

Université Mohamed khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع:...../ 2018



**Mémoire de Master**  
**Spécialité : Hydraulique**  
**Option : Ouvrages hydrauliques**

**Intitulé du mémoire**

**Le problème de la présence du gypse dans les  
fondations des barrages  
-cas du Barrage Mestaoua dans la Wilaya de Biskra-**

**Proposé et dirigé par :**

**Professeur : BENMEBAREK NAIMA**

**Réalisé par :**

**TIBERMACHINE MENOUBA**

**Promotion: Juin 2018**

## Remerciement

Tous lieu je remercie Dieu de m'avoir aidé à accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer mes remerciements et ma profonde gratitude à :

Mon encadreur professeur madame Benmebarek N, j'ai beaucoup appris avec elle.

Elle m'a fait profiter de son expérience, ses conseils et ses suggestions pertinentes.

Je la remercie chaleureusement pour avoir accepté dans cette aventure extraordinaire.

Mes vifs remerciements s'adressent également à :

M Bouziane T professeur À l'université Mohamed Khider Biskra pour sa confiance.

M loughraichi Y Doctorant en hydraulique À l'université Mohamed Khider Biskra pour le document et les données.

L'ensemble du personnel du département de département de génie civile et l'hydraulique

Université Mohamed Khider Biskra.

## Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux Qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

A l'esprit de mon père et à ma chère maman à laquelle je souhaite une longue vie.

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination : mon mari SAFA et mes enfants MOHAMED AMINE, TAHA, MARAME et MAYA.

A ceux que j'adore et je respecte : Mes frères et mes sœurs et leurs familles.

A toute la famille DJEDIDI et surtout mon beau-frère PROFISSEUR DJEDIDI MOHAMED.

A toute mes amies.

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

## Résumé

Le karst de gypse a causé des problèmes dans plusieurs sites où des barrages ont été construits. Ces caractéristiques karstiques peuvent compromettre la capacité d'un barrage à contenir de l'eau dans un réservoir car la construction hydrotechnique dans de telles régions rocheuses solubles peut créer des conditions de dissolution améliorée et de développement karstique qui peuvent menacer les structures et même causer son effondrement. L'objectif de cette étude est de bien comprendre le problème de la présence du gypse dans la fondation du barrage et ses rives et les moyens de traitement possible. Le cas étudié est le barrage Mestaoua. Il repose sur une fondation présentant des traces de gypse et se situe dans une zone aride où l'évaporation est extrême et l'apport est faible. En plus des traitements de la fondation du barrage et de ses rives qui ont été proposés et discutés, la faisabilité du barrage de point de vue économique a fait aussi l'objet de ce travail. Ce projet est faisable mais il n'est pas rentable sur une pure échelle de marché.

## ملخص

تسبب الجبس الكارستي في مشاكل في عدة مواقع حيث تم بناء السدود. هذه الميزات الكارستية قد تؤثر على قدرة السد على الاحتفاظ بالماء في الخزان لأن البناء الهيدرولوجي في هذه المناطق الصخرية القابلة للذوبان يمكن أن يخلق مشاكل انحلالية كارستية تهدد الهياكل وتسبب الانهيار. الهدف من هذه الدراسة هو فهم مشكلة وجود الجبس في أساس ارضيات السد و وسائل العلاج الممكنة. الحالة المدروسة هي سد مستاوة. وهو يعتمد على ارضية تحتوي على آثار من الجبس ويقع في منطقة قاحلة حيث يكون التبخر شديدًا وتكون كمية المياه منخفضة. بالإضافة إلى علاجات أساس ارضية السد التي تم اقتراحها ومناقشتها ، كانت الجدوى الاقتصادية للسد هي محور هذا العمل أيضًا. هذا المشروع ممكن ولكنه غير مربح على نطاق واسع من السوق.

# SOMMAIRE

	PAGE
INTRODUCTION GENERALE.....	01
CHAPITRE I ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE DU SITE DU BARRAGE.....	02
I.1. INTRODUCTION.....	02
I. 2. ÉTUDE GEOLOGIQUE PREALABLE .....	02
I.2.1. PRINCIPE.....	02
I.2.2. MATERIEL ET METHODE.....	02
I. 3. ÉTUDES GEOTECHNIQUES DE FAISABILITE.....	04
I.3.1. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES COMPLEMENTAIRES.....	04
I.4. CONCLUSION .....	07
CHAPITRE II BIBLIOGRAPHIE SUR LA PRESENCE DU GYPSE ET SA	
DISSOLUTION.....	08
II.1.INTRODUCTION .....	08
II .2 .LE GYPSE .....	08
II.2.1 DEFINITION ET PROCESSUS DE FORMATION.....	08
II.2.2 MINERALOGIE ET CARACTERISTIQUES .....	08
II .2.3 ORIGINE DES ACCUMULATIONS GYPSEUSES.....	08
II.2.4 FORMATION DES GISEMENTS DE GYPSE .....	09
II.3 CARACTERISTIQUES DES SOLS GYPSEUX.....	09
II.3.1 : TEXTURE .....	09
II.3.2 : STRUCTURE.....	10
II.3.3 : POROSITE.....	10
II.4 INTERACTION GYPSE- CALCAIRE :.....	10

<b>II.5 LES FORMES DE GYPSE .....</b>	<b>10</b>
<b>II.5.1 LE GYPSE LAMELLEUX II.5.1 LE GYPSE LAMELLEUX.....</b>	<b>11</b>
<b>II.5.2 ALBATRE GYPSEUX .....</b>	<b>11</b>
<b>II.5.3 GYPSE SACCHAROÏDE.....</b>	<b>12</b>
<b>II.5.4 GYPSE LENTICULAIRE .....</b>	<b>12</b>
<b>II.6 DISSOLUTION DE GYPSE.....</b>	<b>13</b>
<b>II.7 CONCLUSION.....</b>	<b>13</b>
<b>CHAPITRE III : EFFET DE LA PRESENCE DU GYPSE DANS LES FONDATIONS</b>	
<b>DES BARRAGES.....</b>	<b>15</b>
<b>III .1. INTRODUCTION.....</b>	<b>15</b>
<b>III .2. PROBLEMES ET CATASTROPHES KARST DANS LES BARRAGES.....</b>	<b>15</b>
<b>III .3. AMELIORATION ET RENFORCEMENT DES TERRAINS DE FONDATION PAR</b>	
<b>INJECTION.....</b>	<b>16</b>
<b>III.3. 1. METHODES DE TRAITEMENT PAR INJECTION.....</b>	<b>17</b>
<b>III.3.1.1. LES METHODES CLASSIQUES.....</b>	<b>17</b>
<b>III .3. 1.1.1. FORAGES.....</b>	<b>18</b>
<b>III.3. 1.1. 2 LES COULIS.....</b>	<b>19</b>
<b>III .3. 1.1.3. DOMAINES D UTILISATION DE L INJECTION CLASSIQUE</b>	<b>20</b>
<b>III.3. 1.2 INJECTION DE CLAQUAGE.....</b>	<b>20</b>
<b>III.3. 1.3 LE COMPACTAGE STATIQUE HORIZONTAL OU INJECTION SOLIDE</b>	<b>20</b>
<b>III.3. 1.4 LE JET GROUTING.....</b>	<b>21</b>
<b>III .3. 1.4.1 REALISATION DE COLONNE DE JET D EAU.....</b>	<b>21</b>
<b>III.3. 1.4.2 METHODES DU JET.....</b>	<b>22</b>
<b>III.3. 1.4.3 LES PRODUITS D INJECTION.....</b>	<b>25</b>

<b>III.4 CONCLUSION.....</b>	<b>26</b>
<b>CHAPITRE IV ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MESTAOURA.....</b>	<b>27</b>
<b>IV. 1 INTRODUCTION.....</b>	<b>27</b>
<b>IV. 2 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE.....</b>	<b>27</b>
<b>IV. 3 CONDITIONS GEOLOGIQUES DU SITE DU BARRAGE.....</b>	<b>27</b>
<b>IV. 3.1 GEOLOGIE REGIONALE .....</b>	<b>28</b>
<b>IV. 3.2 SISMICITE.....</b>	<b>28</b>
<b>IV. 3.3 TRAVAUX DE RECONNAISSANCE DE TERRAIN .....</b>	<b>28</b>
<b>IV. 3.3.1 PERMEABILITE.....</b>	<b>28</b>
<b>IV. 3.3.2 ESSAIS IN SITU.....</b>	<b>30</b>
<b>IV. 3.3.2.1 ESSAIS DE PENETRATION.....</b>	<b>30</b>
<b>IV. 3.3.2.2 ESSAIS PRESSIOMETRIQUES.....</b>	<b>30</b>
<b>IV. 3.3.3 ESSAIS DE LABORATOIRE.....</b>	<b>30</b>
<b>IV. 4 OCCURRENCE DU GYPSE DANS LES FORMATIONS DU NEOGENE.....</b>	<b>31</b>
<b>IV.5 ETUDE TOPOGRAPHIQUE.....</b>	<b>32</b>
<b>IV. 6 CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES DU BASSIN VERSANT.....</b>	<b>34</b>
<b>IV. 6 .1 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES .....</b>	<b>35</b>
<b>IV. 6 .2 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES.....</b>	<b>35</b>
<b>IV. 6 .2 .1 PRECIPITATIONS.....</b>	<b>35</b>
<b>IV. 6 .2 .2 EVAPORATIONS.....</b>	<b>35</b>
<b>IV. 6 .2.3 APPORTS.....</b>	<b>36</b>
<b>IV. 7 ETUDE DE REGULARISATION.....</b>	<b>37</b>
<b>IV. 7.1 REGULARISATION SAISONNIERE.....</b>	<b>37</b>

IV. 7.2 REGULARISATION INTERANNUELLE.....	38
IV. 8 LAMINAGE DES CRUES.....	40
IV. 9 CARACTERISTIQUES DU BARRAGE .....	42
IV. 10 ETANCHEITE DES FONDATIONS DES OUVRAGES.....	43
IV. 10 .1 ETANCHEITE PAR TAPIS ETANCHE.....	44
IV. 10. 2 ECRAN PARAFUILLE.....	46
IV. 10. 3 VOILE D'INJECTIONS.....	46
IV. 11 ETUDE ECONOMIQUE DU BARRAGE MESTAOUA.....	47
IV. 11 . 1 DEVIS ESTIMATIF.....	47
IV.11 .2 LES RECETTES.....	48
IV. 11 .3 ETUDES DE RENTABILITE DU PROJET D'INVESTISSEMENT.....	49
IV.12 CONCLUSION.....	53
CONCLUSION.....	54
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	56



<b>Listes des tableaux</b>	<b>page</b>
<b>Chapitre IV : Etude de faisabilité du barrage Mestaoua</b>	
<b>Tableau IV. 1</b> – Récapitulatif des essais Lugeon par tranches de 10m. (ANBT).....	29
<b>Tableau IV. 2</b> – Résultats des essais de pénétration SPT (ANBT).....	30
<b>Tableau IV. 3</b> – Surfaces et volumes stockés dans la retenue de Mestaou.(ANBT).....	33
<b>Tableau IV .4</b> – Caractéristiques principales du bassin versant de Mestaoua.(ANBT).....	35
<b>Tableau IV. 5</b> – Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle(ANBT).....	35
<b>Tableau IV.6</b> – Evaporations mensuelles sur la retenue de Mestaoua(ANBT).....	36
<b>Tableau IV.7</b> – Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel(ANBT).....	36
<b>Tableau IV. 8</b> – Caractéristiques des hydrogrammes de crue affluents à retenue de Mestaoua(ANBT).....	41
<b>Tableau IV. 9</b> – <b>Résumé</b> des quantités disponibles dans les zones d’emprunt de sols fins (ANBT) .....	45
<b>Tableau IV.10</b> – Résumé des coûts de construction (ANBT).....	47
<b>Tableau IV.11</b> - Investissements nécessaires pour la réalisation du Barrage(ANBT).....	48
<b>Tableau IV.12</b> -Les recettes annuelles de vente des produits agricoles.....	49
<b>Tableau IV.13</b> Taux d’actualisation et VAN actualisé (recette eau 10%,15% et 20%).....	50
<b>Tableau IV.14:</b> Taux de Rentabilité Interne en %.....	52

<b>Listes des figures</b>	<b>page</b>
<b>Chapitre I : Etude géologique et géotechnique du site du barrage.</b>	
<b>Figure I.1</b> : Modèle de pénétromètre dynamique léger à moteur (Patrique et Paule royet) (Technique des petits barrages en Afrique sahelienne et equatoriale).....	06
<b>Chapitre II : Bibliographie sur la présence du gypse et sa dissolution.</b>	
<b>Figure II.2</b> : Gypse en cristaux tabulaires allongés (lamelleux), (Guide Methodologique Analyse et Gestion des léas).....	11
<b>Figure II.3</b> : Carotte de gypse albaströide ( échantillon fourni par le Cerema).....	11
<b>Figure II. 4</b> : Bloc de gypse saccharoïde pluri-décimétrique et bloc de gypse saccharoïde décimétrique. (Guide Méthodologique Analyse et Gestion des aléas) ...	12
<b>Figure II.5</b> : Cristal de gypse dit en « fer de lance » collection minéralogique (Ineris).....	12
<b>Chapitre III : Effet de la présence du gypse dans les fondations des barrages.</b>	
<b>Figure III .6</b> : injection en descendant (guide N°1 de la famille fondations [FAFO 1]).....	19
<b>Figure III.7</b> : principe de réalisation d'une colonne de jet grouting (guide N°1 de la famille fondations [FAFO 1].).....	.22
<b>Figure III.8</b> : Jet simple (guide N°1 de la famille fondations [FAFO 1]).....	23
<b>Figure III.9</b> : Procédé jet double (air + coulis) (Document Solétanche Bachy)).....	.24
<b>Figure III.10</b> Méthode du jet triple (guide N°1 de la famille Fondations [FAFO 1]).....	25
<b>Chapitre IV : Etude de faisabilité du barrage Mestaoua.</b>	
<b>Figure IV.11</b> – Composition minéralogique des échantillons	

des sondages (RD – rive droite ; FV-fond de la vallée; RG- rive gauche (ANBT).....	31
<b>Figure IV.12</b> – Courbes des volumes stockés au début de l’exploitation dans la retenue du barrage de Mestaoua (ANBT).....	34
<b>Figure IV.13</b> – Courbes des surfaces inondées au début de l’exploitation dans la retenue du barrage de Mestaoua...(ANBT).....	.34
<b>Figure IV.14</b> – Hydrogrammes de crue affluents à retenue de Mestaoua (ANBT).....	41
<b>Figure IV.15:</b> Coupe transversale du barrage homogène avec noyau bitumineux (ANBT).....	42
<b>Figure IV.16:</b> Variation du VAN en fonction du taux d'actualisation pour une recette de 10%.....	51
<b>Figure IV.17:</b> Variation du VAN en fonction du taux d'actualisation pour une recette de 15%.....	52
<b>Figure IV.18:</b> Variation du VAN en fonction du taux d'actualisation pour une recette de 20%.....	52

## INTRODUCTION GENERALE

Le gypse est une roche très soluble qui se dissout facilement pour former des cavernes, des gouffres, des cours d'eau qui disparaissent et d'autres caractéristiques karstiques qui sont généralement présentes dans les calcaires et les dolomies. Le karst de gypse est très répandu dans le monde et a causé des problèmes dans plusieurs sites où des barrages ont été construits ou dans lesquels la construction de barrages a été envisagée. Ces caractéristiques karstiques peuvent compromettre la capacité d'un barrage à contenir de l'eau dans un réservoir et même causer l'effondrement d'un barrage. Le karst de gypse dans les culées ou la fondation d'un barrage peut permettre à l'eau de traverser, autour ou sous un barrage, et les canaux de solution peuvent grossir rapidement, une fois que l'eau commence à couler à travers un tel système karstique.

L'objectif de cette étude est de bien comprendre le problème de la présence du gypse dans la fondation du barrage et ses rives et les moyens de traitement possible. La faisabilité du barrage Mestaoua reposant sur une fondation présentant des traces de gypse fera aussi de ce travail. les propriétés et le comportement des matériaux.

Notre étude comporte quatre chapitres dont le premier consiste a des recommandations sur la reconnaissance géologique et géotechnique qui se divise en trois études :

- Étude préliminaire dont l'enquête visuelle, consultation des cartes existantes.
- Étude sommaire résume la prospection géophysique confirmé par des sondage dont le but de délimiter et déterminer les différents types des sols qui constituent ces couches .
- Étude détaillée englobe les essais in situ.

Le second chapitre résume la bibliographie sur la présence du gypse et sa dissolution sous l'effet de l'eau **alors que le troisième chapitre donne une idée des désordres observés sous l'effet de la présence du gypse dans les fondations des barrages.**

Le dernier chapitre, cœur de ce mémoire, étudie la faisabilité du barrage Mestoua du point de vue technique et économique.

# **CHAPITRE I**

## **ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE DU SITE DU BARRAGE**

### **I.1. Introduction**

Pour valider le choix d'un site d'un barrage, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit. Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction : terre pour les remblais, eau pour le compactage, enrochements pour les perrés, les gabions et les maçonneries, sable et graviers pour les bétons.

Bien entendu, des appréciations négatives sur tout ou partie de ces caractéristiques propres au site pourront conduire à son abandon pur et simple. En effet, les coûts du traitement de l'élément douteux, si encore il est possible, doivent rester dans des limites financières compatibles avec l'enveloppe du projet.

### **I. 2. Étude géologique préalable**

#### **I.2.1. Principe**

Conduite par un géologue ou un géotechnicien expérimenté, essentiellement à travers l'examen de documents et l'observation du site et de ses abords lors d'une visite, cette étude devra permettre de préciser le cadre géologique du projet. La visite peut avoir lieu au cours du tri préliminaire des sites. A l'issue de ce travail, on devra pouvoir se prononcer sur leur aptitude géologique ou au contraire leur élimination. On pourra également être amené à rechercher de meilleurs axes d'implantation dans un même lieu. Dans les cas favorables, le géologue devra définir la nature et la localisation des reconnaissances à mener par la suite.

Notons enfin qu'une réelle étude géologique, comme décrite dans les paragraphes suivants, ne s'impose vraiment que pour des barrages de hauteur supérieure à 10 m. Pour des ouvrages plus modestes, quelques considérations sur la nature du substratum (présence de fissures, etc.) seront amplement suffisantes le plus souvent. Une visite du géologue est cependant à conseiller dans tous les cas.

### **I.2.2. Matériel et méthode**

L'obtention de documents précis n'est pas toujours aisée dans notre pays. On se procurera cependant relativement facilement des cartographies générales. Par ailleurs, le géologue n'hésitera pas à dresser lui-même des cartes à grande échelle dès qu'il le jugera nécessaire, soit parce que les documents disponibles sont trop peu précis, ou qu'il souhaite souligner des difficultés dans des zones particulières. En fait, la teneur même de l'étude géologique sera à ajuster en fonction de l'importance de l'ouvrage projeté.

Pour la mener à bien en tenant compte des points que l'on vient de préciser, on proposera donc la méthodologie suivante :

#### ***a) Investigations au bureau***

- Recherche des documents disponibles : cartes, descriptifs, études déjà réalisées dans la région, photographies aériennes, images satellitaires, etc.
- Étude de ces documents : définition du contexte géologique local, données litho stratigraphiques structurales, tectoniques.
- A partir de ces premières observations, on orientera la recherche de terrain vers la détection.

#### ***b) Visite de terrain***

- Parcourir les abords de l'axe présumé du barrage et ceux de la cuvette.
- Établir des documents tels que :
  - coupe géologique dans l'axe du barrage (prendre des échantillons);
  - cartes aussi détaillées que nécessaire de tout ou partie de la zone ; - profils stratigraphiques ponctuels.

La carte topographique constitue un fond correct si elle est à une échelle adaptée. On peut s'appuyer également sur la photo aérienne (fournie généralement au 1/ 20 000 ou au 1/ 50 000) qui peut être agrandie jusqu'à des échelles de 1/5 000 et plus. Ce type d'agrandissement permet de se caler sur des repères faciles à identifier (arbres, etc.).

#### ***c) Etablissement d'un diagnostic préliminaire*** : classer les sites selon qu'on les juge

- favorables : aucun risque majeur n'a pu être décelé à ce stade ;
- défavorables : on a mis en évidence des difficultés géologiques telles que la réalisation est impossible ou demanderait des traitements trop coûteux ;
- douteux : lorsque par exemple, on manque de documents ou que les observations sur le site sont insuffisantes pour se prononcer. Il faudra alors accompagner le classement du site dans cette catégorie d'une série de recommandations pour des recherches plus poussées (essais géophysiques, excavations, etc.).

- Enfin, on observera la plus grande prudence avant de déclarer un site favorable. Une affirmation trop hâtive en ce sens peut en effet conduire les études ultérieures, souvent coûteuses, à une impasse.

### **I. 3. Études géotechniques de faisabilité**

Ces études ont pour but de vérifier un certain nombre de points, après que le géologue ait émis un avis favorable sur la poursuite des investigations.

- En premier lieu, on s'intéressera au contrôle de la qualité de la fondation tant sur le plan de la résistance mécanique que de l'étanchéité. On se méfiera d'horizons tels que passées sableuses, argiles à canaux, zones détritiques ou fissurées, etc.

- En second lieu, on devra s'assurer de l'étanchéité de la cuvette et de la stabilité de ses versants si elle est encaissée.

- Enfin, il importe de vérifier la présence à proximité des matériaux de construction, tant en quantité qu'en qualité : enrochements, terre pour le remblai (1,5 à 2 fois le volume estimé du barrage), etc..

#### **I.3.1. Reconnaissances géotechniques complémentaires**

Cette étape complète éventuellement la première pour les cas où l'on ne parvient pas à se prononcer d'emblée sur la viabilité du site. Plusieurs types de reconnaissances peuvent être menées à ce stade, comme, par exemple, des forages carottés, des mesures géophysiques, des essais géotechniques in situ, etc.. Bien entendu, le choix des procédés doit rester en rapport avec l'importance de l'ouvrage projeté.

##### ***a) Les forages carottés***

La technique des forages carottés sera brièvement évoquée ici car elle n'est généralement mise en œuvre au niveau des études préliminaires que dans le cas des grands barrages.

On utilise un carottier pour les réaliser. Cet outillage permet de reconnaître les fondations à des profondeurs plus importantes qu'avec la pelle hydraulique. Le principe est d'extraire des carottes qui respectent la succession lithologique des terrains rencontrés. Leur observation permet au géologue de préciser le profil des fondations, leurs propriétés structurales, etc.

On peut également tirer de la foration des renseignements de nature hydrogéologique. Le nombre, la répartition le long de l'axe du barrage, ainsi que la profondeur de ces sondages sont fixées par le géologue, au vu des résultats obtenus dans la première phase, afin de les compléter. Deux types d'essais d'eau accompagnent en général les forages carottés

- les essais Lugeon en terrains rocheux : ce sont des essais en pression réalisés à l'aide d'une canule d'injection, la portion de forage testée étant fermée par un obturateur. On mesure le débit et la pression.

- les essais Lefranc, pour les terrains meubles : l'eau est injectée gravitairement dans la zone à tester.

Pour conclure, on notera que ces différentes opérations sont délicates et doivent être confiées à un personnel spécialisé.

### ***b) Les essais géophysiques***

Deux procédés sont couramment mis en œuvre : les essais sismiques (sismique réfraction et petite sismique) et géo électriques. On les associe le plus souvent aux forages carottés, les interprétations étant données au vu des résultats de l'ensemble de ces tests.

Leur principe est relativement simple. Les différentes natures de terrains rencontrés conduisent les ondes sismiques ou le courant chacune d'une manière propre. On peut donc en particulier localiser les zones de rocher sain où l'on s'efforcera d'ancrer les voiles d'étanchéité. Cependant, là encore, les essais et leur interprétation doivent être conduits par un géophysicien expérimenté.

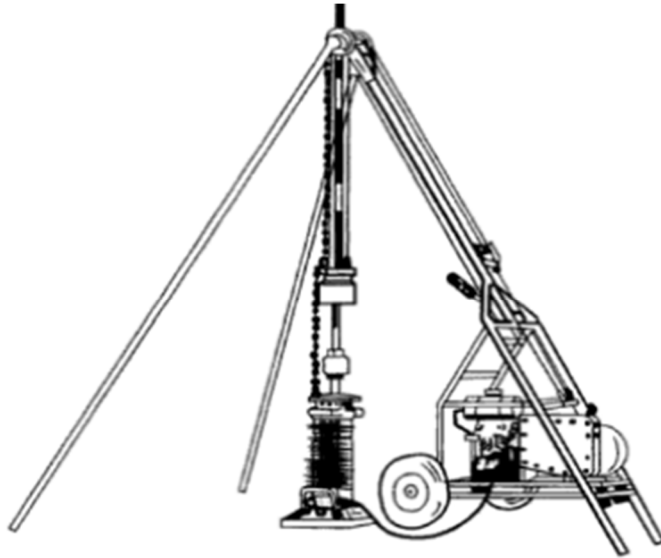
### ***c) Les essais géotechniques in situ***

Les procédés de mesure in situ sont assez nombreux. On abordera ici deux d'entre eux, que l'on estime être les plus utilisés pour l'étude des fondations de petits barrages.

- **Les essais de pénétration (terrains meubles)** : Ils permettent principalement de distinguer les différentes couches traversées, mais sans les caractériser. Deux types d'appareils sont utilisés à cet effet : les pénétromètres statiques et dynamiques. Le pénétromètre dynamique léger à moteur voir (figure 1) paraît le mieux adapté, car facilement transportable, même dans des zones difficiles d'accès.

Il est constitué d'un train de tiges métalliques terminé par une pointe de section donnée. L'ensemble est enfoncé par battage au moyen d'un mouton de masse connue, tombant en chute libre d'une hauteur fixe. On mesure le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur une profondeur prédéfinie.





**Figure I.1 : Modèle de pénétromètre dynamique léger à moteur.**

- **Mesure de la perméabilité en place** : Une valeur approchée de la perméabilité pourra être obtenue en laboratoire, mais seules les mesures in situ peuvent fournir une valeur proche de la réalité, notamment au niveau des cuvettes.

#### **\* Les limites d'Atterberg**

Les argiles et la matière organique ont une grande affinité avec l'eau. En ce qui concerne l'argile, son importance relative dans un sol étudié rendra ce dernier plus ou moins sensible à l'eau, le type d'argile entrant également en ligne de compte.

En pratique, on étudiera la sensibilité d'un sol sur sa partie fine (inférieure à 400  $\mu\text{m}$ ), les particules plus grossières n'ayant pas d'influence. La consistance du tamisat est alors variable selon sa teneur en eau :

- fluide aux fortes teneurs en eau : le sol dénué de cohésion a tendance à s'écouler ;
- plastique aux teneurs en eau intermédiaires : doté d'une cohésion, le sol se déforme largement sans rupture. Si après un long pétrissage, le sol ayant perdu sa cohésion, la retrouve progressivement, il s'agit d'un matériau thixotropique.
- solide aux faibles teneurs en eau: très cohérent, le sol est alors peu déformable.

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau qui, conventionnellement, correspondent au passage de l'état solide à l'état plastique ( $w_p$ , limite de plasticité), puis de l'état plastique à l'état liquide ( $w_l$ , limite de liquidité).

La détermination de ces valeurs est très empirique, dépendant même en partie du savoir faire de l'opérateur. Cependant, elles sont fondamentales pour l'identification des sols, permettant le calcul de grandeurs caractéristiques :

- l'indice de plasticité :  $IP = W_p - W_l$ .

**\* Essai au bleu de méthylène**

Il permet de savoir si une argile est gonflante ou non. En effet, le pouvoir gonflant d'une argile est lié à la porosité interne des grains qui la constituent, donc à leur surface spécifique (interne + externe), laquelle est mesurée indirectement par la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de l'échantillon préparée dans des conditions normalisées.

**\* Détermination du taux de matière organique**

On la dose par brûlage à l'eau oxygénée des éléments organiques d'un échantillon qu'on a porté à ébullition dans de l'eau distillée. On veillera à ce que les matériaux ne dépassent pas une teneur en matière organique supérieure à 4 à 5 %. Au delà, on risque en effet d'avoir des tassements car le matériau peut alors être évolutif.

#### **I-4 Conclusion**

La **reconnaissance géologique et géotechnique** nous permettra la réalisation d'une coupe géologique qui va nous faciliter l'identification des propriétés géotechniques des matériaux et leurs variations sur le site du projet afin de déterminer les conditions de terrassement (extraction et réutilisation des matériaux, l'estimation des volumes des matériaux disponible), afin d'assurer de la faisabilité technique, environnementale et financière du projet.

## **CHAPITRE II**

### **BIBLIOGRAPHIE SUR LA PRESENCE DU GYPSE ET SA DISSOLUTION**

#### **II.1.Introduction**

Les phénomènes de dissolution du gypse se développant dans le sous-sol entraînent une altération des propriétés du massif rocheux. Ces altérations peuvent conduire, à terme, à la formation de cavités et à l'apparition d'effondrements et affaissement en surface, phénomènes difficilement prévisibles et potentiellement dangereux pour les personnes et les biens. Les phénomènes de glissements de terrain qui pourraient se produire dans les zones de versants et qui sont la conséquence de mécanismes particuliers.

#### **II .2. Le gypse**

##### **II.2.1 définition et processus de formation**

Le gypse, roche saline sédimentaire tendre, déformable et légère par sa structure cristalline, confère aux couches épaisses qu'elle constitue.

##### **II.2.2 Minéralogie et caractéristiques**

De la famille des évaporites, le gypse est le minéral sulfaté ; qui constitue la forme la plus répandue du sulfate de calcium dans le sol (Eswaran et al, 1981).

C'est un sel soluble (Sulfate de calcium hydraté) (Herero et porta, 1990), il peut se déshydrater pour donner d'autres sels.

##### **II .2.3 Origine des accumulations gypseuses**

Les sols gypseux (au sens large) sont largement répandus et apparaissent typiques des régions arides et semi- arides, Ils sont répandus dans les régions à régime hydrique ( Khademi et Mermut, 2003) : Tunisie, Syrie, Irak, sud de l'URSS et de l'Espagne, Mexique, Algérie, etc.

L'origine du gypse en qualité importante dans le sol est en relation avec la présence de roches sédimentaires gypseuses, la topographie et l'aridité du milieu

( Bellanca et Neri, 1993)

Le gypse s'accumule suite à l'évaporation d'une eau minérale et de sa précipitation, il peut être hérité d'un matériau parental ou précipité de solution de sol hypersaturée ; il se dissout en saison humide et se précipite en saison sèche, il peut être transporté par l'eau et par le vent et se déposer par la suite.

## **II.2.4 Formation des gisements de gypse**

Les principaux gisements de gypse de par le monde sont liés aux dépôts de roches sédimentaires, dites évaporites, dans les mers peu profondes, les lagunes et les lacs salés.

L'évaporation de l'eau dans ces milieux engendre une sur salinité et la précipitation des ions présents dans l'eau sous forme de roches solubles dites salines. Selon les conditions vont se déposer des chlorures ou sels (de sodium ou potassium) ou des sulfates de calcium. Les sulfates déposés cristallisent le plus fréquemment sous forme hydratée (gypse -  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) mais parfois sous forme anhydre (anhydrite -  $\text{CaSO}_4$ ).

Après une période de dépôt chimique très lente, mais qui peut durer parfois plusieurs millions d'années, le gypse va constituer des couches sédimentaires plus ou moins épaisses, contenant souvent des intercalations de niveaux de marnes ou de calcaires caractéristiques des variations des conditions de dépôt au cours du temps.

Lorsque les couches géologiques n'ont pas subi de déformation tectonique importante, les gisements de gypse se présentent sous forme de couches horizontales peu ou très peu inclinées. Le gypse étant soluble celui-ci aura été préservé de la dissolution lorsqu'il est recouvert de couches imperméables (argiles et marnes) non décapées par l'érosion.

Lorsque les couches géologiques ont subies une forte déformation tectonique, les gisements exploitables sont de géométrie plus complexe et incluent plus ou moins de lentilles de roches « stériles » (schistes, dolomies, etc.).

## **II.3 Caractéristiques des sols gypseux :**

Les propriétés physiques des sols gypseux dépendent largement de la teneur en gypse et de la position de la croûte gypseuse dans le profil.

### ***II.3.1 : Texture***

La texture des sols gypseux influencée par la présence de teneurs élevées en cristaux de gypse (van alphen et rios remero, 1971), l'élimination du gypse, n'est possible que si la teneur en gypse est inférieure à 10%. Pour une teneur supérieure, la granulométrie établie sur une fraction seulement des constituants réels du sol, ne serait pas représentative des propriétés physiques du sol gypseux (C.I.R.A.D, 2004).

\*En Syrie, Stoops et Allaiwi (1981) cité in Abedssalam (1999), rapportent que la plupart des sols gypseux présentent une texture sableuse à sablo- limoneuse. Poch (1992), indique dans une étude sur les sols gypseux d'Espagne que la texture est étroitement liée à la teneur en gypse. Cependant, l'augmentation des teneurs en gypse engendre, d'une part, la formation

d'une texture à dominance de limons et de sables. Selon F.A.O (1990) grandes variétés de textures ont été observées dans les sols gypseux des régions méditerranéennes.

\*Les teneurs en argiles observées varient entre 2 à 50%. D'après Djili (2000), l'augmentation du taux d'argile est accompagnée d'une diminution des taux de gypse, mais le gypse peut se rencontrer en Algérie dans les sols argileux (marnes, alluvion ; des chotts et sebkha), qu'au sein des sols sableux des régions arides. (F.A.O, 1990).

### ***II.3.2 : Structure***

La plupart des sols gypseux ont une structure peu favorable, l'horizon de surface est dominé par une couche massive ou fine, peut être fortement cimenté, avec la formation de croûtes dures.

Sidi et Pansu (1990) ont montré l'effet favorable d'une teneur de 1 % de gypse sur la stabilité structurale d'un sol salé et non carbonaté.

Les teneurs entre 3 et 10 % de gypse, n'interfèrent pas significativement avec les caractéristiques du sol telle la structure, alors que les teneurs entre 10 à 25% de gypse, tendent à briser la continuité de la masse du sol par l'effet des cristaux de gypse (FAO, 1990).

### ***II.3.3 : Porosité***

Poch (1996) a montré que l'augmentation de l'accumulation du gypse dans le sol influence l'espace poral par le remplacement des larges pores, par des pores d'entassement dont le diamètre équivalent maximum est de 20 µm. Ceci est dû au colmatage par les cristaux lorsque le gypse est présent sous forme poudreuse, la porosité est élevée, alors que les croûtes gypseuses sont dures et présentent une faible porosité.

## **II.4 Interaction gypse- calcaire :**

Plusieurs travaux (Boyadgiev, 1974 ; Baci, 1984 ; FAO, 1990 ; Florea et AL joumaa, 1998 ; Djili, 2000) ont montré que l'augmentation du taux de gypse entraîne la diminution de la teneur en calcaire et vis versa. Halitim (1985) a montré par ces études dans les zones arides d'Algérie, que le gypse est toujours postérieur à la calcite.

## **II.5 Les formes de gypse**

Le gypse cristallise selon des faciès très différents et possède ainsi, du fait des nombreux aspects de ses cristaux, des variétés extrêmement diverses. Ces faciès dépendent des modalités de formation des minéraux gypseux et de leur histoire géologique. Les formes de dépôt du gypse les plus courantes sont :

**II.5.1 Le gypse lamelleux**, commun dans les bancs d'évaporites, a des cristaux allongés ou tabulaires, à l'état de lamelle (figure 2).



**Figure II. 2 : Gypse en cristaux tabulaires allongés (lamelleux).**

**II.5.2 albâtre gypseux** : variété grenue de gypse massif à grains fins à très fins ; elle est translucide à blanche. Les masses granulaires, d'aspect cireux, sont parfois veinées ou litées. À noter que le terme albâtre n'est pas propre au gypse et à sa roche mais s'étend aux calcaires (figure 3).



**Figure II. 3 : Carotte de gypse alabastroïde (Échantillon fourni par le Cerema).**

**II.5.3 gypse saccharoïde** : variété de gypse en masses granulaires compactes et plus ou moins grossières, en particulier fort il constitue la roche gypseuse, à cassure brillante, analogue au sucre, (figure 4).



**Figure II. 4** : A gauche, bloc de gypse saccharoïde pluri-décimétrique. A droite, Bloc de gypse saccharoïde décimétrique. (guide Méthodologique Analyse et Gestion des aléas ).

**II.5.4 Gypse lenticulaire** : plus rarement, le gypse se trouve sous forme de grands cristaux transparents, tabulaires ou maclés. Les cristaux du gypse sont bien connus des chimistes pour leur facilité à former des macles ou associations de faces cristallines. Ils peuvent être, « en queue d'hirondelle », « roses des sables » : ou former « en fer de lance » (figure 5).



**Figure (II. 5)** : Cristal de gypse dit en « fer de lance » collection minéralogique (Ineris) .

## II.6 Dissolution de gypse

Le phénomène de **dissolution du gypse** forme des poches de vides qui peuvent être à l'origine d'importants désordres en surface.

Ce phénomène est une conséquence de circulations d'eau souterraines ou de variation du niveau des nappes.

On citera quelques chiffres de solubilité dans l'eau douce pour des roches :

- Dolomie 0,006 g/l
- Calcaire 0,06 g/l
- Gypse 2,38 g/l
- Sel gemme 280 g/l.

Le gypse est 118 fois moins soluble que le sel, mais 40 fois plus que le calcaire.

La vitesse de dissolution du calcaire n'est rapide que dans une échelle de temps géologique, tandis que celle du sel est suffisante pour qu'il soit possible d'exploiter des gisements en organisant une circulation d'eau. Le gypse est assez soluble pour que les conditions puissent être évolutives à l'échelle de la durée de service d'un ouvrage, au moins dans certaines conditions d'écoulements souterrains.

Un débit d'eau pure de  $1\text{m}^3 / 1\text{s}$  est capable de dissoudre  $7\text{ m}^3$  de gypse en un an. Mais cela ne signifie nullement que si ce débit transite à l'aplomb d'une construction, il créera annuellement sous cette construction des vides d'un tel volume, et si l'eau est déjà saturée en gypse avant de traverser la zone considérée, elle ne dissoudra rien du tout.

Afnor XP P94-250-1 :ENV1997-1-EURO code7.calcul géotechnique parti  
e 1 règles générales.

Les phénomènes de dissolution du gypse peuvent être à l'origine de l'apparition ou de la réactivation de cavités anciennes. En effet, à l'échelle de la dizaine d'années, le développement de cavités de petites dimensions et/ou l'évolution de cavités préexistantes peuvent être perceptibles. Par contre, le développement de grandes cavités de dissolution, lié à la présence de niveau gypseux d'épaisseur importante, est peu probable sur des durées relativement courtes (ordre de grandeur annuel) en dehors de situations particulières et/ou anthropisées. (Daupley et al., 2015).

## II.7 Conclusion

Dans tous les contextes où des roches solubles sont présentes dans le sous-sol, une dissolution naturelle peut se développer. Cette dissolution induit une perte de matière solide pouvant aller jusqu'à la création de vides, de dimensions plus ou moins importantes, au sein



ou en surface du matériau soluble. Les modifications de la structure des terrains en profondeur peuvent aussi se répercuter en surface par des affaissements lents du sol ou par la formation d'effondrements brutaux.

Pour des cavités de dissolution, l'eau joue un rôle très important et va interagir dans toutes les phases, depuis la création du vide jusqu'à la remontée du désordre/vide en surface.

# CHAPITRE III

## EFFET DE LA PRESENCE DU GYPSE DANS LES FONDACTIONS DES BARRAGES

### III .1. Introduction

Les roches à gypse caractérisées par la solubilité prennent 7 millions de km<sup>2</sup> du monde. Alors que la construction de barrages et de réservoirs de construction sur ces roches posent des problèmes importants.

La dissolution de roches de gypse dans les fondations de barrages est la raison des risques supplémentaires pendant la construction et l'exploitation des barrages.

### III .2. Problèmes et catastrophes karst dans les barrages

La Construction hydrotechnique dans les régions de roche soluble peut créer des conditions de dissolution améliorée et développement karstique qui peut menacer les structures (Milanovic, 2000).

De nombreux problèmes sont associés aux barrages sur le gypse, ceux-ci comprennent le tassement, le craquage et suintement avec la menace constante de l'échec ou assainissement coûteux.

À travers le monde il existe des exemples où la dissolution de gypse dans les fondations des barrages, à proximité de Bâle, sur la rivière Birs, la dissolution des lits de gypse dans la fondation du barrage ont provoqué des tassements et des fissures.

*Le barrage St. Francis*, a été construit à Los Angeles en 1926 mais, en 1928, il a été détruit en raison de la dissolution du conglomérat avec du ciment de gypse dans la culée gauche. Les dommages et les coûts associés ont été considérables, mais, plus important encore, 400 personnes sont mortes à la suite de cette catastrophe. Le barrage *McMillan*, au Nouveau-Mexique, est le plus vieux barrage connu pour être affecté par le karst de gypse. Des infiltrations et des effondrements se sont produits sur le côté gauche du barrage, à la suite de quoi des sources à fort débit se sont développées en aval du barrage. Malgré des efforts considérables en 1909, l'infiltration dans la culée gauche ne put être stoppée (Brune, 1965). Le gypse aussi se produit dans les fondations du barrage *de San Loran* Catalogne, le barrage *de Poecos* au Pérou .

En Oklahoma, le barrage *Upper Mangum* proposé a été abandonné avant la construction, en raison de l'étendue du karst de gypse dans les culées et la zone de retenue. L'accident catastrophique de la digue de *Quail Creek* dans le sud-ouest de l'Utah en 1989 était dû à

l'écoulement de l'eau à travers une unité de gypse karstifiée non détectée sous le talus remblayé. La digue a été reconstruite, au coût de 12 millions de dollars US, avec la construction d'une tranchée de 600 m de long et de 25 m de profondeur. D'autres barrages aux Etats-Unis avec de graves problèmes de fuites de gypse et de karst ces dernières années sont les barrages *Horsetooth* et *Carter Lake*, au Colorado, et *Anchor Dam*, dans le Wyoming. Le barrage de *Mossoul* qui a été construit sur un sol de gypse et de calcaire qui s'érode au contact de l'eau, ce qui a pour effet de creuser des cavités dans les soubassements de l'ouvrage. Les autorités irakiennes ont tenté de colmater les brèches, en renforçant les fondations du barrage et en injectant du ciment dans le sous-sol et dans ces cavités.

### **III .3. Amélioration et renforcement des terrains de fondation par injection**

Les projets de réparation et de renforcement des structures peuvent faire appel au traitement des terrains sur lesquels ou au sein desquels les fondations de ces structures reposent. Ces terrains sont, soit des sols (ou roches) en place, soit des sols rapportés ; dans ce dernier cas, il s'agit par exemple de remblais supportant des habitations, voies ferrées ou routières, des barrages et qui présentent des déformations différées dans le temps préjudiciables à la fonction de l'ouvrage porté.

Le traitement auquel le terrain est soumis a deux objectifs, indépendants ou non, mécanique et hydraulique :

a) mécaniquement, il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrain rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité.

b) hydrauliquement, les buts recherchés sont :

- une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration au travers des massifs,
- une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion des parties fines ou solubles du sol.
- une protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs éventuellement infiltrés.

Les techniques de traitement de sol utilisées pour la réparation ou le confortement d'ouvrages sont celles, parmi toutes les techniques existantes, les moins agressives vis-à-vis du sol et surtout vis-à-vis de l'ouvrage à réparer. Elles diffèrent donc profondément des méthodes utilisables sur sol vierge avant toute construction. Celles concernées dans ce chapitre reposent sur l'incorporation de liant, appelée habituellement injection, et ce par différents procédés qui conduisent à distinguer l'amélioration ou le renforcement.

Il convient d'appeler « amélioration », le résultat de l'opération d'une injection, sinon

totallement homogène, du moins généralisée au niveau du massif. Le liant injecté se propage par les vides communicants du massif et les remplit ; en terrain meuble, il s'agit essentiellement des pores et, dans le rocher, ce sont, soit les vides, soit les fissures et joints de discontinuité qui sont remplis. C'est l'injection traditionnelle sans déplacement des terrains.

Mais il est également possible de « forcer » le terrain et de provoquer une fissuration en même temps qu'un resserrement du squelette (injection de claquage), ou bien constituer des colonnes de mortier dotées de propriétés mécaniques dont il peut ne pas être tenu compte. Seules les nouvelles caractéristiques du sol amélioré sont prises en compte.

Avec l'amélioration, les propriétés du massif augmentent donc après traitement ; la cohésion ou l'angle de frottement supplémentaire obtenu, de même que la déformabilité réduite, confèrent globalement une meilleure capacité, de même qu'une perméabilité plus faible, essentiellement dans le cas de l'injection traditionnelle.

Un procédé de renforcement particulier est celui de l'injection de coulis dans des enveloppes métalliques ou géosynthétiques expansives mise en place au préalable dans des forages, des cavités ou à la surface du sol. Le procédé est utilisé, par exemple, pour combler des affouillements.

Amélioration et renforcement peuvent être simultanés, dans la mesure où le procédé est destiné à améliorer le sol, en même temps qu'il crée des éléments dont on maîtrise les caractéristiques et la géométrie.

### **III.3. 1. Méthodes de traitement par injection**

#### **III.3.1.1. Les méthodes classiques**

Une injection classique est une injection qui agit a priori sans déplacement des terrains ; sa mise en œuvre n'est en tout cas pas destinée à resserrer ceux-ci. C'est donc une technique de comblement et d'imprégnation, destinée à remplir des vides naturels, qui sont, soit des fissures (terrains cohérents, rocher), soit les vides des terrains granulaires. Le remplissage se fait avec un coulis sans déformation intentionnelle du sol.

Le résultat de l'injection est donc une diminution de la perméabilité du massif, ce qui est le plus souvent le but recherché. Mais une amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité est également obtenue. Dans cette optique, l'injection, telle que définie, peut stabiliser un ouvrage en stoppant des déformations. Cette technique de confortement est donc envisageable dans la mesure où l'ouvrage présente des désordres encore acceptables et où le simple arrêt de leur évolution est suffisant.

### III .3.1.1.1. FORAGES

Le moyen recherché est d'introduire le produit injecté en forçant le sol. L'opération se fait à partir de forages de faibles diamètres (50 à 80 mm), soit à « trou ouvert » avec un obturateur simple et en montant ou descendant (et re-forage dans ce cas), soit avec un tube à manchettes et un obturateur double. Les pressions sont basses (jusqu'à environ 2 MPa) et il n'y a aucun rejet d'une partie du terrain vers la surface (Figure 6).

La distribution des forages et des points d'injection dépend du volume du traitement, global avec un maillage assez lâche ou localisé avec un maillage très serré. Les conditions géométriques de l'ouvrage et de son environnement, le rayon d'action du coulis et le type de sol sont autant de paramètres qui déterminent le maillage.

A titre indicatif, pour les terrains meubles, l'espacement peut varier de 1,00 m pour les sables fins, 1,50 m dans les sables et graviers, 3 à 5,00 m pour les graves. Dans le rocher, l'espacement varie de 1 à 3,00 m en cas de fissures fines, et de 2 à 4,00 m en cas de fissures ouvertes.

Le choix d'une bonne méthode de forage est un élément important pour la réussite du chantier. Plusieurs procédés, pour le choix desquels la connaissance géotechnique du massif est indispensable, sont disponibles : rotation (tarière, tricône, taillant) et percussion (en tête, fond de trou), avec tubage de travail ou non (tige tube, méthode Odex) et la possibilité ou nécessité d'un fluide de forage particulier : air, eau, boue ou polymère.

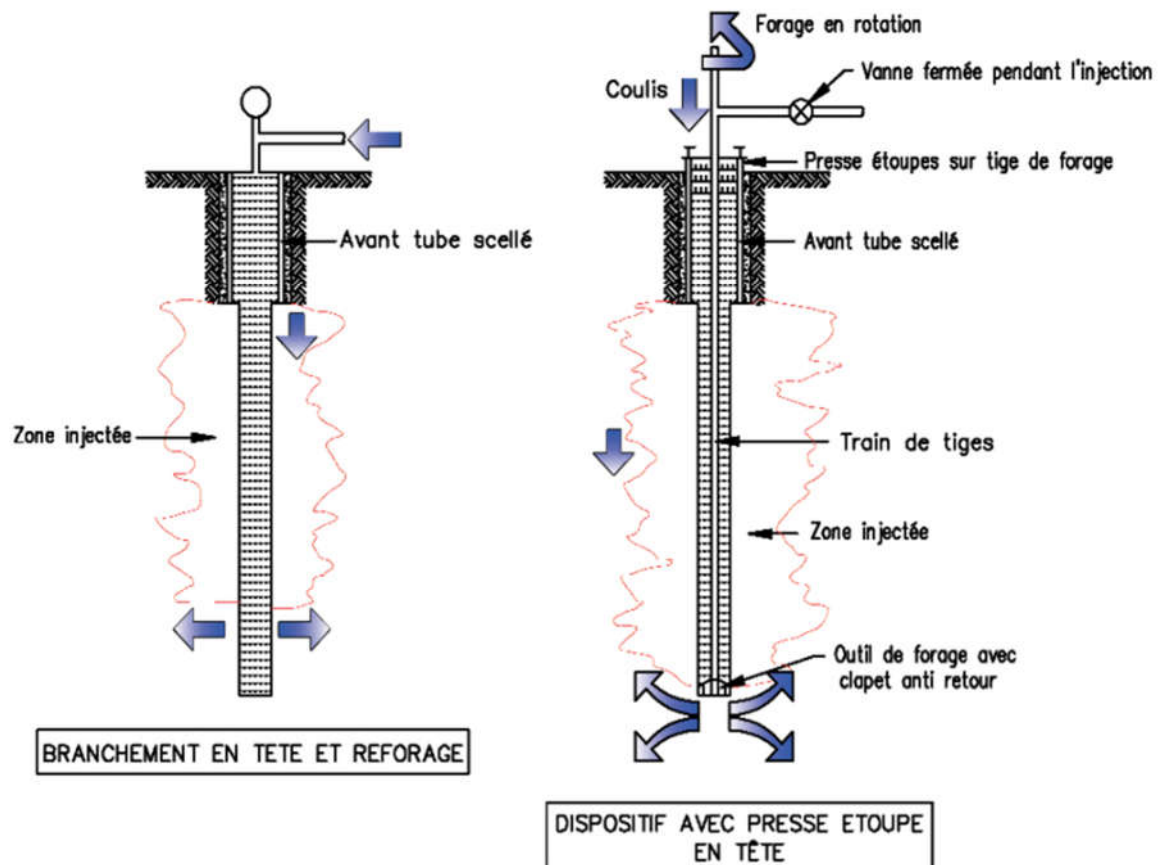


Figure III.6 : injection en descendant (guide N°1 de la famille fondations [FAFO 1]).

### III.3. 1.1.2. Les coulis

Il y a deux catégories principales de coulis :

- a) les suspensions granulaires : mélange eau + ciment, cendres volantes, argile, bentonite, chaux, sable. Ils sont instables ou stables, rigidifiés ou fluidifiés. Leur avantage est un coût modéré, une résistance mécanique élevée ; ils sont pérennes et non toxiques ;
- b) les liquides ou solutions, au comportement rhéologique simple, mais de coût élevé, pour obtenir une résistance mécanique qui reste limitée.

Le coulis doit cheminer dans le massif et sa capacité à pénétrer dépend de ses caractéristiques intrinsèques : la taille des particules, sa stabilité, sa viscosité et la diminution du rapport C/E par filtration ; s'y ajoutent la nature des terrains absorbants et la pression d'injection.

Le matériau d'injection adéquat est déterminé par la nature du sol et principalement par sa porosité. Ainsi l'injection de mortier est recommandée dans les graviers grossiers et les vides karstiques. Les coulis à base de ciment ultra fin peuvent être utilisés pour les sables et graviers dont les perméabilités restent supérieures à  $5.10^{-5}$  m/s. Lorsque seule l'étanchéité est

recherchée, les coulis de silicate de soude et de réactifs minéraux (bicarbonate de soude par exemple) peuvent être employés pour les sols fins ayant des perméabilités comprises entre 10<sup>-3</sup> et 10<sup>-5</sup> m/s. La norme sur les injections donne toutes les informations à ce sujet.

### **III .3. 1.1.3. Domaines d'utilisation de l'injection classique**

L'injection classique est bien adaptée pour les situations suivantes :

- a) reprise par injection des maçonneries d'ouvrages anciens, où il y a en parallèle nécessité d'améliorer le sol. Le choix, si possible, d'une méthode d'injection unique pour les deux milieux est alors judicieux,
- b) comblement de cavités, mettant en péril les ouvrages les surplombant ; il s'agit de cavités franches ou plus ou moins remplies, susceptibles de mettre en péril les constructions. Elles sont ou parfaitement identifiées, ou au contraire présentes mais diffuses. En cas de vide franc, ce coulis serait alors très rustique, peu chargé, avec des formulations qui peuvent faire appel à des matériaux locaux (limon, cendres volantes, sable...) ; les risques de cheminement incontrôlés et de résurgences existent.

### **III.3.1. 2. Injection de claquage**

L'injection de claquage diffère de l'injection classique dont elle constitue souvent un complément. C'est une injection qui provoque le mouvement du terrain par rupture de ce dernier, soit par compactage, soit par déplacement. C'est un procédé interactif, qui a vu le jour grâce aux développements des moyens de saisies et du monitoring.

Les opérations d'injection par claquage sont en effet accompagnées de mesures, généralement de déplacements, dont les valeurs seuils sont fixées à l'avance et qui guident en conséquence les opérations d'injections, qui sont le plus souvent répétitives.

Ainsi, pour assurer la stabilité de l'ouvrage auprès duquel sont prévues des excavations, les tassements peuvent être corrigés par une injection immédiate, préventive ou compensatoire, si elle est réalisée avant ou si elle est réalisée durant l'excavation. Dans le cas de tassements excessifs constatés, d'origine autre, la remise à niveau est opérée par une injection correctrice.

### **III.3. 1.3 Le compactage statique horizontal ou injection solide**

Le compactage statique horizontal (ou injection solide) consiste à introduire sous pression dans le sol un mortier de consistance raide. Réalisée à partir d'un forage, l'injection de

mortier n'imprègne, ni ne claque le terrain. Elle refoule le sol environnant et peut ainsi en améliorer les caractéristiques géotechniques. C'est donc une méthode d'amélioration, pour laquelle les inclusions de mortier ainsi formées sont réparties suivant un maillage qui apporte une amélioration supplémentaire.

Les matériels comportent des unités de préparation et de malaxage du mortier et une pompe d'injection permettant des débits jusqu'à 10 m<sup>3</sup>/h et des pressions jusqu'à 8 MPa à la pompe, laquelle constitue un élément essentiel du dispositif.

Le forage peut être réalisé soit en descendant, soit en remontant ce qui est le plus souvent le cas. D'un diamètre de l'ordre de 100 mm, il comporte des tubages de soutien remontés après traitement de chaque tranche de sol. Les hauteurs de tranches sont couramment comprises entre 0,5 et 2 m.

### **III.3. 1.4 LE JET GROUTING**

Le jet grouting est un procédé de traitement des sols par une injection à grande vitesse et pression, de fluides et coulis. Il permet la réalisation de colonnes, demi-colonnes, lamelles ou parois. Il est applicable à tous les terrains meubles, hormis les sols très organiques.

Le jet grouting conduit à un renforcement du sol et c'est l'obtention de caractéristiques géométriques et mécaniques qui est recherchée. Le sol hors colonne ne subit pas ou peu d'amélioration. Cette méthode d'injection se distingue donc fondamentalement des injections classiques ou de claquage. Dans le domaine des fondations ou soutènements, le jet conduit donc à de véritables éléments porteurs ou de soutien assimilables à leurs équivalents traditionnels.

Le jet grouting permet également de remplir des fonctions d'étanchéité.

#### **II .3. 1.4.1 REALISATION DE COLONNE DE JET D EAU**

La réalisation de cette technique (figure 7) débute, sur toute la hauteur à traiter, par un forage de diamètre le plus souvent compris entre 100 et 200 mm. Le train de tiges est doté d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lancement. Par cette colonne de lancement (de 70 à 100 mm de diamètre) on met en vitesse un jet de coulis envoyé par une pompe à haute pression (plusieurs dizaines de MPa) à travers une ou plusieurs buses de petit diamètre (1 à 10 mm) placées en pied. Ensuite les tiges sont remontées lentement avec mise en rotation, pour former la colonne de béton de sol sur toute la hauteur du traitement.



Pendant la phase « jet », les volumes en excès du mélange sol ciment, appelés rejets ou spoil, doivent ressortir librement en tête de forage et être évacués. Théoriquement ce volume est équivalent au volume de coulis injecté sauf en présence de terrains très ouverts qui peuvent absorber une partie du spoil. Sans cette remontée, l'excès de matériau risque de claquer le terrain et de créer des désordres au voisinage.

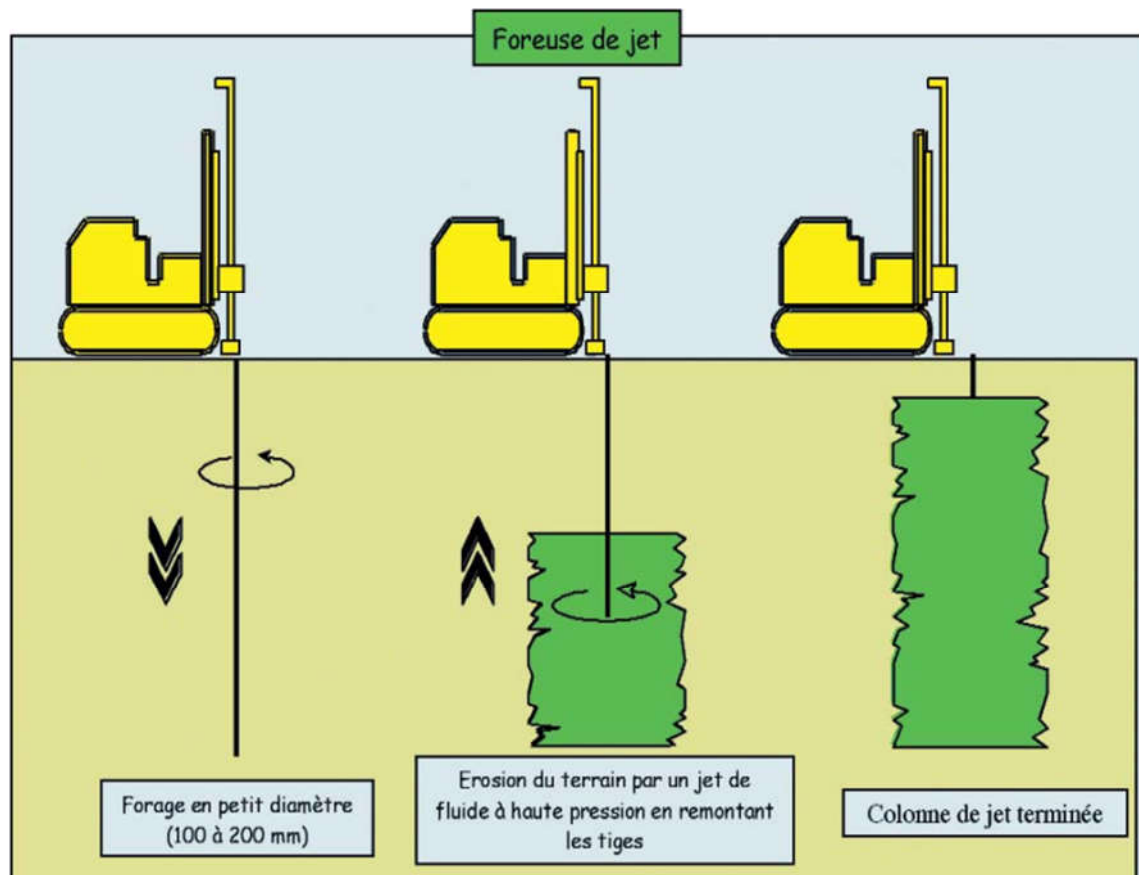


Figure III .7 : principe de réalisation d'une colonne de jet grouting (guide N°1 de la famille fondations [FAFO 1].)

### II .3. 1.4.2 Méthodes du jet

Trois méthodes de réalisation sont actuellement disponibles.

#### a) Méthode du jet simple.

Dans ce cas, les trois phases, déstructuration, extraction et incorporation, sont assurées par le jet d'un seul fluide, le coulis de ciment. Cette technique est plutôt utilisée dans les terrains peu compacts, de faible cohésion, dans lesquels il n'est pas recherché un rayon d'action important. L'outillage se réduit à un train de tiges simple à un seul niveau de sortie équipé

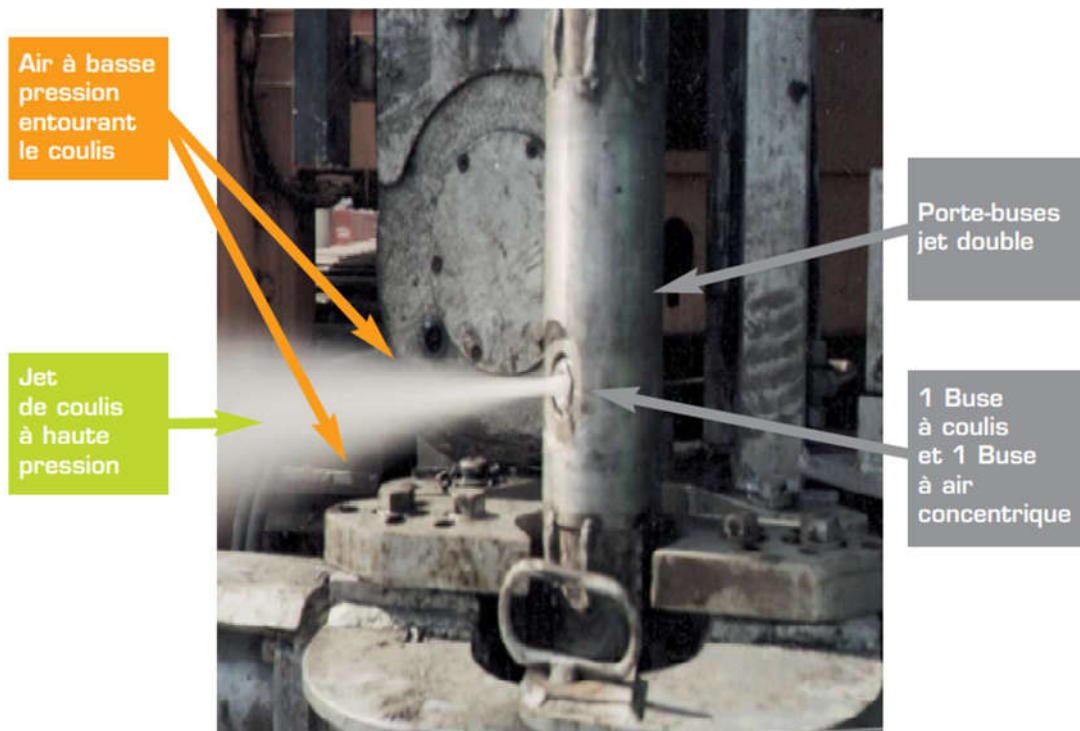
d'une ou deux buses simples ; cette ligne d'outil est utilisée comme train de tiges de forage. Il faut veiller à ce qu'une trop forte viscosité du spoil ne gêne pas sa remontée jusqu'en tête de forage (figure 8)



**Figure III .8 Jet simple (document Solétanche Bachy) .**

**b) Méthode du jet double.**

Elle améliore la précédente, un jet d'air étant ajouté en protection du jet decoulis, ce qui permet d'augmenter considérablement le rayon d'action du jet. Le rôle de l'air est d'améliorer les possibilités d'extraction du terrain en place par le phénomène d'air-lift. (Figure 9)



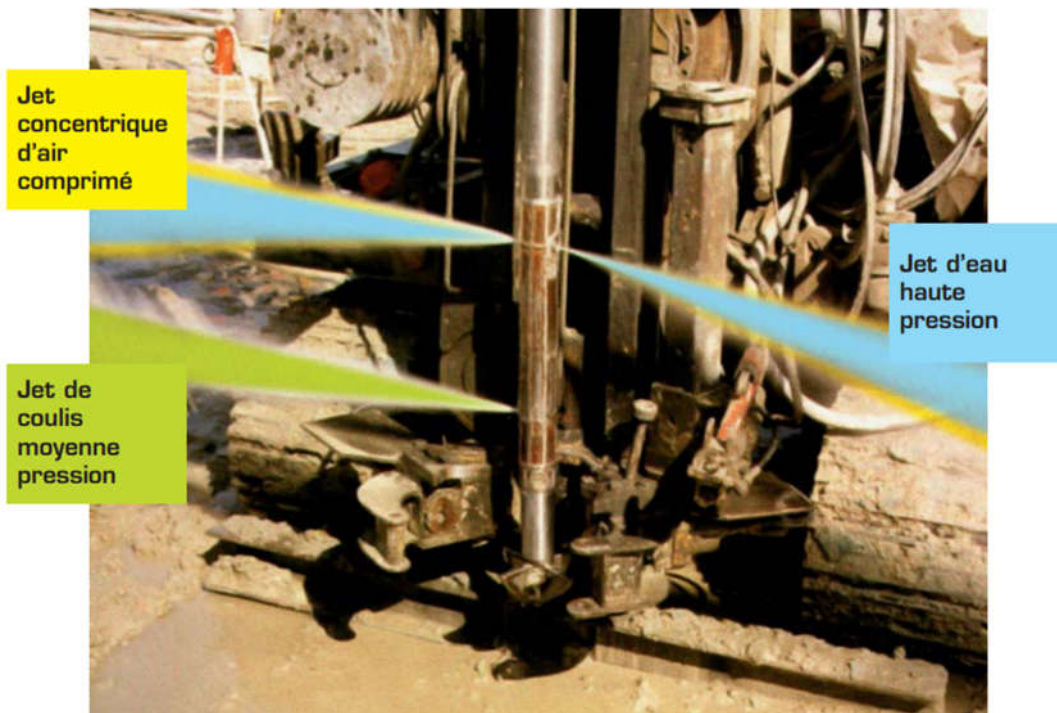
**Figure III. 9 procédé jet double (air + coulis)  
(document Solétanche Bachy) .**

### ***c) Méthode du jet triple.***

Dans ce procédé, mis en œuvre en forage ouvert, un jet d'eau à très haute énergie, communiquée par une pression de 40 à 50 MPa, est utilisé pour la déstructuration du terrain en place. L'eau, en s'échappant ensuite par le forage ouvert, entraîne avec elle une fraction des éléments constitutifs du terrain. Un jet d'air, injecté sous 0,5 à 0,7 MPa, enveloppe le jet d'eau, augmentant notablement l'effet de déstructuration de ce dernier. Le jet d'air permet non seulement d'augmenter le rayon d'action de l'eau, mais, par l'émulsion qu'il provoque, il facilite l'extraction d'une partie des éléments du terrain.

Enfin, le jet de coulis, envoyé séparément sous une pression de 3 à 5 MPa, permet l'incorporation du matériau d'apport dans la masse de terrain remanié par l'action combinée des jets d'eau et d'air ci-dessus.

Cette méthode demande des pompes d'injection distinctes et une ligne d'outils à triple buse permettant l'amenée des trois fluides (figure 10 )



**Figure III. 10 : méthode du jet triple (guide N°1 de la famille Fondations [FAFO 1]).**

### **II .3. 1.4.3 Les produits d'injection**

Les produits utilisés sont adaptés au but recherché, sachant que certains d'entre eux peuvent, en maîtrisant la mise en œuvre, agir comme dans une injection classique, c'est-à-dire sans déplacement du sol.

Les coulis traditionnels sont des coulis de ciment à viscosité moyenne, riches en éléments solides et les plus stables possibles. Le coulis est destiné à ne remplir que le réseau de fissures créé, réseau qui peut être densifié par des injections répétitives et sélectives.

Les volumes de coulis absorbés par les fissures ainsi provoquées entraînent, soit un resserrement des sols, soit un déplacement de ceux-ci, suivant leur nature. Certains produits, développés dans des procédés particuliers, provoquent le même effet mais agissent différemment. En particulier, la résine de polyuréthane injectée sous forme liquide durcit en quelques secondes avec une expansion très importante, en même temps qu'une pression pouvant atteindre 0,4 à 0,5 MPa. Le rayon d'action autour du forage d'injection est donc très limité, le mode d'action sur le terrain étant analogue à celui d'un coulis traditionnel. Parmi les inconvénients et limitations :

Risque d'utilisation abusive de la technique dans des sols mal adaptés, au comportement

délicat, tels les sols compressibles ou les sols sujets à retrait-gonflement (sécheresse, humidification). Pour ces derniers, en particulier, une très bonne identification, même minéralogique, est indispensable ; pour les argiles très plastiques à forte teneur en montmorillonite, le traitement par injection de claquage n'est pas efficace.

Dans ces conditions, il est nécessaire de faire réaliser les travaux de confortement par des entreprises très spécialisées et présentant des références.

### **III.4 Conclusion**

Le gypse qu'il soit en forme massive ou en particule, se dissout, produisant des cavernes et/ou des dépôts progressifs ; des courants de filtration qui s'accroissent et la détérioration des fondations qui s'ensuit sont peu probables si des dispositions nécessaires sont prises afin de garder les taux initiaux de courant de filtration à des valeurs peu élevées.

L'échec à trouver des solutions appropriées pour l'infiltration continue semblait provenir de l'interprétation erronée des faits géologiques de base, et le jugement erroné de comportement de roche de gypse dans cet environnement et son phénomène de dissolution, en plus de la nature particulière du gypse.

## **CHAPITRE IV**

### **ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MESTAOUA**

#### **IV. 1 Introduction**

Du fait de l'importante croissance démographique attendue pour les prochaines décennies, l'irrigation doit être étendue afin d'augmenter la capacité de la production. Le barrage Massaoua est un barrage destiné à l'irrigation, alors la construction de ce projet est très intéressante pour la région et pour le pays qui est en développement, puisque un seul investissement permet à la population de recevoir des bénéfices à la fois domestique et économique.

#### **IV. 2 Situation géographique et description générale de la zone d'étude**

La zone d'implantation du barrage projeté est située dans la partie Est de la Wilaya de Biskra.

L'accès dans la zone d'implantation du site étudié se fait par la route vers M'Ziraa (61 Km de Biskra jusqu'au siège de l'APC de M'Ziraa), puis de M'Ziraa vers les sites, il y'a 2 possibilités :

- 1 - Par la route goudronnée vers Sidi Masmoudi et Kebache sur 17 Km, puis 2 Km jusqu'au site (tronçon non aménagé) ;
- 2- Par la route goudronnée vers Sidi Masmoudi sur 10 Km, puis on se dirige vers l'Est sur une piste rocailleuse sur 6 Km, 4 Km sur route nationale en construction (vers le Nord), enfin 3.5 Km sur piste plus au moins aménagée en allant vers le Nord- Ouest de la route.

Ce deuxième accès est celui dont ils ont emprunté lors des travaux de reconnaissances géologiques.

#### **IV. 3 Conditions géologiques du site du barrage**

Le site du barrage présente une rive gauche forte constituée par des marnes rougeâtres à intercalations de bancs gréseux centimétriques à décimétriques et lits gypseux à la base (jusqu'à 30 m au-dessus de la base de la rive) surmontées par des marnes à rares intercalations de bancs de grés d'épaisseur de l'ordre de 3 m.

Les couches se présentent en pendage subhorizontal.

La rive droite commence par une pente assez faible et se termine par une pente forte constituée marnes rougeâtres à intercalations de grés tendres argileux (épaisseur maximale : 1.5 m) avec lits centimétriques gypseux aux sommets des couches gréseuses.

A 100 m, en aval de l'axe de la digue, la rive gauche présente un pli anticlinal dont l'axe est subparallèle à celui de la digue. Le pendage des couches au niveau de la digue est toujours en sens inverse de l'écoulement.

Le fond de la vallée forme une couverture d'alluvions (cailloux, gravier, blocs et sables) et colluvions (limons sableux et argile sableuses à traces de gypse) surmontant le substratum marneux des deux rives.

#### **IV. 3.1 Géologie régionale :**

La région où se situe le barrage sur « Oued Mestaoua » fait partie de la bordure méridionale de l'Atlas saharien dans la chaîne des Aurès, caractérisée par des plis de style coffré de forte amplitude.

Cette région est limitée au sud des collines pliocènes (constituées de poudingues) par la flexure de Khanguet Sidi Nadji, accident faisant partie de la flexure saharienne.

Le bassin versant du barrage Mestaoua fait du flanc sud de l'anticlinal du djebel Ahmar Khaddou.

L'ensemble des formations du bassin versant constituées par les dépôts crétacés et éocènes présentent des dépôts de marnes et calcaires (marnes en grande partie) présentant des pentes fortes. Au sud du bassin les dépôts continentaux du Miocène (argiles, gris et marnes) couvrent en partie ceux de l'éocène et du Crétacé

#### **IV. 3.2 Sismicité :**

Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes Secousses telluriques. L'intensité de ces secousses telluriques ou tremblements de terre est suffisante pour causer d'importants dégâts ou ruines de constructions, à moins que celles-ci soient conçues de manière adéquate pour pouvoir résister à ces effets.

Selon les règles parasismiques algériennes de 2003, la région du site étudié appartient à la zone I (**zone de faible sismicité**).

#### **IV. 3.3 Travaux de reconnaissance de terrain :**

Dans le but d'envisager les caractéristiques générales du terrain, pour la construction du barrage et la création d'une retenue, les travaux de reconnaissances géologiques sur le terrain et les essais de laboratoire sont les suivants.

##### **IV. 3.3.1 Perméabilité**

L'étude de la perméabilité des sols de couverture a été faite au recours des essais de

perméabilité du type *Lefranc*, seulement dans les alluvions grossières. Le coefficient de perméabilité obtenu varie entre  $10^{-5}$  m/s et  $10^{-6}$  m/s. Probablement, les Ag sous une couverture de sols fins se trouvent naturellement polluées par des fines.

L'étude de la perméabilité du substratum miocène a été faite au moyen des essais *Lugeon*. On trouve dans le tableau 1 ci-joint un récapitulatif des résultats, rangés par des classes de perméabilité et par tranches de 10m de profondeur.

U.L.	Profondeurs par tranches de 10 m				Total	%
	0 - 10	10 - 20	20 - 30	> 30		
≤ 1	8	24	11	3	46	71,9%
1 - 5	5	1	5	0	11	17,2%
5 - 15	3	0	0	0	3	4,7%
15 - 25	1	0	0	0	1	1,6%
25 - 50	0	0	1	0	1	1,6%
> 50	1	0	1	0	2	3,1%
<b>Total</b>	18	25	18	3	64	-
<b>%</b>	28%	39%	28%	5%	-	100%

**Tableau IV.1 – Récapitulatif des essais Lugeon par tranches de 10m(ANBT).**

Les résultats des essais Lugeon montrent que le substratum au site du barrage (unités argileuses et argilo-sableuses à bancs gréseux) est un massif caractérisé par une perméabilité très faible à faible (89%) parfois modérée à moyennement élevée et élevé à très élevée (11%). Des résultats des essais Lugeon permettent ressortir les aspects suivants :

- a) Le substratum miocène argilo-marneux à gypse dans le fond de la vallée se caractérise par une perméabilité faible à très faible.
- b) Par contre les intercalations de bancs gréseux rencontrées dans la structure anticlinale du flanc droit et dans le domaine aval du flanc gauche sont parfois perméables ;
- c) Les claquages à faible pression est lié à l'état tendre du rocher argileux observé dans les carottages où les vitesses sismiques de réfraction sont aussi un peu plus faibles ;
- d) La susceptibilité à la rupture hydraulique conduit à une perméabilité élevée au niveau de l'horizon plus superficiel du substratum argileux du fond de la vallée. Cet horizon est plus épais sous le lit de l'oued.



#### IV. 3.3.2 Essais in situ

##### IV. 3.3.2.1 Essais de pénétration

Lithologie	N			N <sub>60</sub> (valeur corrigée)		
	Min.	Max	Moyenne	Min.	Max	Moyenne
Alluvion fines (Argile limoneuse)	31	75	53	19	46	33
Substratum au fond de la vallée (Argile carbonatée)	53	116	86	37	96	69
Substratum de la rive gauche (Argile carbonatée)	35	92	60	21	57	37

**Tableau IV.2 – Résultats des essais de pénétration (ANBT).**

Au fond de la vallée on vérifie que dans les alluvions fines il y a juste deux valeurs de N de 31 et 75, pour les derniers 30 cm de pénétration. Ces valeurs sont élevées compte tenu à la nature argileuse des sols.

Au substratum, les valeurs de N sont très élevées en dépassant 50, pour les derniers 30 cm de pénétration, mais avec une valeur moyenne de 86. Il faut noter que, dans quelques essais, la pénétration de 30 cm n'a pas été atteinte. Dans le substratum de la rive gauche, jusqu'à 4 m de profondeur, les valeurs de N sont supérieures à 30, avec une valeur moyenne de 60, pour les derniers 30 cm de pénétration. Au-dessous de 4 m de profondeur, on a enregistré 3 refus (dans les premiers 15 cm).

##### IV. 3.3.2.2 Essais pressiométriques

De l'analyse des résultats des essais *pressiométriques* on vérifie que :

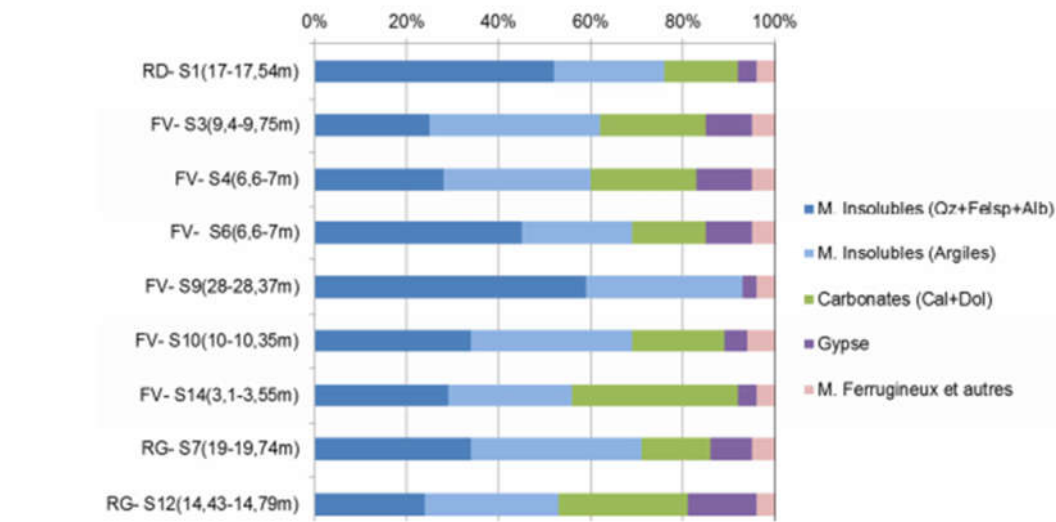
- Les alluvions fines sont constituées par des argiles molles à fermes avec des valeurs de  $p_l$  inférieures à 1,3 MPa et des valeurs de EM inférieures à 16 MPa .
- Dans le substratum on identifie deux zones : Une zone supérieure jusqu'à 3-4 m de profondeur, constituée par des argiles fermes avec des valeurs de  $p_l$  entre 1,3 MPa et 2,0 MPa et des valeurs de EM entre 7,0 MPa et 13,5 MPa ; et une zone inférieure, au-dessous, constituée par des argiles très fermes à dures, avec des valeurs de  $p_l$  supérieures à 2,5 MPa (en générale supérieurs à 5 MPa) et des valeurs de EM supérieures à 25 MPa.

##### IV. 3.3.3 Essais de laboratoire

sur la composition minéralogique (Figure 11), on constate que les échantillons analysés présentent :

- Les teneurs en minéraux insolubles sont supérieurs à 50%, étant les minéraux argileux entre 24-37% .
- Les minéraux argileux sont représentés essentiellement par l'illite et la kaolinite, mais on a

trouvé aussi le chlorite (deux échantillons) et montmorillonite (un échantillon) .  
 – L'échantillon S9 (28-28,37m) présente une composition minéralogique différente, vu qu'il s'agit d'un prélèvement dans une couche de grès. La teneur en insolubles est la plus élevée, étant 59% de Qz+Feldsp+Alb e 34 % d'argiles. Les carbonates n'ont pas été détectés.



**Figure IV.11 – Composition minéralogique des échantillons des sondages (RD – rive droite ; FV-fond de la vallée; RG- rive gauche) (ANBT).**

#### IV. 4 Occurrence du gypse dans les formations du Néogène

Dans les formations du Néogène du site du barrage et de la cuvette les minéraux de gypse sont fibreux ou saccharoïdes.

Ils apparaissent sous plusieurs formes :

- Le gypse sin-sédimentaire se présente : en petits cristaux disséminés dans roche argileuse ;en couches minces, normalement avec des épaisseurs inférieures à une dizaine de centimètres; et en lits millimétriques intercalés dans les couches gréseuses.
- Le gypse pos-sédimentaire, résultant de la précipitation des sulfates des eaux de circulation souterraine dans les cassures: en filons, épais de quelques dizaines de centimètres, associés aux principales fractures du massif, notamment les failles; et en filonnets ou veines de remplissage des fractures, parallèles, obliques ou perpendiculaires aux joints de stratification ouvertes par la décompression ou distension du massif rocheux.

Dans les filonnets et veines, l'allure fibreuse est due à la jonction des cristaux aciculaires de gypse qui ont crû perpendiculairement aux épontes des fractures. Dans les lits inter-stratifiés, l'allure est plutôt compacte ou saccharoïde. Toutefois, on voit dans les terrains des lamelles avec des épaisseurs de l'ordre du centimètre de gypse fibreux où les cristaux aciculaires sont

parallèles aux faces des lamelles.

Normalement, le gypse sous forme de filons et filonnets se présente peu altéré ou sain. Par contre, le gypse apparaît altéré, friable et d'allure pulvérulente dans les concrétions trouvées dans les carottes sursaturées, notamment des sondages du fond de la vallée.

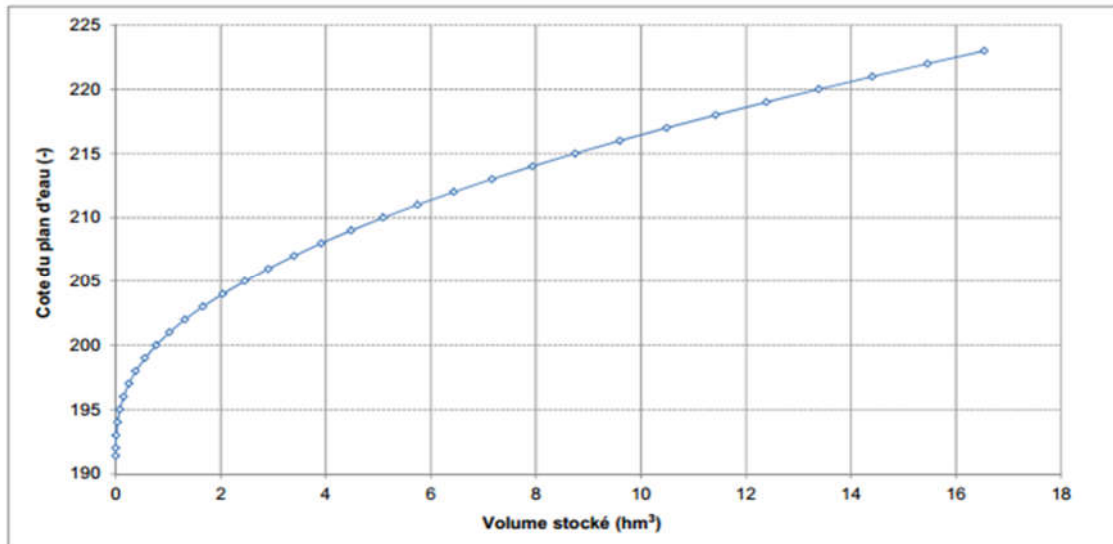
Aucune couche épaisse de gypse massif n'a été rencontrée au site du barrage. Les bancs gréso-gypseux lités intercalés dans les séries argileuses et gypseuse sont rares, comme ceux qui on trouve dans le versant droit à l'amont de l'appui du barrage et dans la piste d'accès au site. Dans le domaine argilo-gréseux de la rive gauche (domine aval), quelques couches centimétriques de gypse sont observées dans le talus.

#### **IV.5 ETUDE TOPOGRAPHIQUE**

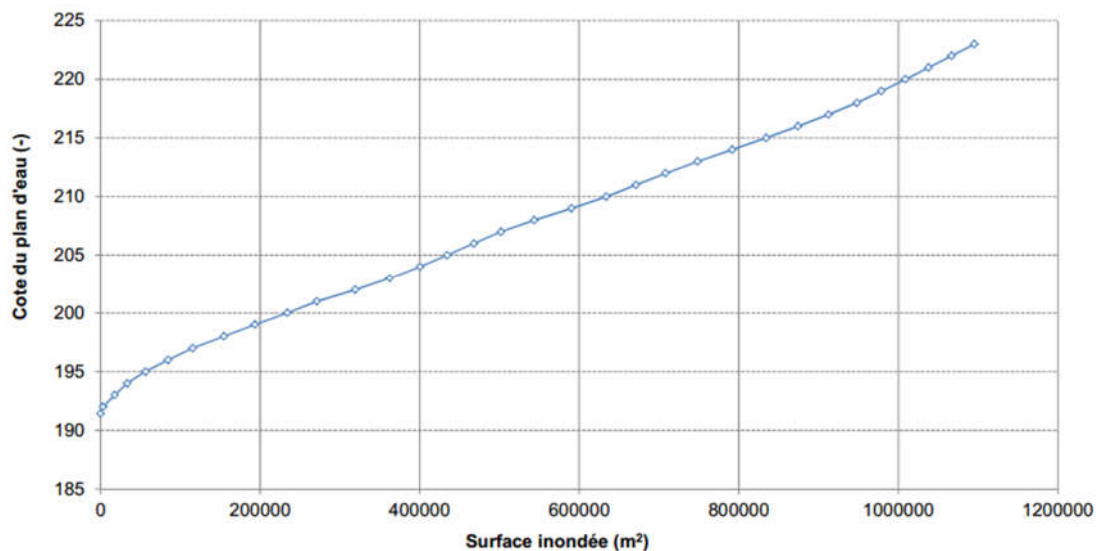
L'étude topographique de la retenue et du site du barrage débouche sur l'établissement de plans permettant d'estimer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la cote de l'eau et de l'emplacement de l'ouvrage. Pour cet effet, les topographes ont calculé d'abord ses courbes de surfaces et de volumes stockés, lesquelles sont présentées au Tableau 3 et aux Figures 12 et 13.

Cote du plan d'eau	Profondeur h(m)	Surfaces (m <sup>2</sup> )	Volumes stockés (m <sup>3</sup> )
191.4	0.0	0.0	0.00
192	0.6	3181	0.00
193	1.6	17721	0.01
194	2.6	33346	0.04
195	3.6	56380	0.08
196	4.6	84663	0.15
197	5.6	115501	0.25
198	6.6	154729	0.38
199	7.6	193323	0.56
200	8.6	234320	0.77
201	9.6	270955	1.02
202	10.6	319403	1.32
203	11.6	362565	1.66
204	12.6	400566	2.04
205	13.6	434706	2.46
206	14.6	467942	2.91
207	15.6	502027	3.39
208	16.6	543758	3.92
209	17.6	590504	4.48
210	18.6	634135	5.10
211	19.6	670995	5.75
212	20.6	708082	6.44
213	21.6	748380	7.17
214	22.6	791752	7.94
215	23.6	834249	8.75
216	24.6	874186	9.60
217	25.6	912430	10.50
218	26.6	948067	11.41
219	27.6	978583	12.38
220	28.6	1008655	13.38
221	29.6	1037531	14.37
222	30.6	1066533	15.46
223	31.6	1095028	16.54
224	32.6	1120578	17.65
225	33.6	1144610	18.78
226	34.6	1170136	19.94
227	35.6	1193602	21.12
228	36.6	1217439	22.32
229	37.6	1242085	23.55
230	38.6	1267030	19.28
231	39.6	1291165	20.56
232	40.6	1314510	21.86
233	41.6	1337079	23.19
234	42.6	1358446	24.53

Tableau IV .3 – Surfaces et volumes stockés dans la retenue de Mestaou(ANBT).



**Figure IV.12 – Courbes des volumes stockés au début de l’exploitation dans la retenue du barrage de Mestaoua (ANBT).**



**Figure IV.13 – Courbes des surfaces inondées au début de l’exploitation dans la retenue du barrage de Mestaoua (ANBT).**

#### **IV. 6 Caractéristiques hydrologiques du bassin versant**

L'étude hydrologique consiste à définir les caractéristiques des crues de différentes périodes de retour (débits, durées, fréquences). Elle est basée sur la connaissance des chroniques de débit sur la rivière, relevées aux stations hydrométriques et enrichies des informations sur les crues historiques. Des changements significatifs dans l'occupation de l'espace sur le bassin versant (forte urbanisation, reboisement important, etc.) ou des aménagements lourds en amont (barrages écrêteurs de crues) sont susceptibles de modifier le

régime des crues (en particulier les crues moyennes) et peuvent nécessiter une actualisation d'études hydrologiques antérieures.

#### IV. 6 .1 Caractéristiques morphologiques.

Dans le Tableau 4, on montre les caractéristiques principales du bassin versant dominé par la retenue du barrage de Mestaoua.

Caractéristiques	Valeurs
Superficie	225,12 km <sup>2</sup>
Altitude maximale	1932
Altitude minimale	179,10
Altitude moyenne	1022,10
Longueur du thalweg principal	43 km
Pente moyenne	0,265
Temps de concentration	7,5 h

**Tableau IV.4 – Caractéristiques principales du bassin versant de Mestaoua(ANBT).**

#### IV. 6 .2 Caractéristiques climatologiques.

##### IV. 6 .2 .1 Précipitations

La précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant de la retenue du barrage de Mestaoua est de 210 mm, sa répartition moyenne annuelle étant indiquée au tableau 5.

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Dec .	Jan.	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juil.	août	Année
%	12,96	16,05	10,00	6,08	5,69	6,81	11,04	7,86	10,83	5,90	1,58	5,13	100
Pmoy (mm)	27,21	33,70	20,99	12,78	11,95	14,30	23,17	16,50	22,74	12,39	3,32	10,78	210

**Tableau IV.5 – Répartition mensuelle de la précipitation moyenne annuelle(ANBT).**

##### IV. 6 .2 .2 Evaporations

Les évaporations mensuelles à partir de la retenue de Mestaoua ont aussi été estimées par

analogie avec les enregistrements faits à la retenue voisine de Foum El Gherza Les résultats. sont présentés sur le Tableau 6.

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Année
Evapo (mm)	183,1	138,7	91,3	60,0	63,40	71,1	117,4	155,2	215,4	269,6	328,4	258,2	1951,40
%	9.65	7.00	4.82	3.68	3.87	4.76	6.50	10.74	12.40	14.17	12.78	9.65	100

**Tableau IV. 6 – Evaporations mensuelles sur la retenue de Mestaoua(ANBT).**

#### IV. 6 .2.3 Apports

##### A- Apports liquides

l'apport moyen annuel produit, en conditions naturelles, par le bassin versant de la retenue du barrage de Mestaoua est de 11,5 mm, ce qui, sur une superficie de 225,12 km<sup>2</sup>, correspond à un volume annuel 2,0 hm<sup>3</sup> et à un débit modulaire de 63 l/s.

La répartition moyenne de cet apport le long de l'année hydrologique est donnée au Tableau 7.

Mois	Sep	Oct.	Nov	Déc.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Année
A(hm <sup>3</sup> )	0,26	0,32	0,20	0,12	0,11	0,14	0,22	0,16	0,22	0,12	0,03	0,10	2.0
%	12,5	10,3	9,1	8,6	6,6	6,7	10,3	8,8	10,3	6,5	3,4	6,9	100

**Tableau IV.7 – Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel(ANBT).**

##### B- Apports solides

L'apport solide moyen annuel à la retenue de Mestaoua a été estimé à 500 m<sup>3</sup>/km<sup>3</sup>/an, para analogie avec les enregistrements réels de la retenue voisine de Foum El Gherza, ce qui, sur une superficie de 225,12 km<sup>2</sup>, correspond à un volume d'envasement annuel  $V_s$  en Hm<sup>3</sup>/A  $V_s = 0,11$  hm<sup>3</sup>.

Le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans par:

$$V_m = 50.V_s$$

Le volume mort accumulé dans la retenue est de 5,63 hm<sup>3</sup>, après 50 ans de vie utile.

#### IV. 7 ETUDE DE REGULARISATION

L'étude de régularisation de la retenue collinaire a pour objectif la détermination des dimensions de la digue et des ressources en eaux mobilisables (volume utile) et ce en déterminant:

- les paramètres de la retenue.
- le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est celle du bilan hydraulique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levées topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau.

Suivant le bilan apport-consommation de l'année, on essaye d'utiliser les différentes régularisations

##### IV. 7.1 Régularisation saisonnière

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:  $V_{evp} = E_s . S$

$E_s$ : évaporation mensuelle.

$S_{moy}$ : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

Ayant le mois le plus arrosé de l'année, par l'intermédiaire de la courbe capacité-hauteur, on détermine la surface inondée  $S_1$  correspondante à ( $V_{mort} + \text{apport}_1$ )

$$V_{evap1} = E_1 S_1$$

$$\text{Consommation} = \text{besoins} + V_{evap} + V_{infiltré}$$

$$V_{fin\ mois\ 1} = V_{mort} + \text{apport}_1 - \text{consommation}_1$$

$$V_{fin\ mois\ i} = V_{fin\ mois\ i-1} + \text{apport}_i - \text{consommation}_i$$

On vérifie chaque fois que le volume fin mois est supérieur à  $V_{mort}$  si non on satisfait les besoins à r%

Le problème dans l'utilisation de la régularisation saisonnière réside dans l'évaporation



Le volume mort adopté dans l'étude est de  $5.63 \text{ hm}^3$  qui correspond à une surface inondée de  $674795.937 \text{ m}^2$ . En supposant que la surface minimale seulement est exposée à l'évaporation ( $1951.4 \text{ mm/an}$ ) alors le volume évaporé est de  $1.32 \text{ hm}^3$

Sachant que l'apport est de  $2 \text{ hm}^3$  et qu'on a négligé les infiltrations, ce barrage ne pourra pas fournir d'eau pour l'irrigation.

#### **IV. 7.2 Régularisation interannuelle**

Dans l'étude hydrologique, on a fixé les volumes d'eau qui affluent à la retenue et ceux qui sont perdus de celle-ci, par évaporation.

Dans l'étude de régularisation, on a défini les critères d'exploitation de la retenue, on a fait sa simulation en Excel et, en conséquence, on a déterminé le volume alloué à l'irrigation

Dans le modèle mathématique de simulation, les critères adoptés ont été les suivants :

- Démarrage de l'irrigation dans la première année, seulement après avoir rempli le réservoir au niveau mort de la retenue.
- Le NME a été fixé en fonction du volume mort qui a été estimée en  $5,63 \text{ hm}^3$ , après 50 ans de vie utile de la retenue.
- Comme objectif minimum à atteindre, il a été cherché que le volume pour l'irrigation doit être toujours satisfait et que la tranche morte doit être respectée.
- On a fixé le volume d'eau qui afflue à la retenue à  $2.0 \text{ Hm}^3$  selon la répartition mentionnée auparavant.
- La cuvette présente dans son ensemble une étanchéité appréciable (dominance de terrain argileux) ; aussi les apports solides de nature marneuse et argileuse «empruntés» du bassin versant, ainsi que la décantation des matières en suspension dans l'eau favorisent l'étanchéité de la cuvette d'où des infiltrations négligeables.

**Le volume total**  $V_T$  est le volume fin mois le plus grand et par l'intermédiaire de la courbe capacité-hauteur, on détermine le niveau normal des eaux (NNR)

#### **Calcul du volume utile :**

$$V_u = V_T - V_{\text{mort}}$$

Lorsqu'on utilise dans la régularisation la relation  $V_{\text{evap}}=E S$ , on adopte un volume évaporé égal à 78% (**Loup Jean**, 1957) car la mise en eau et en culture des contrées désertiques entraînerait des modifications sensibles du climat en diminuant les températures et en augmentant l'humidité relative. L'évaporation s'en trouverait notablement réduite.

**Cas A :** Le volume évaporé est obtenu par la relation  $V_{\text{evap}}=E S$  et celui utilisé dans la régularisation représente et l'apport utilisé est l'apport moyen :

- ✓ Les résultats montrent que le volume évaporé représente une part importante de l'apport et qu'il est impossible de remplir le barrage ou d'assurer l'irrigation le long de l'année.
- ✓ Le déficit n'apparaît pas la première année car on épuise du volume emmagasiné.
- ✓ Le déficit apparaît un mois la deuxième année, quatre mois la dixième année et il devient plus long les années suivantes pour atteindre huit mois par année.
- ✓ Le volume maximal atteindra  $6,35 \text{ Hm}^3$ .

**Cas B :** Le volume évaporé est obtenu par la relation  $V_{\text{evap}}=E S$  et celui utilisé dans la régularisation représente 78% et l'apport utilisé est l'apport réel des séries d'observation en commençant par l'année hydrologique 1972 et on complète la série depuis le début de la série.

- ✓ Le volume atteindra  $16,1 \text{ Hm}^3$ .
- ✓ L'irrigation est assurée les 20 premières années puis le barrage sera incapable d'assurer les besoins pour quelques années puis reprendra le service pour quelques mois.
- ✓ Le service reprend si l'année hydrologique est humide.

**Cas C :** Le volume évaporé est obtenu par la relation  $V_{\text{evap}}=E S$  et celui utilisé dans la régularisation représente 78% et l'apport utilisé est l'apport réel des séries d'observation en commençant par l'année hydrologique 1976 et on complète la série depuis le début de la série.

- ✓ Le volume atteindra  $12,33 \text{ Hm}^3$ .
- ✓ L'irrigation est assurée seulement 15 ans sans déficit puis le barrage ne sera pas en mesure d'assurer les besoins.
- ✓ On note que le volume régularisé dépend des années hydrologiques. Si on commence par des années humides, on peut assurer l'irrigation et même stocker un volume d'eau alors que pour les années sèches, le barrage semble être hors service.

**Cas D :** La construction et l'exploitation d'un barrage réservoir exige la connaissance de l'évaporation de l'eau en surface libre qui intervient dans le calcul de la régularisation des apports pour le dimensionnement du barrage et dans les calculs du bilan hydrique de la retenue pendant l'exploitation au profit de l'agriculture saharienne. L'évaluation de l'évaporation par analogie, peut atteindre des valeurs considérables (mauvais choix du réservoir analogue) (**Boutoutaou Djamel et al. ,2012**). Dans ce contexte, on a fixé le volume

d'eau perdu par évaporation à  $0.93 \text{ Hm}^3$  selon la répartition mentionnée auparavant. On note que cette valeur est donnée par l'étude hydrologique dans la monographie du barrage. et l'apport utilisé est l'apport réel des séries d'observation :

En commençant par l'année hydrologique la plus humide 1972 et on complète la série depuis le début de la série.

- ✓ La régularisation interannuelle donne un barrage de  $12.40 \text{ Hm}^3$  avec des déficits pendant les années sèches.
- ✓ Si on ajuste le volume destiné à l'irrigation de telle manière qu'on ne touche pas au volume mort, le volume destiné à l'irrigation sera plus faible ( $0,9 \text{ Hm}^3$ ). Le volume maximal atteindra  $14,9 \text{ Hm}^3$

**Cas E :** On a fixé le volume d'eau perdu par évaporation à  $0.93 \text{ Hm}^3$  selon la répartition mentionnée auparavant. On note que cette valeur est donnée par l'étude hydrologique dans la monographie du barrage.

La régularisation interannuelle (de 50ans) effectuée par le logiciel Excel donne un barrage de  $10.76 \text{ Hm}^3$  sans aucun déficit. Le volume destiné à l'irrigation sera ajusté de telle manière qu'on ne touche pas au volume mort et Il est fixé à  $0,98 \text{ Hm}^3$ .

On a choisi ce dernier cas pour dimensionner notre barrage. On adopte alors un barrage de  $10.5 \text{ Hm}^3$  (les infiltrations sont négligées).

le NRN (niveau normal de la retenue) de 217 m correspond à un emmagasinement total de la retenue de  $10,50 \text{ hm}^3$ , dont  $5,63 \text{ hm}^3$  correspondront au volume mort et  $4,87 \text{ hm}^3$  correspondront au volume utile.

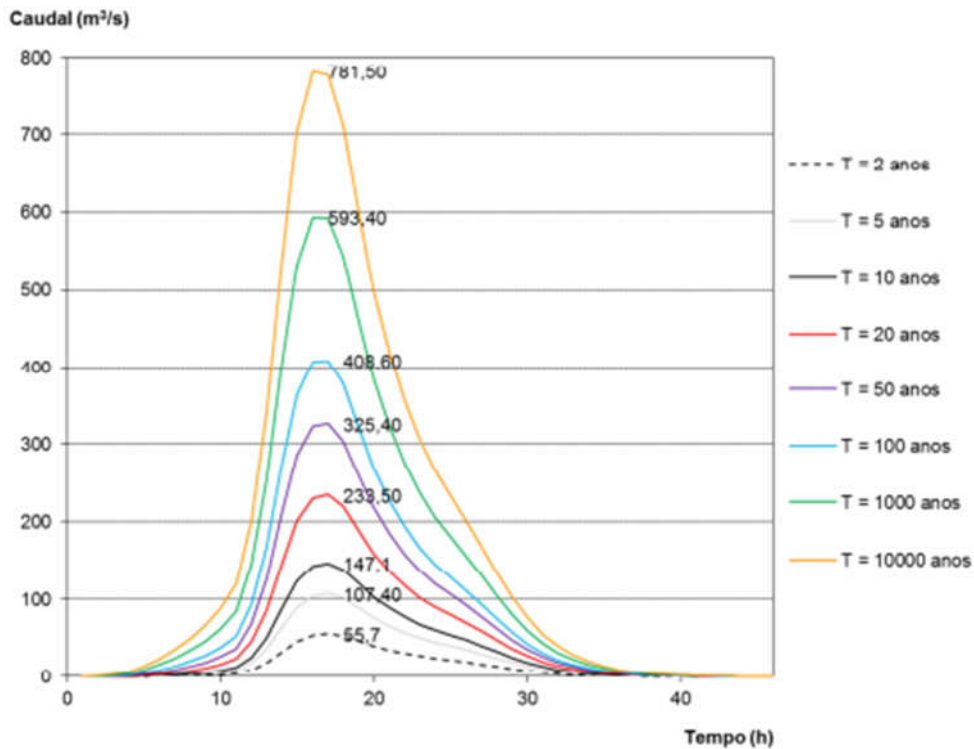
Comme on a utilisé l'apport moyen. le barrage peut rencontrer des périodes sèches et des périodes humides alors le barrage doit:

- Fournir, tous les mois, des volumes demandés par l'irrigation, sans aucune restriction, jusqu'à ce que le niveau minimal d'exploitation (NME), soit atteint.
- Interrompre l'irrigation, alors que le niveau soit égal ou inférieur au NME.

Rétablir l'irrigation dès que le niveau s'élève au-dessus du NME.

#### **IV. 8 Laminage des crues.**

Les hydrogrammes de crue sont présentés à la Figure 14 pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 1000 et 10 000 ans.



**Figure IV. 14 – Hydrogrammes de crue affluente à retenue de Mestaoua (ANBT)**

Sur le Tableau 8, on présente les valeurs des débits de pointe et des volumes des crues, lesquelles sont créés par des précipitations accumulées sur une période de 24 heures.

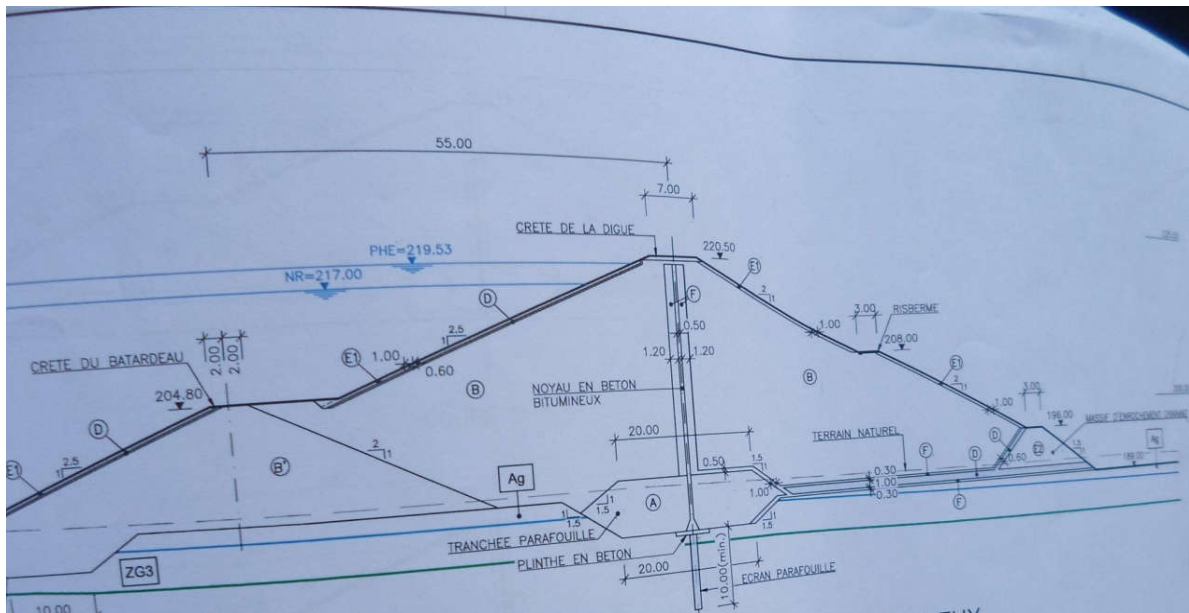
T (an)	Débit de pointe (m3/s)	Volume (hm3)
<b>2</b>	<b>55,70</b>	<b>2,129</b>
<b>5</b>	<b>107,40</b>	<b>4,071</b>
<b>10</b>	<b>147,10</b>	<b>5,546</b>
<b>20</b>	<b>233,50</b>	<b>8,692</b>
<b>50</b>	<b>325,40</b>	<b>12,052</b>
<b>100</b>	<b>408,60</b>	<b>15,111</b>
<b>1000</b>	<b>593,40</b>	<b>21,918</b>
<b>10000</b>	<b>781,50</b>	<b>28,838</b>

**Tableau IV. 8 – Caractéristiques des hydrogrammes de crue affluents à retenue de Mestaoua(ANBT)**

Ces résultats montrent que notre barrage peut se remplir facilement avec une crue exceptionnelle. Ce cas est spécifique des zones arides et semi-arides.

#### IV. 9 Caractéristiques du barrage :

Pour le choix du type de barrage, les conditions géologiques de la fondation du barrage et la disponibilité des matériaux pour le remblai du corps du barrage ont été prises en considération. La solution de barrage homogène avec noyau bitumineux est constituée par un corps homogène exécuté avec des alluvions grossières, qui constitue les recharges de la digue et qui assure sa stabilité.



**Figure IV. 15: Coupe transversale du barrage homogène avec noyau bitumineux (ANBT).**

- L'étanchéité de la digue est assurée par un noyau bitumineux vertical qui coupe toute la digue, de la base de la tranchée parafouille, jusqu'à la cote du niveau des plus hautes eaux. Ce noyau qui est positionné selon l'axe du barrage est lié à la fondation par une plinthe en béton armé.
- Dans la base du noyau bitumineux en remplissant la tranchée parafouille en argile pour augmenter le chemin de percolation le long la base de la tranchée réduire les gradients hydrauliques dans cette zone et minimiser aussi les risques de dissolution de gypse dans la zone superficielle du substratum.
- Un drain en gravier entouré par des filtres en sable dans la base de la recharge aval pour conduire l'eau de la percolation à l'extérieur de la digue.

- Au pied du talus d'aval, un enrochement drainant pour améliorer la sécurité du barrage,
- pour des raisons de stabilité et de drainage interne afin d'assurer la protection du talus amont contre l'érosion des vagues, un enrochement de protection. Sous cette couche de protection, une couche de transition utilisée comme filtre entre l'enrochement et les alluvions grossières des recharges.
- Pour la protection du talus aval, une couche d'enrochement a été définie.
- Le batardeau amont sera partiellement dans la digue et il est constitué par des sols alluvionnaires limoneux. De cette façon il permet de réduire le volume total de remblai et la longueur de la galerie de dérivation provisoire.

Les caractéristiques principales de la coupe type de la solution retenue sont les suivantes :

- ❖ Cote de crête : 220.5m
- ❖ Largeur de la crête : 7.0m
- ❖ Longueur de la crête : 538.0m
- ❖ Hauteur maximale au-dessus de la fondation : 34.5m
- ❖ Largeur maximale de la base de la digue : 158.0m
- ❖ Cote de crête de batardeau : 204.80m
- ❖ Largeur des risbermes aval : 3.00m
- ❖ Cote de crête des risbermes aval : 196.00m/ 208.00m

#### **IV. 10 Etanchéité des fondations des ouvrages**

Les sols gypseux qui sont décrits dans les chapitres bibliographiques posent de sérieux problèmes dans les fondations des ouvrages et menace l'étanchéité des terrains, associés à la dissolution du gypse.

Bien que l'ensemble des conditions géologiques ne soient pas considérées très défavorables, plusieurs facteurs géologiques, qui ne sont pas totalement maîtrisés, peuvent déclencher la dissolution du gypse qui remplit les fractures du massif argilo-gypseux et conduire d'une façon accélérée à la formation des chenaux de percolation préférentiels de plus en plus larges et, par conséquent à l'augmentation excessive de la perméabilité de la fondation.

Certains facteurs qui peuvent augmenter les risques de perturbations graves des conditions de fondation du barrage, liées à la dissolution de gypse sont la présence d'intercalations gréseuses, de structures géologiques complexes, de filons décimétriques et de failles.

On doit supposer un risque de dissolution du gypse potentiellement élevé à long terme et prendre des mesures préventives en assurant l'étanchéité du fond de la vallée et les deux rives.

De plus, la perméabilité forte des alluvions qui se trouvent dans la fondation du barrage et l'étude de la perméabilité du substratum miocène, ont conduit à la confirmation de la nécessité de réaliser un traitement d'étanchéité de la fondation du barrage. En effet, le risque de claquage du terrain dans les zones supérieures du substratum argileux gypseux du fond de la vallée et le risque de dissolution du gypse présente dans le substratum, obligent à procéder à traiter la fondation et les berges.

Pour assurer une étanchéité sûre et efficace, on doit effectuer une étude géologique approfondie en multipliant le nombre de forages et répondre aux questions suivantes :

- Le gypse se trouve-il uniquement proche de la fondation du barrage et ses rives ?
- Le gypse existe –il à des profondeurs connues ?
- A l'amont du barrage, y a –il une présence de traces de gypse ?

Un examen approfondi des rapports géologiques obtenus doit être effectué et doit être poursuivi lors de la construction du barrage. les faits de base doivent être interprétés correctement. Ceci s'applique à la corrélation des lits rencontrés car une mauvaise interprétation peut contribuer à induire en erreur.

A noter que la présence du gypse en profondeur au niveau de la couche de fond ne pourra plus influencer sur la perméabilité (augmenter), car présent non en bancs appréciables communiquant directement avec l'eau du barrage. sujet à dissolution, mais en grains au sein des argiles avec parfois en lamelles, d'autre part la décantation des matières en suspension dans l'eau favorise l'étanchéité du terrain.

#### **IV. 10 .1 Etanchéité par tapis étanche**

Le tapis va s'étend généralement à la côte de la Retenue Normale. Près du barrage principal le tapis s'étend jusqu'à la cote des plus hautes Eaux afin d'éviter la possibilité de fuites pendant les crues qui pourraient occasionner une instabilité dans les zones à risque. Le tapis argileux consiste en une épaisseur minimale de 1,5 m d'argile compactée.

- La perméabilité est très basse, avec des coefficients de perméabilité inférieurs à  $5 \times 10^{-9}$  m/s.
- Sa surface est revêtue de rip-rap dans la fourchette normale d'exploitation pour résister aux vagues.
- Une couche granuleuse de transition est mise en place entre le rip-rap et l'argile

- Là où le tapis repose sur les alluvions une couche filtrante est utilisée afin d'empêcher la migration de l'argile dans les alluvions.

On doit premièrement vérifier la disponibilité des matériaux de construction. Pour cela on cherche les sols fins. Les zones d'emprunt EA1, EA2 et EA3 ont été profondément étudiées pour vérifier la disponibilité de sols fins et leur aptitude pour l'utilisation dans le du tapis .

Le résumé des quantités des sols disponibles dans ces zones d'emprunt est présenté dans le tableau 9 suivant, ainsi que la distance moyenne de chaque zone d'emprunt au site du barrage.

<b>Zone d'emprunt</b>	<b>A (m2)</b>	<b>Epaisseur moyenne (m)</b>	<b>Volume moyen (m3)</b>	<b>Distance au site du barrage (km)</b>
EA1	70 000	2,0	140 000	Site du barrage
EA2	60 000	2,0	120 000	Site du barrage
EA3	70 000	3,5	245 000	10,0

**Tableau IV.9 – Résumé des quantités disponibles dans les zones d'emprunt de sols fins(ANBT).**

Les quantités disponibles dans les zones d'emprunt ne permettent pas d'assurer une quantité de matériel suffisante pour tapis étanche du barrage de Mestaoua. De plus, Compte tenu des caractéristiques obtenues par les essais géotechniques, on admet que l'utilisation des sols des zones d'emprunt EA1 et EA2 peut être difficile à cause de la plasticité élevée. Pour les sols de la zone d'emprunt EA3, qui sont peu plastiques, leur utilisation est conditionnée par les teneurs élevés de carbonates. En conclusion cette solution est à écarter.

La réalisation d'une tranchée parafouille et d'un écran parafouille dans la zone du fond de la vallée. En ce qui concerne les recharges amont et aval, les remblais seront fondés sur la couche d'alluvions grossières ou directement sur le substratum. Ceci étant, les sols fins de couverture seront enlevés dans toute la zone d'emprise de la digue.

Dans les zones où les risques sont négligeables, l'étanchéisation se fait par un voile d'injections à coulis de ciment.

Ces solutions d'étanchéisation visent la minimisation et le contrôle des risques de dissolution du gypse par les eaux de percolation souterrain après la mise en eau du barrage. Afin d'éviter les infiltrations à travers les terrains de fondation de la digue il sera procédé de la manière suivante :



#### **IV. 10.2 Ecran parafouille**

Pour le fond de la vallée la solution envisagée par l'ANBT comprend l'exécution d'un écran parafouille, en paroi moulée creusée à la benne et remplie de béton plastique. Cette paroi, d'une épaisseur de 0,8 m, a une longueur d'environ 434 m et une surface totale d'environ 5 000 m<sup>2</sup>. Ce traitement doit atteindre une profondeur minimum de l'ordre de 10 m, en prévoyant dans les zones de faille l'approfondissement de cet écran parafouille, qui est estimé en 5 m.

Ainsi, l'écran parafouille sera ancré dans le fond de la vallée, et dans la base des versants.

Dans les zones du substratum plus altéré en profondeur et avec des caractéristiques mécaniques clairement affaiblies, notamment dans les zones de failles, il faut augmenter la profondeur de la tranchée parafouille.

L'augmentation de la profondeur induit l'augmentation significative du chemin de percolation, et de couper les éventuels chemins de circulation déjà installés.

Les profondeurs établies ont par but de réduire :

- Les gradients hydrauliques
- Les pressions interstitielles
- Les débits de percolation.

Par ailleurs, avec cette solution on cherchera ancrée l'écran parafouille dans le rocher sain et étanche, de façon à couper toutes les possibilités de circulation d'eau vers aval, permettant de se prémunir du phénomène de dissolution du gypse.

#### **IV. 10.3 Voile d'injections**

On note qu'on préfère la paroi à l'écran car le voile d'injection apparaît comme étant une solution prohibitivement chère et probablement inefficace totalement, si seulement des fuites minimales peuvent être acceptées. Il n'est pas à recommander. La paroi moulée est plus efficace que le voile d'injection car elle assure une perméabilité très faible voire nulle néanmoins sa profondeur est limitée.

Le traitement par des injections de ciment a pour but d'étancher le substratum de la fondation du barrage au niveau des appuis en rive droite et en rive gauche, en incluant la zone de l'évacuateur de crues. Ce traitement sera réalisé au fond de la tranchée parafouille à partir d'une plinthe en béton armé avec 6,0 m de largeur minimale et 0,50 m d'épaisseur, ou à partir de la structure de l'évacuateur de crues.

L'étanchéisation comprend les injections de consolidation et le voile d'étanchéité (rideau d'injections) à partir de forages disposés en rangées parallèles à un axe de référence

#### **IV. 11 Etude économique du barrage Mestaoua**

##### **IV. 11. 1 Devis estimatif**

Pour estimer les coûts de construction de l'aménagement, il faut d'abord opter pour une variante précise et faire des avant-métrés préliminaires, en considérant les principaux travaux de construction.

En se basant sur ces avant-métrés obtenue de l'ANBT, les coûts de construction de la solution retenue ont été obtenus à partir d'un tableau avec les prix unitaires et le coût total . Pour les travaux de construction Ils ont utilisé des prix unitaires de référence en Algérie, notamment ceux des projets de construction des barrages et d'autres types d'ouvrages de construction civile dans les régions avoisinantes, tel que le Barrage de Taghresit à Khenchla.

En outre, une valeur additionnelle de 10% des coûts de construction a été considérée pour tenir compte des installations de chantier et des travaux préparatoires et une autre de 15% des coûts de construction pour tenir compte d'autres travaux non prévus à cette phase préliminaire.

Le résumé des coûts de construction est présenté dans le Tableau 10.

<b>Barrage homogène avec noyau bitumineux</b>	<b>Coûts de construction(DA)</b>
Installation et maintenance du chantier et travaux préparatoires	248 999 128,25
Barrage	1 292 630 562,50
Evacuateur de crues	927 698 350,00
Dérivation provisoire, vidange de fond et de prise d'eau	269 662 370,00
Equipements hydromécaniques, électromécaniques et installations électriques	65 155 000,00
Autres travaux	373 498 692.38
<b>TOTAL (DA)</b>	<b>3 177 644 103.13</b>

**Tableau IV.10– Résumé des coûts de construction (ANBT).**

Les résultats présentés dans le Tableau 10 montrent que le coût total est d'environ 3 177 milliard de Dinars et il est surtout au coût de la digue, qui est d'environ 40% du coût total de construction, et au coût de l'évacuateur de crues, qui représente d'environ 30% du coût total.

Les investissements nécessaires pour la réalisation du Barrage Mestaoua sont donnés par le tableau en considérant que le coût des études représente 2% du coût de construction.

Désignation	Investissement (DA)
Coût de construction du barrage	3 177 644 103
Coût des études (estimés à 2% du coût de construction)	63 552 882

**Tableau IV.11 - Investissements nécessaires pour la réalisation du Barrage(ANBT).**

#### IV.11 .2 Les recette

La réalisation du projet du barrage va permettre d'augmenter la superficie des terrains irrigués Effectivement, les autorités locales (subdivisions de l'agriculture Daira de Zribet El Oued) prévoient de passer de 7 390 ha irrigués en 2015 à 13 526 ha irrigué en 2019, soit une augmentation de 6 136 ha.

Toutefois, le barrage Mestaoua contribuerait pour cet objectif avec seulement 252.89ha.

En effet, l'étude de régularisation a révélé que ce barrage pourra fournir 980 000 m<sup>3</sup>/an pour l'irrigation.

La dose moyenne sur cette zone étant d'environ 3100 m<sup>3</sup>/ha/an, on conclut que l'on pourrait irriguer  $(980\ 000) / 3\ 100 \approx 316.12$ ha

Cependant, si, comme convenu avec l'ANBT, les débits devront être lancés dans le lit de l'oued pour être captés par les agriculteurs plus à l'aval, il y aura des pertes d'eau supplémentaire estimées à environ 20%. Ainsi, la surface réelle irriguée ne serait que de  $0,8 \times 316.12 = 252.89$ ha

Les recettes annuelles de vente des produits agricoles présentées dans le Tableau n11 ont été obtenues selon les surfaces de chaque type de culture par les rendements de par les rendements de l'année 2016 et par ses prix unitaires.

Filière	Répartition des superficies%	Superficie	Rendements	Production	Prix Unitaire) (DA/kg)	Recette Totale(DA)	
		Irrigué(ha)	(kg/ha)	(kg)			
Blé	17	42,976	3250	139672	25	3491800	
Orge	5	12,64	2600	32864	20	657280	
Céréales	21	53,088	31820	1689260,16	25	42231504	
Maraichage	Tomate	3,21	8,11488	46100	374095,968	20	7481919,36
	Courgette	6,63	16,76064	46100	772665,504	30	23179965,1
	Fève Vert	14,84	37,51552	46100	1729465,47	15	25941982,1
	Pastèque	15,37	38,85536	46100	1791232,1	20	35824641,9
	Oignon	7,98	20,17344	46100	929995,584	15	13949933,8
Viticulture	0,14	0,35392	2600	920,192	50	46009,6	
Noyaux/Pépins	0,61	1,54208	5400	8327,232	50	416361,6	
Agrumes	0,05	0,1264	7800	985,92	50	49296	
Oléicultures	1,16	2,93248	3960	11612,6208	200	2322524,16	
Dattes	3,09	7,81152	9730	76006,0896	150	11400913,4	
	96,08	242,89024			Total	<b>166994131</b>	

**Tableau IV.12 -Les recettes annuelles de vente des produits agricoles.**

La valeur totale de la recette annuelle est de **166994131DA/an**.

En tout cas, pour ce type de cultures, l'eau ne devrait représenter que 10% à 20% de la structure de coûts des produits agricoles vendus au marché.

Ainsi, on a réalisé l'étude économique pour les trois hypothèses suivantes :

- ✓ Recette en admettant 10% d'incorporation du coût de l'eau : **16699413.1 DA/an**
- ✓ Recette en admettant 15% d'incorporation du coût de l'eau : **25049119.7DA/an**
- ✓ Recette en admettant 20% d'incorporation du coût de l'eau : **33398826.2 DA/an**

#### **IV. 11 .3 Etudes de rentabilité du projet d'investissement**

L'analyse de rentabilité économique du barrage de Mestaoua a été basée surtout sur la détermination du Taux de Rentabilité Interne (TRI) du projet et, aussi, de sa Valeur Actualisé Nette (VAN).

##### **La Valeur Actuelle Nette (VAN)**

La Valeur Actuelle Nette (VAN) d'un flux financier, actualisé est le gain supplémentaire d'un investissement par rapport à un taux actualisé défini par le taux d'inflation d'une monnaie et les exigences de rendement des investisseurs.

Le calcul de la VAN répond notamment à la question : est-ce que cet investissement est rentable ? Il faut pour cela que la VAN soit positive.

$$VAN = -C + \sum_{p=1}^N \frac{CF}{\left(1 + \frac{t}{100}\right)^p}$$

C : représente le capital investi ;

CF : représente le flux de trésorerie ;

t : représente le taux d'actualisation;

N: le nombre de périodes.

Essayé trois valeurs pour le taux d'actualisation :5%, 8% et 10%, comme on fait fréquemment

Dans de ce type d'étude.

– Le modèle économique adopté est un modèle de prix constants (sans inflation),

– L'étendue temporelle totale du modèle est de 55 ans (en considérant une vie utile du barrage de 50 années 5ans avant la construction).

– Trois flux financiers ont été considérés : couts d'investissement ; couts d'entretien et

D'exploitation ; et des recettes.

– Les charges annuelles d'entretien et d'exploitation du barrage ont été prises égales à 0,3% du coût de sa construction.

<b>Taux d'actualisation</b>	<b>5%</b>	<b>8%</b>	<b>10%</b>
VAN actualisé (recette eau 10%)	<b>-2954085059</b>	<b>-2946654305</b>	<b>-3085266162</b>
VAN actualisé (recette eau 15%)	<b>-2801653439</b>	<b>-2946654305</b>	<b>-3002480371</b>
VAN actualisé (recette eau 20%)	<b>-2649221819</b>	<b>-2844508298</b>	<b>-2919694579</b>

**Tableau IV.13 Taux d'actualisation et VAN actualisé (recette eau 10%,15% et 20%).**

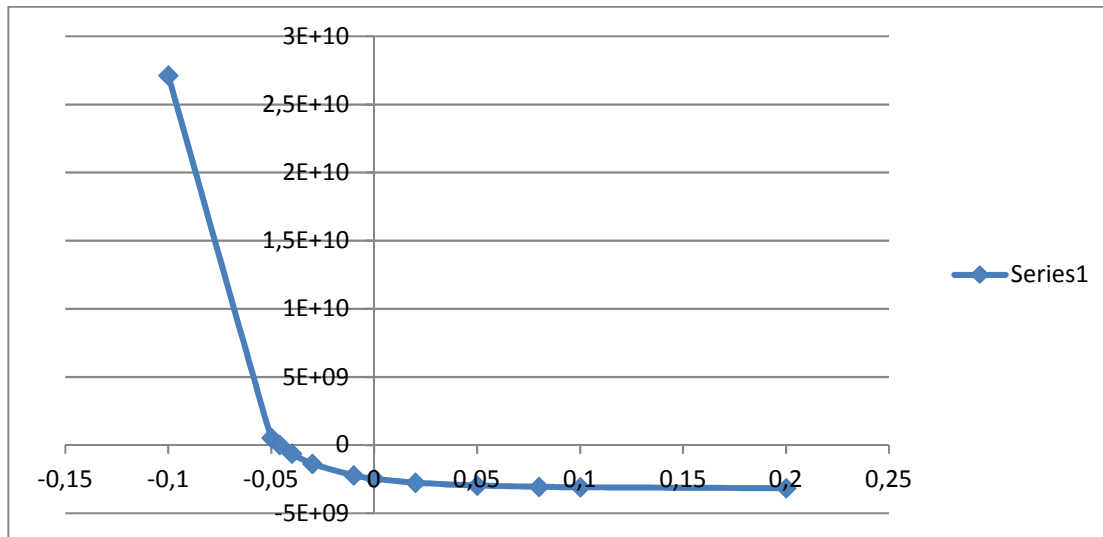
## Le taux de rentabilité interne

Le **taux de rentabilité interne (TRI ou TIR)** est un taux d'actualisation qui annule la **valeur actuelle nette** d'une série de flux financiers.

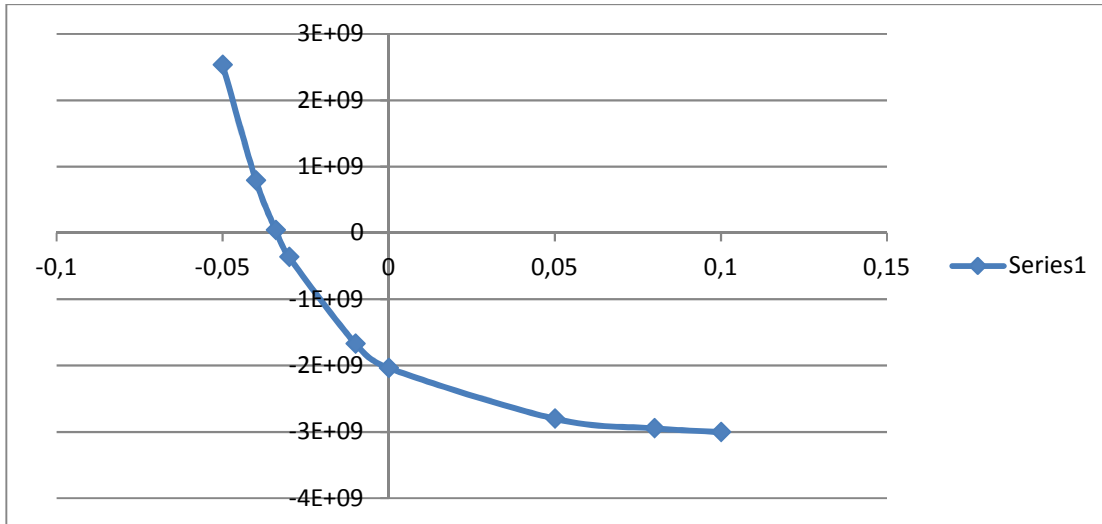
Le **TRI** est un outil de décision à l'investissement. Un projet d'investissement ne sera généralement retenu que si son TRI prévisible est suffisamment supérieur au taux d'intérêt bancaire, pour tenir compte notamment de la prime de risque propre au type de projet.

En effet, mathématiquement, si le TRI est supérieur au taux d'actualisation du capital, la valeur actuelle nette du projet est positive (c'est-à-dire que le projet est **rentable**).

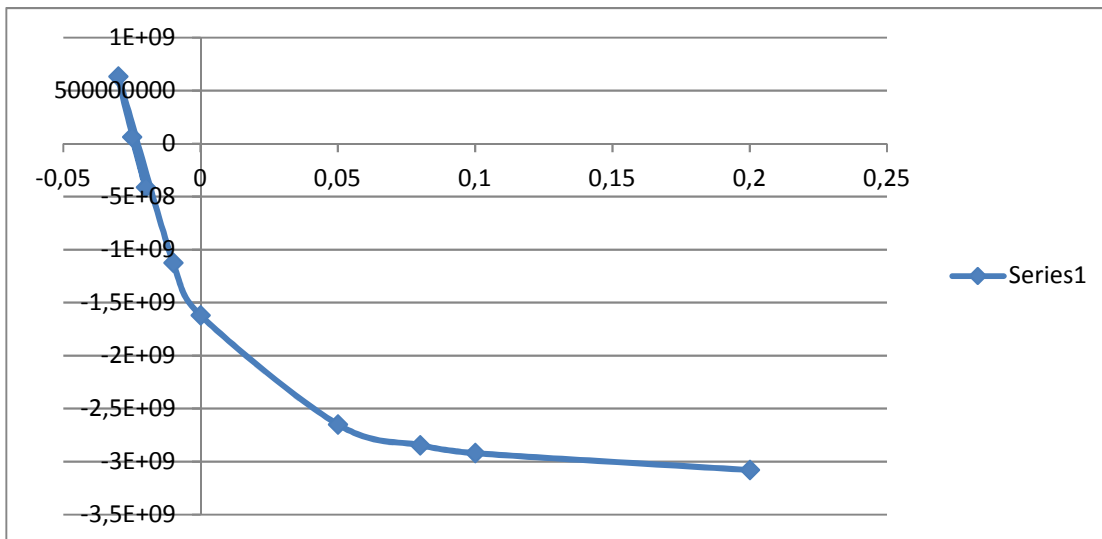
Les avantages de cette méthode sont qu'elle a rapport aux flux monétaires et qu'elle tient compte de la **valeur temporelle** de l'argent.



**Figure IV 16: Variation du VAN en fonction du taux d'actualisation pour une recette de 10%.**



**Figure IV 17: Variation du VAN en fonction du taux d'actualisation pour une recette de 15%.**



**Figure IV 18: Variation du VAN en fonction du taux d'actualisation pour une recette de 20%.**

Recette 10%	Recette 15%	Recette 20%
-2.454844285	-2.037358957	-1.619873630

**Tableau IV.14: Taux de Rentabilité Interne en %.**

Dans tous les cas étudiés, on a obtenu des VAN bien négatives et des TRI inférieures aux taux d'actualisation. La conclusion est, donc, que ce projet n'est pas rentable sur une pure échelle de marché.

La VAN pourrait être positive si on supposait une recette de 100% d'incorporation et un taux d'actualisation inférieure à 5.0598% (TRI=5.0598%)

Ce résultat est impossible dans la pratique.

#### IV.12 CONCLUSION

Le barrage de Mestaoua est posé sur une assise à risque. le sol de la fondation et des rives présente un terrain constitué d'argiles marneuses contenant du gypse avec une teneur qui varie de 10 à 15%des traces de gypses. Les infiltrations à travers les fondations et les culées des barrages contenant des roches solubles peuvent produire un tassement et une redistribution des pressions interstitielles qui pourraient menacer la stabilité.

L'utilisation en adoptant **une paroi diaphragme** comme mesure anti-infiltration plus positive au lieu d'utiliser une mesure en construisant un **rideau de coulis profond** est une bonne méthode de traitement des fondations.

Le bassin versant ne produit qu'un apport d'environ 2 hm<sup>3</sup>/an avec une évaporation importante. Ces deux paramètres diminuent le volume d'eau à fournir à l'irrigation sachant que le 20% serait perdu dans l'oued donc environ 0.78 hm<sup>3</sup> d'eau seulement pour 252.8 ha.

ce projet n'est pas rentable sur une pure échelle de marché car son devis estimatif est très élevé.



## CONCLUSION

La présence de roches de gypse dans les fondations des structures hydrauliques provoque des conditions géologiques d'ingénierie qui sont difficiles et défavorables pour une construction sûre. La construction hydrotechnique dans de telles régions rocheuses solubles peut créer des conditions de dissolution améliorée et de développement karstique qui peuvent menacer les structures. Dans le monde entier, il existe des exemples où la dissolution du gypse dans les fondations des barrages a eu des conséquences tragiques.

La procédure courante pour contrôler le karst de gypse sous la digue est une tranchée profonde, remplie d'un matériau imperméable, ou à défaut un rideau de coulis à espacement rapproché qui, nous l'espérons, remplira toutes les cavités.

Selon la disponibilité des matériaux d'emprunt, un barrage en terre avec diaphragme est choisi.

Le barrage sera placé sur des fondations problématiques constituées de roches de gypse, Le gypse qu'il soit en forme massive ou en particule, se dissout, produisant des cavernes et/ou des dépôts progressifs; des courants de filtration qui s'accélèrent et la détérioration des fondations qui s'ensuit sont peu probables si des dispositions nécessaires sont prises afin de garder les taux initiaux de courant de filtration à des valeurs peu élevées. Les infiltrations à travers les fondations et les culées des barrages contenant des roches solubles peuvent produire un tassement et une redistribution des pressions interstitielles qui pourraient menacer la stabilité.

L'utilisation en adoptant **une paroi diaphragme** comme mesure anti-infiltration plus positive au lieu d'utiliser une mesure en construisant un **rideau de coulis profond** est une bonne méthode de traitement des fondations.

### **Les problèmes de ce barrage peuvent se résumer aux points suivants :**

- *Le site et la cuvette du barrage* sur Oued Mestaoua présentent un terrain constitué d'argiles marneuses contenant du gypse avec une teneur qui varie de 10 à 15% sans ou avec intercalation degrés. Le taux de gypse le plus élevé été relevé à 1400 m en amont de l'axe de la digue).
- Le bassin versant ne produit qu'un apport d'environ 2 hm<sup>3</sup>/an.
- L'évaporation excessive dans la région du barrage ;
- Le volume alloué à l'irrigation est très faible ( 0.78 hm<sup>3</sup> pour ha)
- Les débits d'irrigation devront être lancés dans le lit de l'oued pour être captés par les agriculteurs plus à l'aval, il y aura des pertes que l'on estime à environ 20%.

- la hauteur du barrage ( le barrage de classe A) donc des frais d'exploitation élevés;
- Le coût de traitement de la fondation et des deux rives (paroi moulée et injection)
- ce projet n'est pas rentable sur une pure échelle de marché.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**EURO code7 ENV1997-1-**calcul geotechnique partie 1 regles generales. Afnor XP P94-250-1 :

**Baci. 1984.** Contribution à l'étude de la salinisation des sols du Hodna(M'sila). Mem In INA, 98 p.

**Bellanca et Neri. 1993.** Dissolution and precipitation of gypsum and carbonate minerals in soils on evaporite deposits, central Sicily. isotope geochemistry and microfabric analysis, *Geoderma*. 59 .1/ 4, pp = 263-277.

**Boutoutaou Djamel et al. ,2012.** Détermination de l'évaporation des surfaces des plans d'eau pour les conditions climatiques de l'Algérie. *Algerian journal of arid environment* vol. 2, n° 2, Décembre 2012: 94-101.

**Boyadgiev. 1974.** Contribution to the knowledge of gypsiferous soils. The Euphrates pilot irrigation projet, Raqqa. Dossier, A.G.O.N. /SF, Syr .67, 522, FAO-Rome

**Brune. 1965)** Anhydrite and gypsum problems in engineering geology. Association of Engineering Geologists, Publ 2 pp 26–33.

**C.I.R.A.D, 2004.** Catalogue des analyses courantes. Centre de coopération international en recherche agronomique pour le développement (copyright- Cirad), 28 p.

**Djili, K. 2000.** Contribution à la connaissance des sols du Nord de l'Algérie. Djili

**Daupley et al. 2015.** La dissolution du gypse : quantifier les phénomènes. Mines et Carrières, Hors-Série, 35- 43.

**Eswaran H., Stoops G., Abtahi A. 1981.** SEM morphologies of Halite. *J.Micorso*. 120, pp: 343-352.

**F.A.O., 1988. Revised** legend F.A.O-U.N.E.S.C.O Soil map of the world. F.A.O. World

**F.A.O (1990).** Management of gypsiferous soils. Bulletin n°62, F.A.O Rome, 81p

**Florea et AL joumaa, 1998.** Genesis and classification of gypsiferous soils of the

Middle Euphrates floodplain. Syria. *Geoderma*, volume 87. Issue 1-2, pp 67-85.

**Halitim (1985).** Contribution à l'étude des sols aride (Hautes plaines steppiques de l'Algérie). Morphologie, distribution et rôle des sels dans les genèses et le comportement des sols. Thèse Univ Rennes. 384p.

**Herero et porta, 1990.** Micromorphology and genesis of soils enriched with gypsum. CIHAM. Jamz ( Zaragova)

**Khademi et Mermut, 2003.** Micromorphology and classification of aridis and associated gypsiferous arid soils from central Iran. Science direct catena. Pp: 1-14.

**Loup Jean, 1957.** Note sur l'évaporation au Maroc. In: Revue de géographie alpine, tome 45, n°2. pp. 351-379;

**Milanovic, 2000.** Geological engineering in karst. Zebra Publishing, Belgrade, 347 pp.

**Patrique et Paule royet Jean-Mauris Durand** Technique des petits barrages en Afrique sahelienne et équatoriale.

**Poch R.M. 1992.** Fabric and Physical Properties of gypsic and hypergypsic horizons in the Ebro Valley. Ph.D. Thesis. Universities of Gent.

**Poch .1996.** Proceeding of the international symposium on soils with Gypsum Catalonia. Spain. Inter soil. Sci. Society. 52 p

**Sidi et Pansu 1990.** Effets d'apports organiques et du gypse sur la stabilité structurale de deux sols méditerranéens. Science du sol. vol 28.3, pp: 237- 253.

**Stoops et Allaiwi, 1981 cité in Abedsselam (1999). Abdesselam S., 1999.** Contribution à l'étude des sols gypseux au Nord-Est du Sahara Algérien :

Caractérisation et Genèse. Cas des oasis de Tolga (Région des Zibans). Thèse Mag., I.N.A., ElHarrach, 147p.

**Van alphen et rios remero, 1971.** Gypsiferous soils, Note on their characteristics and management. Bulletin 12. International institute for land reclamation and Improvement wageningen. The nether lands, 44p.