tableau 11- Zit Emba – Répartition mensuelle de la demande en irrigation	31
Tableau 12- Zone de prise d'eau – apports liquides – données mensuelles et annuels....	33
Tableau 13- Zone de prise d'eau – simulation 0% - apports liquides – mensuelles et annuels	34
Tableau 14- comparaison entre les différents types de prise d'eau.....	39
Tableau 15- Vitesses recommandées dans la conduite d'amenée	40
Tableau 16- Résultats du dimensionnement des grilles.....	44

Chapitre III : Etude des variantes du tracé

Tableau 17- Prix du transfert en kilomètre en fonction du type de conduite	53
Tableau 18- Comparaison entre les variantes du tracé.....	54

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau 19- Rugosité des différentes conduites envisagées.....	59
Tableau 20- Prix du transfert en kilomètre en fonction du type de conduite	59
Tableau 21- Variation du prix de la conduite de refoulement selon le diamètre	61
Tableau 22- Frais de l'investissement amorti.....	61
Tableau 23- Frais d'exploitation – conduite neuve (fbéton=0.014).....	62
Tableau 24- Frais d'exploitation – conduite usée (fbéton=0.017).....	62
Tableau 25- Consommation et prix d'énergie – conduite neuve (fbéton=0.014)	63
Tableau 26- Consommation et prix d'énergie - conduite usée (fbéton=0.017).....	63
Tableau 27- Bilan	63

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau 28- Caractéristiques pompes.....	68
Tableau 29- Variantes des installations de pompage.....	68
Tableau 30- Caractéristiques techniques des pompes choisies	68
Tableau 31- Valeur de K en fonction de la puissance nominale	70
Tableau 32- Caractéristiques des moteurs électriques choisis.....	70
Tableau 33- Quelques valeurs normalisées pour les dimensions du bâtiment	82

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau 34- Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	90
Tableau 35- Calcul de célérité de l'onde de la conduite de refoulement.....	90

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau 36- Choix du coefficient du talus.	101
Tableau 37- Calcul du volume du déblai	102
Tableau 38- Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	102
Tableau 39- Calcul du volume du remblai	103
Tableau 40- Détermination du délai de la réalisation.....	105
Tableau 41- Planning des travaux (Diagramme de Grantt)	107
Tableau 42- Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert + bêche + SP	108
Tableau 43- Devis estimatif global.....	109

Conclusion générale

L'étude du transfert des eaux de Oued Kebir pour contribuer au remplissage du barrage Enkouche a nécessité une étude de collecte de données qui a révélé un relief accidenté de la région, un terrain meuble et une possibilité de prélèvement d'un débit de quatre mètres cubes par seconde. Le prélèvement a impliqué la projection de deux tunnels gravitaires de section fer à cheval de cinq mètres carrés sur une longueur de cinq cent cinquante mètres reliés à la station de pompage prévue par deux bâches identiques.

Le pompage est assuré par 04 à axe horizontale aspirant à travers 06 conduites d'aspiration métalliques (02 de secours incluses) de 550mm de diamètre. Ces pompes sont callées à une cote de 6.93 mNGA. Le bâtiment abritant ces machines est de type de surface de 13 m de longueur, 6 m hauteur et de 10 m en largeur. Nous avons proposé des équipements auxiliaires en plus des principaux pour une meilleure exploitation et un bon fonctionnement de notre usine de pompage.

Le transport des eaux vers le barrage Enkouche est assuré par une conduite de refoulement unique en béton de deux mille quatre cents millimètres de diamètre extérieur, la protection anti-bélier est assurée par des réservoirs d'air d'une capacité totale de 1700m³ installés à la sortie de la station de pompage.

Les différentes opérations menées dans le cadre de la réalisation de notre projet du décapage jusqu'aux travaux de finition sont organisées de manière optimale.

Enfin, notre projet de captage des eaux de l'Oued Kebir vers le barrage de Enkouche nécessite 8 mois et 12 jours pour sa réalisation avec un coût estimé à 587,203 M DZD (dont 219,023 M DZD pour la station de pompage).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ABRAMOV.N** "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.
- [2] **André Dupont** - HYDRAULIQUE URBAINE TOME I ED. EYROLLES, 1969
- [3] **Agence Nationale des Barages et des Transferts** 2014
- [4] **Alcahyd** Catalogue conduite en béton armé <http://www.alcahyd.com/>
- [5] **Coyne et Belier** Avant-Projet Detaille du barrage Enkouche W.ANNABA 2012
- [6] **CARLIER. M,** " Hydraulique Générale et appliquée" ,Ed. EYROLLES, PARIS, 1986
- [7] **DUCROS. L,** " Pompes hydrauliques et appareils élévatoires" , Ed, DUNOD, PARIS, 1967
- [8] **Gaid, Abdelkader.**- Epuraton biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 1987.- 261p.
- [9] **HydrofortCHARLATTE** , *CHARLATTE FayatGroup*<http://www.charlattetanks.com/>

SUPPORTS PEDAGOGIQUES

- [10] : **Dr Salah Boualempoly**coped' A.E.P. , E.N.S.H. Blida, (Cours)
- [11] : Pompe et station de pompage, E.N.S.H. Blida, (Cours) 2015/2016
- [12] : Turbo machine et station de pompage E.N.S.H. Blida, (Cours) 2014/2015