



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil etd'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Hydraulique  
Ouvrages Hydrauliques

Réf. : .....

---

Présenté et soutenu par :  
**SEDDIK AMEUR islam**

Le : lundi 25 juin 2018

## Etude du problème des cavités dans la fondation des barrages-Cas du barrage Hammam Grouz-

---

### Jury :

Pr.	Ahmed OUAMANE	MCA	Université de Biskra	Président
M.	Toufik DJIDRI	MAA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	Naima BENMEBAREK	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

### RESUME

Si les barrages sont situés au-dessus des roches solubles comme le calcaire, la dolomite ou le gypse, ils sont menacés par la karstification qui est un processus dynamique qui entraîne des vides dans les roches en raison de la dissolution. Cette dissolution conduit à la formation d'un système de tuyaux dans la sous-surface ce qui implique la création de gradients hydrauliques élevés non naturels pouvant entraîner des fuites d'eau à travers des roches karstifiées. le débit de fuites peut ainsi éjecter les dépôts qui bouchent les conduits karstiques et agrandir les discontinuités et les cavités par dissolution, avec l'augmentation de la perméabilité qui en résulte dans un processus d'auto-accélération. 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 dans cet environnement et son phénomène de dissolution. Dans ce contexte, notre travail s'intéresse à la présence des cavités dans la fondation du barrage et ses deux rives et les méthodes de traitement possible. Notre objectif vise à étudier, analyser et discuter le problème des infiltrations au niveau du barrage Hammam Grouz ainsi que les travaux menés pour traiter les zones à risque.

Mots-clés: barrage. fuite d'eau. Cavités. Calcaires

## ملخص

إذا كانت السدود فوق الصخور القابلة للذوبان مثل الحجر الجيري والجبس ، فإنها مهددة بالتعتيم وهي عملية ديناميكية تؤدي إلى فراغات في الصخور بسبب الانحلال. هذا التفكك يؤدي إلى تشكيل نظام الأنابيب في باطن الأرض الذي ينطوي على خلق تدرجات هيدروليكية عالية غير طبيعية يمكن أن تؤدي إلى تسرب المياه من خلال الصخور الكارستية. وبالتالي فإن تدفق التسريبات يمكن أن يؤدي إلى إخراج الترسبات التي تسد قنوات الكارست وتوسيع التجاويف عن طريق التفكك ، مع زيادة النفاذية التي تؤدي إلى عملية تسريع ذاتي. ويبدو أن الفشل في إيجاد الحلول المناسبة لاستمرار التسلل ينبع من سوء تفسير الحقائق الجيولوجية الأساسية ، والحكم الخاطئ للسلوك الصخري في هذه البيئة وظاهرة انحلالها. في هذا السياق ، يركز عملنا على وجود تجاويف في أساس السد وأساليب العلاج الممكنة.

هدفنا هو دراسة وتحليل ومناقشة مشكلة التسلل في سد حمام قروز وكذلك العمل الذي تم القيام به لمعالجة المناطق المعرضة للخطر.

كلمات المفتاحية : تسرب المياه . التجاويف . الحجر الجيري . السد

*table des matières*

<b>Résumé .....</b>	<b>I</b>
<b>Résumé en arabe.....</b>	<b>II</b>
<b>Table des matières .....</b>	<b>III</b>
<b>Liste des figures .....</b>	<b>VII</b>
<b>Liste des tableaux .....</b>	<b>VIII</b>
<b>Notations .....</b>	<b>IX</b>
<b>Introduction générale .....</b>	<b>02</b>

## *Chapitre 1 : Techniques de détection des cavités sous les fondations*

<b>1.1 Introduction.....</b>	<b>4</b>
<b>1.2 Les types de cavités naturelles .....</b>	<b>4</b>
1.2.1 Cavités de dissolution.....	4
1.2.2 Cavités de suffosion.....	4
1.2.3 Cavités volcaniques.....	5
<b>1.3 méthodologie générale pour la recherche de cavités.....</b>	<b>..5</b>
1.3.1 Les études documentaires.....	5
1.3.2 Reconnaissances par méthodes « directes ».....	6
1.3.2.1 Le recalage des plans d'archives.....	6
1.3.2.2 Les relevés de géométrie des cavités visitables.....	6
1.3.3 Reconnaissances par méthodes « indirectes » (Reconnaissance Géophysique).....	6
1.3.3.1 La microgravimétrie .....	7
1.3.3.2 Les méthodes sismiques.....	8
a- sismique réfraction.....	8
b- sismique réflexion.....	8
c- Tomographie sismique.....	9
1.3.3.3 Les méthodes électriques courant continu.....	9
1.3.3.3.1 La tomographie électrique .....	10

## Table des matières

---

1.3.3.3.2 Les méthodes électromagnétiques.....	11
1.3.3.3.3 Le radar géologique.....	11
1.3.3.4 La thermographie infrarouge.....	13
<b>1.4 Le repérage par forages.....</b>	<b>14</b>
<b>1.5 Conclusion.....</b>	<b>15</b>

### *Chapitre 2 : Techniques de traitement des fondations des barrages*

<b>2.1 introduction.....</b>	<b>17</b>
<b>2.2 Méthodologie des études géologiques et géotechniques .....</b>	<b>17</b>
<b>2.3 Traitement de la fondation de l'ouvrage.....</b>	<b>18</b>
2.3.1 techniques de traitement des fondations des barrages.....	19
2.3.1.1 Injection.....	19
2.3.1.2 Procédure d'injection.....	19
2.3.1.3 Les coulis d'injection.....	20
2.3.1.4 Matériaux pour les coulis.....	21
2.3.1.5 . Différents types d'injection selon la qualité du terrain.....	22
a) Terrain faiblement fissuré.....	22
b) Terrain fortement fract.....	22
c) Terrain affecté par des gros .....	22
2.3.1.6 Injections de tapis.....	23
2.3.1.7 Injections de rideau.....	24
2.3.2 Technique de la paroi moulée.....	25
2.3.3 clé d'étanchéité de la fondation .....	25
<b>2.4 Traitement de surface.....</b>	<b>26</b>
2.4.1 Les géomembranes .....	27
<b>2.5 Comblement des cavités et des vides.....</b>	<b>28</b>
2.5.1 Composition.....	28
2.5.2 Phasage.....	28
2.5.3 Le suivi en temps réel.....	29

## Table des matières

---

2.5.4 Conséquences d'une injection de comblement .....	29
<b>2.6 Conclusion.....</b>	<b>31</b>
 <b>Chapitre : 3 Le problème des fuites d'eau au niveau du barrage Hammam Grouz</b>	
<b>3.1 Introduction.....</b>	<b>33</b>
<b>3.2 caractéristiques générales du bassin versant et du site de l'aménagement.....</b>	<b>33</b>
.....	
3.2.1 Climat.....	33
3.2. 2 Précipitation moyenne.....	34
3.2. 2 Volume d'écoulement moyen.....	34
3.2.3 Crue de projet.....	35
3.2. 4 Crues pendant les travaux.....	35
3.2.5 Sédimentation.....	35
<b>3.3 Géologie.....</b>	<b>35</b>
<b>3.4 Sources thermales.....</b>	<b>36</b>
<b>3.5 Etanchéité de la fondation.....</b>	<b>37</b>
3.5.1 Voile d'injection.....	37
3.5.2 Tapis amont imperméable.....	38
<b>3. 6 Description de l'aménagement.....</b>	<b>40</b>
<b>3. 7 historique des événements.....</b>	<b>43</b>
3. 7 .1 depuis la mise eau à la crue de 2003.....	44
3. 7 .2 pendant et après la crue de 2003.....	44
3. 7 .2.1 Evaluation de la situation .....	46
3. 7 .3 Après les crues de 2004/2005.....	48
<b>3.8 Origine des fuites du barrage Hammam Grouz.....</b>	<b>50</b>
<b>3. 9 bilan hydrique et fuites d'eau du barrage.....</b>	<b>51</b>
<b>3.10 Traitement.....</b>	<b>52</b>
<b>3.11 Après les travaux d'étanchéité de la cuvette.....</b>	<b>54</b>

3. 12 Conclusion .....	57
------------------------	----

### *Liste des figures*

#### *Chapitre : 1*

<b>Figure 1-1:</b> Dépendance géométrique du champ créé par une cavité selon différentes méthodes géophysiques (guide technique LCPC).....	07
<b>Figure 1-2 :</b> la diminution de g au dessus des cavités.....	08
<b>Figure 1-3 :</b> Résultat de la tomographie .....	10
<b>Figure 1-4:</b> Radargramme.....	12
<b>Figure 1-5:</b> Présentation des résultats le long d'un profil.....	13
<b>Figure 1-6:</b> Détection de cavités par caméra thermique.....	14

#### *Chapitre :2*

<b>Figure. 2-1 :</b> Vue en plan de la disposition d'un rideau d'injection.....	23
<b>Figure 2-2:</b> Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité.....	25
<b>Figure 2-3:</b> Mise en place d'une géomembrane.....	27
<b>Figure 2-4 :</b> Forage de traitement d'une cavité.....	28
<b>Figure 2-5 :</b> injection de traitement.....	29

#### *Chapitre : 3*

<b>Figure 3-1 :</b> barrage hammam grouz .....	33
<b>Figure 3-2 :</b> Variation du plan d'eau en fonction de la pluviométrie.....	44
<b>Figure 3-3:</b> Débit de fuites dans la galerie.....	45
<b>Figure 3-4 :</b> Les différents débits de fuites au niveau de la galerie rive gauche et le cordon drainant durant l'année hydrologique 2002-2003.....	45
<b>Figure 3-5:</b> Variation du niveau piézométrique du piézomètre 80 avec le niveau du plan d'eau.....	46
<b>Figure 3-6 :</b> Variation du plan d'eau en fonction de la pluviométrie durant 2004/2005.....	49



## Table des matières

---

<b>Figure 3-7 :</b> Les différents débits de fuites au niveau des galeries des rives gauche et droite et le cordon drainant durant l'année hydrologique 2004-2005.....	49
<b>Figure 3-8:</b> Variations dans le temps des côtes du lac et du piézomètre P13 (source ANBT).....	50
<b>Figure3-9:</b> Bilan hydraulique du barrage Hammam Grouz.....	51
<b>Figure3-10:</b> Les débit de fuites durant l'année 2006-2007.....	53
<b>Figure 3-11 :</b> débit de fuites dans le cordon drainant.....	54
<b>Figure 3-12:</b> Variation du plan d'eau en fonction de la pluviométrie durant 2014/2015.....	54
<b>Figure3-13:</b> Les débit de fuites au niveau du déversoir 4 durant l'année 2014-2015.....	55
<b>Figure3-14:</b> Le débit de fuites au niveau du cordant drainant durant l'année 2014-2015.....	55
<b>Figure 3-15 :</b> débit de fuites dans le cordon drainant en l/s.....	56
<b>Figure3-16:</b> Variations dans le temps des côtes du lac et du piézomètre P80 (source ANBT).....	56
<b>Figure 3-17:</b> Variations dans le temps des côtes du lac et du piézomètre P58 (source ANBT).....	57

### *Liste des tableaux*

<b>Tableau 1 :</b> Les données sur les températures.....	34
<b>Tableau 2 :</b> Caractéristiques -principales du projet.....	42
<b>Tableau 03:</b> Pluviométrie mensuelle depuis la misi en service du barrage Hammam Grouz... .....	43



### INTRODUCTION GENERALE

La construction hydrotechnique dans les fondations rocheuses solubles peut créer des conditions de dissolution améliorée qui peut menacer les structures et provoquer des conditions géologiques d'ingénierie qui sont difficiles et défavorables pour une construction sûre. Si les barrages sont situés au-dessus des roches solubles comme le calcaire, la dolomite ou le gypse, ils sont menacés par la karstification. La karstification est un processus dynamique qui entraîne des vides dans les roches en raison de la dissolution. Cette dissolution conduit à la formation d'un système de tuyaux dans la sous-surface

ce qui implique la création de gradients hydrauliques élevés non naturels pouvant entraîner des fuites d'eau à travers des roches karstifiées. le débit de fuites peut éjecter les dépôts qui bouchent les conduits karstiques et agrandir les discontinuités et les cavités par dissolution, avec l'augmentation de la perméabilité qui en résulte dans un processus d'auto-accélération (James, 1992, Romanov et al., 2003; Milanovic, 2004; Johnson, 2008; Gutiérrez, 2010; Cooper et Gutiérrez, 2013).

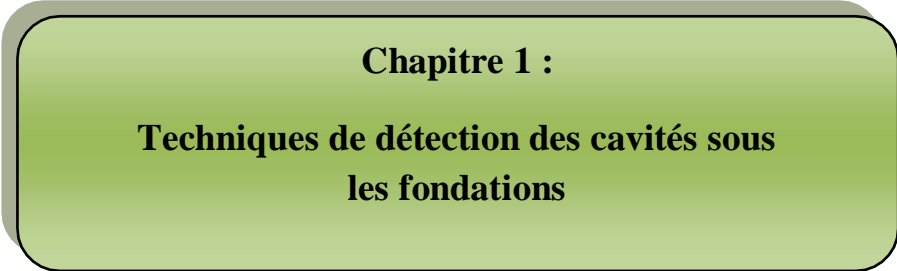
Les techniques de réhabilitation des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le jet grouting. Ces techniques, utilisées depuis de nombreuses années, bénéficient aujourd'hui de développements récents qui sont guidés par des recherches de performances et de qualité.

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 dans cet environnement et son phénomène de dissolution,

Dans ce contexte, notre travail vise à étudier le problème des infiltrations au niveau du barrage Hammam Grouz ainsi que les travaux menés pour traiter les zones à risque.

Pour aboutir à ce but on a adopté la méthodologie suivante :

A près une introduction générale, le premier chapitre a été consacré aux différents types des cavités naturelles et les **techniques qui existent en pratique pour les détecter sous les sols de fondations**. Le deuxième chapitre est consacré aux techniques disponibles de traitement des fondations des barrages alors que dans le troisième chapitre, on a essayé d'étudier, analyser et discuter le problème des infiltrations au niveau du barrage Hammam Grouz ainsi que les travaux menés pour traiter les zones à risque. Enfin, une conclusion générale clôture ce mémoire.



**Chapitre 1 :**  
**Techniques de détection des cavités sous  
les fondations**

## 1.1.Introduction

L'urbanisation croissante et le développement des moyens de communication, conduisent l'ingénieur à construire dans des zones contenant des cavités, soit naturelles (dissolution de gypse, calcaire), soit artificielles (carrière ayant été généralement exploitée pour fournir des matériaux de construction). Or, la détection des cavités souterraines est l'un des problèmes de la reconnaissance géologique le plus difficile à résoudre. Parce que la méconnaissance des cavités peut engendrer un risque pour un projet, il peut s'avérer nécessaire de recourir à des investigations pour la détection et la reconnaissance de celles-ci avant de réaliser un projet (construction nouvelle, aménagement d'une construction existante..) ou lorsque qu'un phénomène de mouvement de terrain lié à ces cavités se produit en surface.. La méthode la plus utilisée actuellement est la micro-gravimétrie, dont on connaît assez bien les limites. Dans certains cas particuliers, les méthodes sismiques, réfraction ou électriques donnent des résultats positifs.

## 1.2.Les types de cavités naturelles

### 1.2.1.Cavités de dissolution

**Origine :** dissolution par circulation d'eau

**Milieu :** domaines variés (karsts calcaire, poches de dissolution d'évaporites, grottes marines...)

**Géométrie :** très variable. Les karsts (vides laissés par la dissolution) se développent selon un réseau qui peut être plurikilométrique. Ils sont constitués d'une série de salles et boyaux. La hauteur de ces salles peut atteindre plusieurs dizaines de mètres, et leur extension plusieurs dizaines de mètres carrés. Ces karsts peuvent être vides, noyés ou obstrués/comblés par des sédimentations secondaires.

**Evolution :** La dissolution est un long processus évolutif à l'échelle de temps géologique dans le calcaire. Au contraire, dans le gypse, la vitesse de dissolution reste significative et une cavité est susceptible d'évoluer plus rapidement (à l'échelle décennale), en particulier dans le cas de reprise de circulations d'eaux. Dans le sel, l'évolution peut être encore plus rapide.

Dans tous les milieux, un effondrement brutal en surface peut avoir lieu, précédé ou non d'une remontée progressive du vide vers la surface (sur plusieurs années ou dizaines d'années).

### 1.2.2.Cavités de suffosion

**Origine :** érosion par circulation d'eau (avec entraînement des particules fines)

**Milieu :** formations sédimentaires meubles

**Géométrie :** petites cavités, pouvant parfois atteindre plusieurs m<sup>3</sup>

**Evolution :** les matériaux entraînés sont évacués soit par les fissures ouvertes d'un horizon rocheux proche, soit dans une cavité voisine (vide karstique, cave, ouvrage d'assainissement, fuyard etc.) ; la cavité peut se développer tant que l'évacuation des matériaux est possible.

### 1.2.3.Cavités volcaniques

**Origine** : à l'inverse des cavités de dissolution et de suffosion, les cavités volcaniques se forment en même temps que la roche encaissante.

**Milieu** : volcanique (volcanisme de type effusif)

**Géométrie** : comme pour les cavités karstiques, on retrouve des salles et des boyaux. Les salles sont de dimensions plus réduites que celles des karsts.

**Evolution** : du fait de l'origine de leur mise en place, ces cavités ne présentent pas d'évolution dans le temps du volume du vide. Par contre, elles sont sujettes aux effondrements, et peuvent aussi être le siège d'accumulation de matériaux apportés par les eaux qui y circulent.

### 1.3.méthodologie générale pour la recherche de cavités

La démarche globale s'organise autour de 4 phases, ordonnées comme suit :

- l'étude documentaire ;
- les reconnaissances par méthodes « directes » (recalage et relevés de géométrie)
- les reconnaissances par méthodes « indirectes » de géophysique ;
- le repérage par forages.

Ces différentes phases sont plus ou moins développées selon les enjeux potentiellement impactés, et la typologie et l'importance des cavités (dimension, nombre, profondeur...).

#### 1.3.1.Les études documentaires

Les études documentaires sont un préalable indispensable à toute recherche ou reconnaissance de cavité(s).

Elles s'organisent d'une part en une expertise géologique, et d'autre part en une phase d'enquête.

**L'expertise géologique** permet de porter un avis sur la nature des matériaux présent en sous-sol et sur la structure du terrain concerné. Les résultats permettent de trancher sur la possibilité de présence de cavités naturelles et/ou anthropiques. Cette expertise est essentielle car elle permet aussi ensuite de cibler les méthodes adaptées à la détection des cavités en fonction de la nature des terrains.

En complément de la phase géologique, il convient de ne pas négliger **la phase d'enquête**, qui consiste à recueillir et exploiter tous les documents d'archives disponibles apportant des informations relatives aux cavités ou à des phénomènes survenus en lien avec ces cavités. Ces enquêtes documentaires porteront sur :

- les sources d'informations directes pour l'identification de cavités déjà connues : inventaire départemental des cavités, inventaires associés à l'élaboration d'un PPRN ou d'études d'aléa, inventaires disponibles en mairie... ;

- une recherche historique des activités d'extraction ou des ouvrages de type civils et militaires ;
- des documents généraux tels que plans d'exploitation (pour les carrières), plans cadastraux, relevés déjà effectués... ,
- une exploitation des photos aériennes.

Enfin, une enquête orale auprès de la population locale, ainsi que des visites de terrain peuvent compléter cette phase de renseignements.

### **1.3.2.Reconnaitances par méthodes « directes »**

#### **1.3.2.1.Le recalage des plans d'archives**

Si la recherche d'archive a été fructueuse, il convient ensuite de recaler et de mettre à l'échelle les plans retrouvés de façon à positionner sur plan les informations.

#### **1.3.2.2. Les relevés de géométrie des cavités visitables**

Dans le cas où les recherches ont mis en évidence l'existence de cavité localisées et visitables, une opération de relevé géométrique peut être entreprise si nécessaire. Différentes méthodes peuvent être mises en œuvre, selon l'accessibilité de la cavité et le niveau de précision requis : relevé par géomètre expert, relevé par arpentage ou relevé spéléologique.

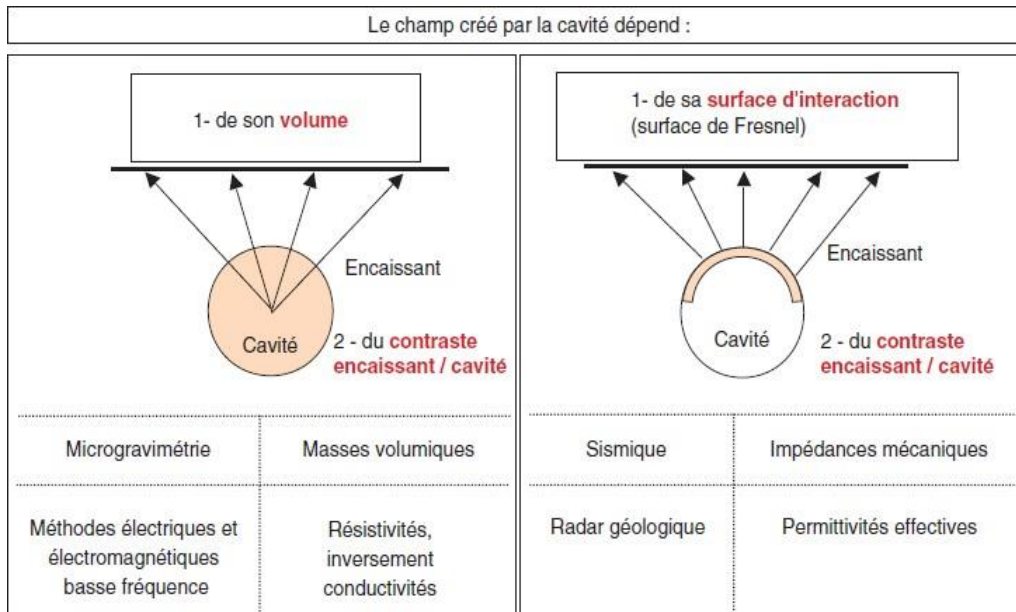
### **1.3.3. Reconnaitances par méthodes « indirectes » (Reconnaitance Géophysique)**

La reconnaitance géophysique, ou prospection géophysique (geophysical survey en anglais), met en œuvre un ensemble de méthodes indirectes où l'on cherche, à partir d'une ou plusieurs propriétés physiques à déterminer la structure du milieu souterrain de manière non destructive (non-invasive) et avec un échantillonnage spatial suffisamment dense pour que les variations latérales et verticales en soient décrites aussi complètement que le permettent la propriété et la méthode de mesure utilisées. La résolution, c'est à dire le degré de finesse avec lequel le sous-sol va être décrit, est en effet variable selon la propriété choisie et la méthode utilisée.

Les mesures peuvent être réalisées à partir de la surface, de puits ou d'excavations préexistantes. Le plus souvent elles ne permettent pas, à elles seules, de déterminer les valeurs de paramètres géotechniques mais sont indispensables pour placer judicieusement les forages où seront effectuées les mesures de ces paramètres, pour interpoler entre ces localisations et pour déceler les anomalies préjudiciables à un projet.

La détection de cavités par méthode indirecte comprend principalement la réalisation d'investigations au moyen d'une ou plusieurs méthodes géophysiques. La ou les méthodes appropriées dépendent des caractéristiques de la cavité (taille, profondeur, remplissage...) et de son environnement (géologie, zone urbaine, présence de matériaux conducteurs...). Les mesures géophysiques fournissent une image des couches géologiques du sous-sol,

l'interprétation de cette image conduit à la détection d'anomalies géophysiques pouvant être dues à la présence de cavités souterraines. Ces anomalies devront ensuite faire l'objet d'investigations par forage pour confirmer l'interprétation.

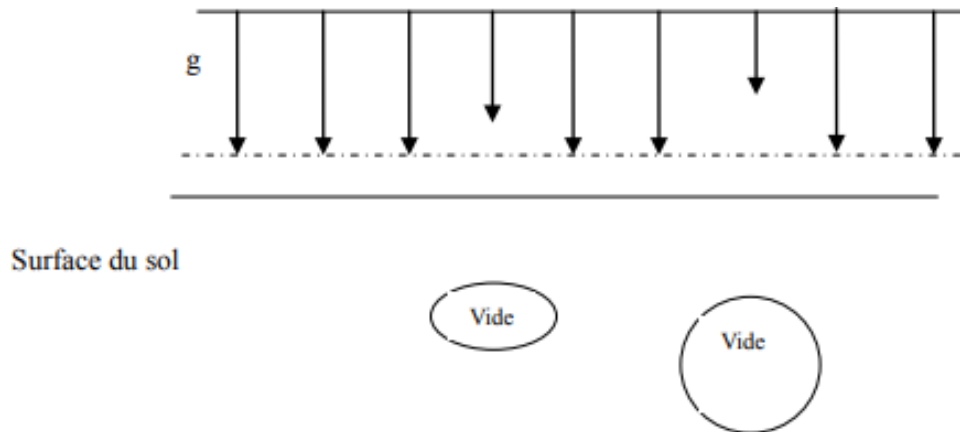


**Figure 1-1:** Dépendance géométrique du champ créé par une cavité selon différentes méthodes géophysiques (guide technique LCPC)

### 1.3.3.1. La microgravimétrie

La microgravimétrie est l'une des méthodes les mieux adaptées à la recherche d'anomalie de densité dans le sous-sol (cavité, fontis, décompression, galerie ...). Elle repose sur l'application de la loi de Newton qui établit que l'intensité  $f$  de la force gravitationnelle s'exerçant entre deux masses  $m$  et  $m'$ , distantes de  $d$ , est telle que  $f = G.m.m' / d^2$ ,  $G$  étant la constante universelle de la gravitation. Aux forces gravitationnelles de la Terre et de l'Univers (pratiquement seuls les effets de la Lune et du Soleil sont sensibles) s'ajoutent les forces d'inertie dues à la rotation de la Terre ainsi que les effets du relief, de l'altitude et de la latitude. L'ensemble des effets gravitationnels, aussi appelés gravimétriques, s'exprime dans la relation connue  $p = m g$ , où  $p$  est l'intensité du poids et  $g$  l'accélération de la pesanteur. Les variations de  $g$  à la surface de la Terre sont liées aux effets précédemment définis et à la répartition des masses dans le sous-sol. Cela conduit à utiliser la microgravimétrie, qui est l'étude des variations de  $g$ , pour détecter les anomalies de densité du sous-sol. C'est ce qu'illustre la figure suivante dans laquelle on a représenté schématiquement la diminution de  $g$  au dessus des cavités.





**Figure 1-2:** la diminution de  $g$  au dessus des cavités.

Elle ne peut toutefois les détecter que si l'anomalie résultante est suffisamment importante, c'est-à-dire si le pas de mesure est adaptée à la taille et à la profondeur de la cavité. Les échelles spatiales d'investigation vont de quelques mètres (en microgravimétrie) à l'échelle du Globe. La gravimétrie a été utilisée en exploration minière jusqu'à l'arrivée de la sismique, plus coûteuse, mais plus efficace et plus précise.

### 1.3.3.2. Les méthodes sismiques

Les méthodes de reconnaissance sismique en surface sont basées sur l'étude de la propagation des ondes dans le sol. La propagation de ces ondes peut être perturbée par la présence d'une cavité.

La méthode est limitée par l'énergie nécessaire pour permettre la propagation des ondes dans les terrains les plus profonds. On se limite donc généralement à des profondeurs d'investigations de 20 à 30 mètres.

#### a- sismique réfraction

La sismique réfraction utilise uniquement les ondes réfractées sur les interfaces. Par leur traitement, on obtient la vitesse de chaque couche traversée par les ondes. Aucun renseignement sur la géométrie des couches n'est obtenu. Pour obtenir les différentes vitesses des couches, il faut pointer le temps d'arrivée des premières ondes en fonction de l'offset (l'onde qui se réfracte circule sur l'interface avec la vitesse du milieu sous-jacent, bien souvent plus rapide).

#### b- Sismique réflexion

La sismique réflexion utilise uniquement les ondes réfléchies aux interfaces. On obtient alors la géométrie de ces interfaces. La vitesse des différentes couches ne peut pas être

obtenue. Les données utilisées sont les temps d'arrivée des ondes réfléchies. Il est cependant nécessaire de procéder à un certain nombre de corrections et de traitements pour obtenir une image claire et fiable du sous-sol comme ci-dessous.

Les sismiques réflexion et réfraction sont deux techniques complémentaires qui permettent d'imager le sous-sol avec une précision beaucoup plus importante que la tomographie passive (sismologie) car on maîtrise les localisation et amplitude des sources. Le contenu fréquentiel des sources utilisées (haute fréquence) ne permet pas cependant une exploration plus profonde que la croûte avec ces méthodes.

### **c- Tomographie sismique**

Les mesures de tomographie sismique s'effectuent entre deux forages, entre surface et forage ou en surface, on place alors une série de points de tir entre les géophones et non pas 2 aux extrémités du profil comme en réfraction simple. Entre forage, une série de sources est déployée dans l'un des forages, une série de récepteurs dans l'autre (on peut aussi n'utiliser qu'une source que l'on déplace). Le temps mis par l'onde directe pour atteindre les différents récepteurs permet de restituer les variations de vitesse et donc les hétérogénéités qui existent entre les deux forages. On peut aussi prendre en compte les variations d'amplitude entre les différents récepteurs. Cette méthode, lourde, est de plus en plus utilisée, après les autres méthodes géophysiques, en cas de forte présomption de présence de cavités. Elle permet de les définir avec un degré de finesse utilisable à l'échelle de l'ouvrage.

### **1.3.3. Les méthodes électriques courant continu**

Les méthodes de prospection électrique par courant continu consistent à déterminer les propriétés des sols par la mesure de leur résistivité. Les valeurs des résistivités dépendent notamment de la nature du matériau. Ces méthodes s'appliquent aux cavités remplies d'eau ou de matériaux fins. Pour qu'une telle cavité soit directement détectée par ces méthodes, il faut qu'elle soit de très grande taille et peu profonde. Il est aussi possible de détecter des variations des conductivités des terrains autour de la cavité, liées à la modification du régime hydrique due à la présence de la cavité.

### 1.3.3.3.1. La tomographie électrique

est une méthode très efficace pour une auscultation locale, dans les zones an-maliques prédéfinies par les méthodes de reconnaissance. C'est une méthode de résistivité qui utilise un dispositif multi-électrode permettant d'acquérir un grand nombre de mesures correspondant aux différentes combinaisons de quatre électrodes.

Le sondage électrique classique ne peut pas, bien entendu, être utilisé, puisque la cible n'est pas tabulaire. L'intérêt de la tomographie 2D et 3D est qu'elle permet une interprétation quantitative. Elle permet d'obtenir un modèle 2D ou 3D de distribution de résistivités «vraies» ou mieux «interprétées», dont la réponse est comparable aux données enregistrées (Loka et Barker, 1996). Certes, ce modèle n'est pas unique, mais l'apport à la détection, la localisation et la connaissance de la géométrie des cavités devrait être décisif.

C'est la tomographie 2D, et non 3D, qui sera mise en œuvre pour des raisons d'accessibilité et de disponibilité des équipements et des logiciels. Le couplage entre les électrodes et le sol posera un problème dans les rues et les ruelles pavées, qu'il faudra résoudre.

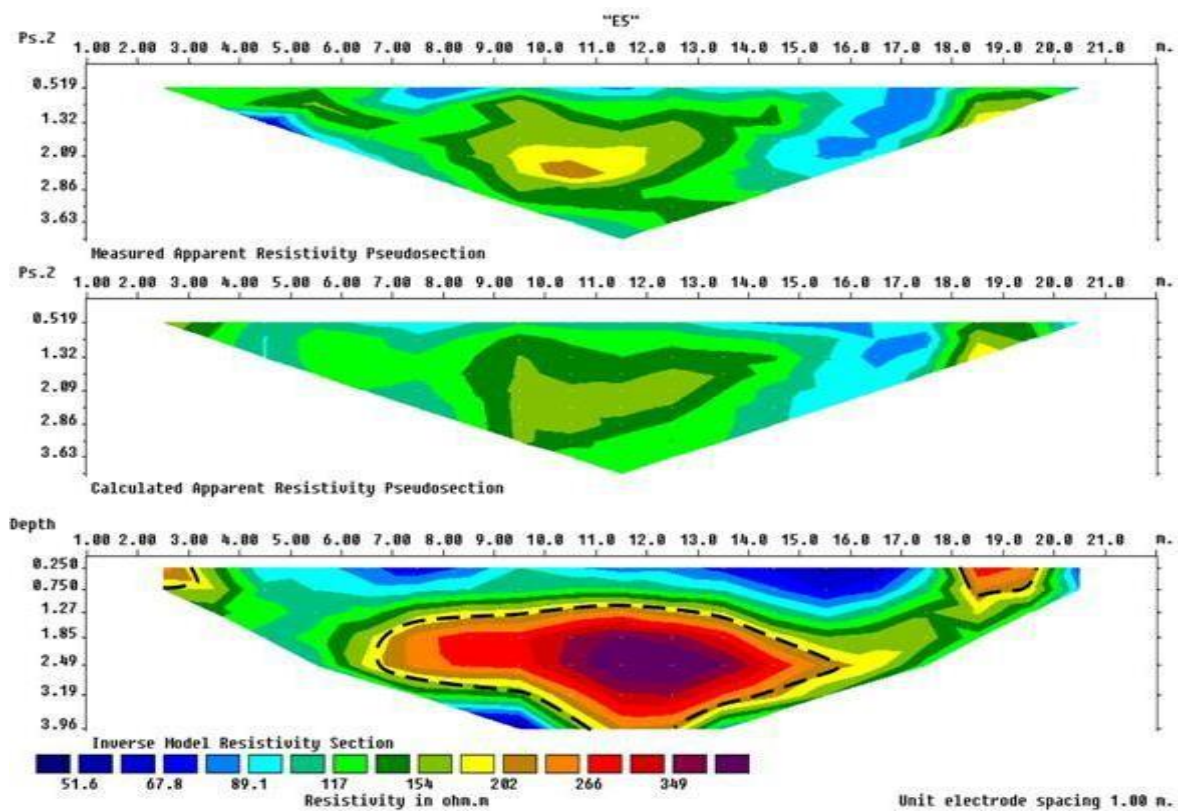


Figure 1-3 : Résultat de la tomographie

### 1.3.3.3.2. Les méthodes électromagnétiques

La prospection géophysique par méthodes électromagnétiques (EM) consiste à étudier les propriétés des ondes électromagnétiques et leur interaction avec le terrain. Les paramètres physiques investigués par les méthodes EM sont la conductivité électrique (inverse de la résistivité) et la permittivité diélectrique du matériau. La signature d'une cavité est un contraste d'amplitude, plus ou moins prononcé. Ce contraste est très élevé pour une cavité ennoyée, fort pour une cavité vide, mais faible pour une cavité remplie de matériaux conducteurs, à savoir les matériaux argileux.

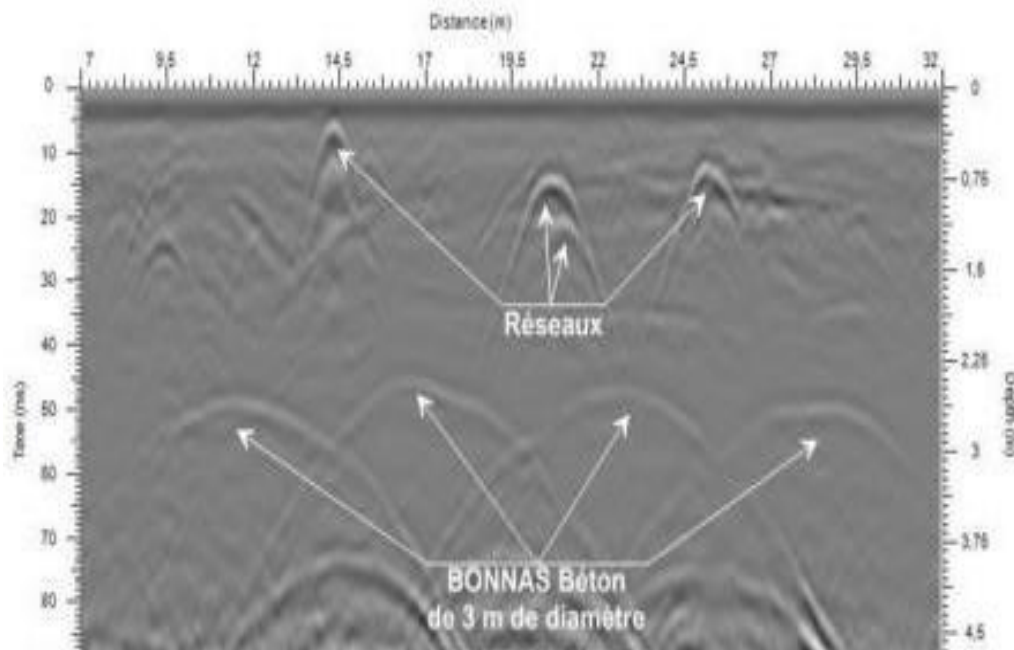
### 1.3.3.3.3. Le radar géologique

Le radar géologique est un outil d'auscultation du sous-sol et des structures qui utilise la réflectométrie d'impulsions électromagnétiques de fréquence radar. L'onde radar est émise et réceptionnée par une antenne de mesure déplacée sur le sol ou sur la structure à ausculter. Les réflexions sur les interfaces, les réseaux et les objets présents dans le terrain ausculté forment une image qui est visualisée sur l'écran de contrôle, au fur et à mesure du déplacement de l'antenne. Les utilisations les plus fréquentes du radar concernent la détection d'objets, de structures ou de défauts enfouis dans le sol, le béton ou la maçonnerie:

- Cartographie des réseaux souterrains de concessionnaires (eau, gaz, électricité, communication, – assainissement, fluides divers ...).
- Recherche de cave, galerie, conduit, vide, carrière souterraine...
- Conduites visitables: auscultation du béton, de la maçonnerie, de l'extrados... .
- Recherche de cuve, fût métallique, munitions... dans le cadre d'étude environnementale.
- Recherche d'armature dans le béton;
- Auscultation des chaussées et des couches de forme (route, piste d'aviation, ballast ferroviaire...)
- Recherche d'anciennes fondations en béton ou maçonnerie, recherche archéologique...

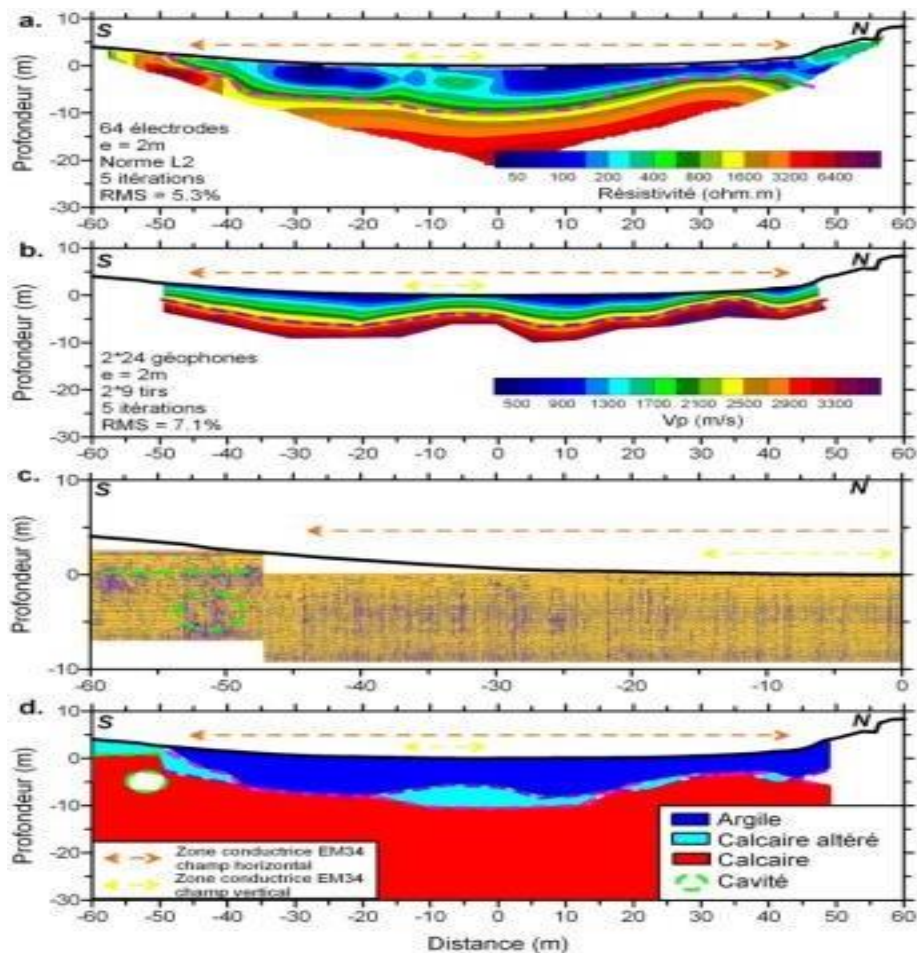
La technologie radar procure des images de grande résolution et permet des cadences d'auscultation de plusieurs kilomètres de profil par jour.

La figure ci-dessus, appelée radargramme, représente une acquisition radar le long d'un profil rectiligne. On remarque plusieurs anomalies dont certaines caractéristiques de la présence d'une canalisation



**Figure1-4 : Radargramme**

La profondeur de pénétration du radar, qui dépend de la fréquence de l'antenne utilisée, est comprise entre quelques décimètres avec les antennes hautes fréquences (900 à 2600 MHz) jusqu'à quelques mètres avec les antennes basses fréquences (100 à 600 MHz). Certains matériaux, comme l'argile, les sols humides ou l'acier, ont une forte capacité d'atténuation et limitent encore la profondeur de pénétration des ondes radar. La chaîne de mesure comprend l'unité d'acquisition et l'antenne; elle est généralement installée à bord d'un chariot permettant un déplacement rapide. Les données sont traitées à l'aide de logiciels tel que RADAN qui permettent de traiter les données et d'éditer les radargrammes en 2D et en 3D.



**Figure 1-5 :** Présentation des résultats le long d'un profil. a-Tomographie électrique. b-Tomographie sismique. c- Géoradar (échelle dilatée par 2). d- interprétation géologique. (Olivier Le Roux et al.2012)

### 1.3.3.4.La thermographie infrarouge

La thermographie infrarouge (IR) est un outil d'analyse non destructif auquel on fait appel dans de nombreuses applications. L'utilisation de la thermographie infrarouge est une méthode de reconnaissance préalable des cavités dans le cas de la caractérisation de linéaires de dimensions importantes car en été la température extérieure est bien plus élevée que la température en sous-sol. Cela génère des courants d'air avec dans certaines conditions de l'air frais qui sort de la cavité.

L'imagerie thermographique infrarouge est un puissant outil d'analyse qui étend la perception de l'oeil humain au-delà des longueurs d'ondes visible. Les images à haute définition élaborées à l'aide du spectre infrarouge permettent de savoir où est concentrée la chaleur, grâce à de faux tons de couleurs ou de gris. Dans les mains d'un thermographe professionnel, la caméra infrarouge peut devenir un puissant outil d'investigation et de diagnostic. Ceci permet de sauver du temps et des coûts par rapport aux méthodes traditionnelles de tests invasifs.



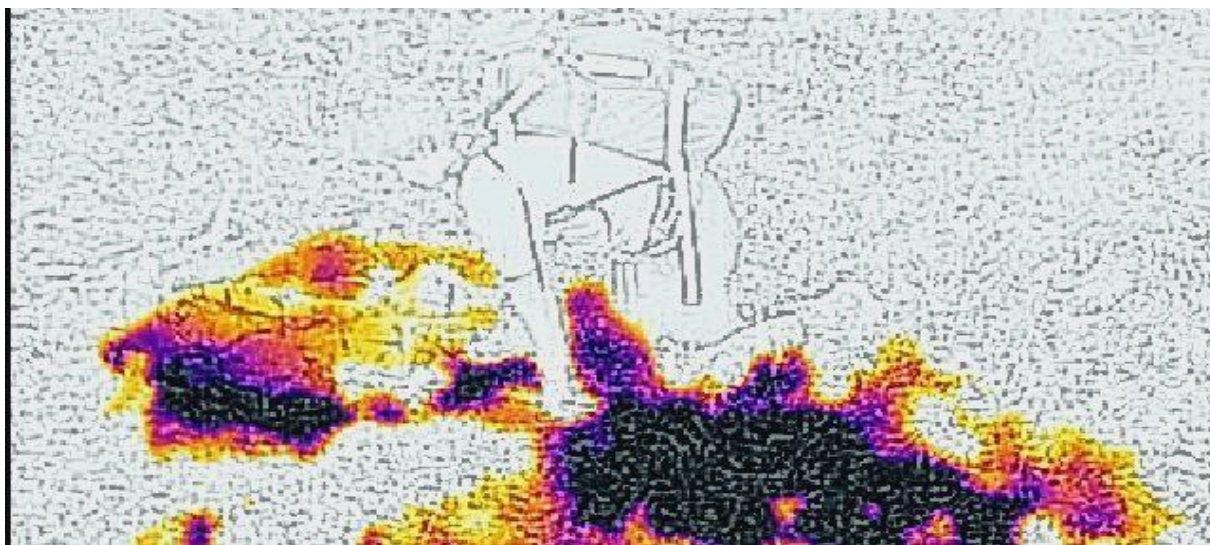


Figure 1-6: Détection de cavités par caméra thermique

#### 1.4. Le repérage par forages.

Les résultats des études documentaires et des méthodes géophysiques déployées permettent l'implantation de forages dans les zones d'anomalies (et hors anomalie comme forage de référence). Ces forages vont permettre d'identifier directement les formations présentes et les vides éventuels.

On distingue principalement deux types de sondages : **les sondages destructifs** (qui détruisent les terrains traversés et, selon les appareils, remontent ou non ces terrains détruits sous forme de cuttings) et **les sondages carottés** (qui remontent les terrains traversés sous forme de carotte, c'est-à-dire un cylindre de roche prélevé en l'état).

Pour la détection de vide franc ou de vide rempli par un matériau particulièrement distinct de l'encaissant, les sondages destructifs avec enregistrements des paramètres (sondages en rotation, en rotation-percussion, à la tarière, ou à la sonde de pénétration) sont appropriés.

Les sondages carottés, plus onéreux, ne seront mis en œuvre que dans des cas particuliers rares, demandant le prélèvement d'échantillons pour des analyses en laboratoire ou le détail précis de la nature lithologique des terrains.

L'implantation, le nombre, la profondeur et l'espacement des forages sera guidé par les résultats des études préliminaires (documentaire et/ou géophysique).

Les sondages permettent aussi, s'ils sont de diamètre suffisant, d'ausculter ultérieurement une cavité traversée par des moyens vidéos.

### **1.5. Conclusion**

L'utilisation d'une méthode géophysique doit être considérée comme une étape dans la méthodologie générale de reconnaissance et de détection de cavités souterraines.

Son objectif principal est d'apporter des compléments aux études préalables la télédétection est une méthode fortement conseillée pour la recherche d'indices d'affaissements, d'anciennes activités extractives ou de structures révélatrices de la présence potentielle de cavités naturelles (dolines, dépressions alignées, etc.) ou anthropiques (dépressions ponctuelles). Quand elle est possible, et ce d'autant plus pour des zones étendues, Elle renseigne aussi bien sur la morphologie et la structure régionale que sur la température apparente du sol qui peut être étroitement liée à la présence d'une cavité. La télédétection, regroupe ici l'interprétation de clichés aériens et la radiométrie infrarouge thermique, des validations sur le terrain doivent clore la phase préliminaire.



**Chapitre 2**  
**Techniques de traitement des fondations des**  
**barrages**

## **2.1.INTRODUCTION**

Le traitement de la fondation d'un barrage est toujours nécessaire quel que soit le type de fondation. Il sert à étancher la fondation, et à stabiliser les couches fragmentées du rocher, dont l'équilibre pourrait être mis en cause par l'application des efforts supplémentaires dus au barrage ou à la poussée de l'eau de la retenue.

Pour le choix des solutions tout est question de mesure. Mais à partir du moment où la géologie du site est définie et n'offre pas des conditions suffisantes de stabilité, ou d'imperméabilité, le géologue et l'ingénieur peuvent avoir recours à des techniques d'amélioration des terrains très performantes. Les techniques les plus utilisées sont les travaux d'injection, les écrans étanches par parois moulées, les rideaux de palplanches, ou l'utilisation de géomembranes pour les traitements de surface.

Chacune de ces techniques de traitement représente un métier à part entière qui nécessite, au niveau de la mise en œuvre, l'intervention de spécialistes. Le type et le programme de traitement sont définis par les résultats des sondages de reconnaissance, qui permettent de fixer la profondeur du voile, et le type de traitement à prévoir.

## **2.2.Méthodologie des études géologiques et géotechniques**

Les études géologique et géotechnique comprennent tout ou partie des éléments suivants, de manière très variable selon les caractéristiques de chaque ouvrage (importance, complexité, type de barrage...).

- Reconnaissance complémentaire éventuelle de la fondation du barrage et des ouvrages annexes, notamment en cas de terrains peu consistants, de changement d'implantation, ou de reconnaissances antérieures insuffisantes (problèmes fonciers par exemple) : tranchées à la pelle, sondages carottés avec essais d'eau et/ou prélèvement d'échantillons « intacts », essais in-situ (pénétrromètre...).
- Reconnaissance détaillée des zones d'emprunt de matériaux par tranchées à la pelle, avec prélèvements pour essais en laboratoire (notamment : prospection de nouveaux casiers en cas d'insuffisance du volume des matériaux disponibles, parfois en raison d'une augmentation de celui du barrage, ou en cas de changement tardif de type de barrage).
- Essais géotechniques en laboratoire (mécanique des sols et/ou des roches) sur échantillons intacts et remaniés, de la fondation et des emprunts.
- Analyses chimiques, radiométriques, sur les matériaux d'emprunt ou sur des terrains de fondation.

- Synthèse géotechnique (et géologique le cas échéant) de la fondation et des matériaux d'emprunt, débouchant sur la réalisation de calculs de stabilité permettant de définir le profil du barrage (en terre) ou le niveau de fondation des ouvrages rigides.
- Choix définitif des axes (ouvrages principal et annexes, étanchéité), du type d'ouvrage, de ses matériaux constitutifs.
- Définition précise de la nature et de la forme des organes d'étanchéité, de la zonation du barrage (selon le cas), des casiers d'emprunt, des conditions de mise en œuvre des matériaux, des dispositifs d'auscultation de la fondation et du barrage.

D'une manière générale, la réalisation des études géotechniques est une opération fondamentale pour le diagnostic du génie civil des ouvrages.

Ce type de reconnaissance a pour but :

- De reconnaître la nature du génie civil et l'état des piles centrales des barrages,
- De reconnaître la nature des sols porteurs en amont de la pile centrale,

Deux types d'investigations sont donc à réaliser :

- Des carottages dans le génie civil des piles centrales de barrages précitées, accompagnés d'essais de résistances mécaniques et de détection de matériaux potentiellement gonflants,
- Un sondage carotté en milieu fluvial (accompagné d'essais de laboratoire) et des essais pressiométriques, dans les sols porteurs en amont de la pile centrale.

### **2.3.Traitement de la fondation de l'ouvrage**

La zone d'assise du barrage doit toujours être décapée d'au moins 0,50 mètre pour éliminer la terre végétale.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux meubles de la fondation (alluvions, colluvions, éluvions) sont souvent suffisantes pour supporter un remblai d'une hauteur inférieure à une dizaine de mètres. Une étude approfondie doit être entreprise pour une hauteur de remblai supérieure à une vingtaine de mètres. Lorsque la fondation pose un problème de stabilité, la solution consiste, soit à purger soit à élargir sensiblement la base du remblai. Il est peu courant de mettre en place un dispositif de drainage destiné à accélérer la consolidation de la fondation meuble. La nature des matériaux à l'interface remblai-fondation peut nécessiter la mise en place d'un filtre. Le tassement d'une fondation meuble dû au poids du remblai est évalué à l'aide des essais de compressibilité. Après construction, il ne devrait pas excéder en général 5 % de l'épaisseur totale des couches compressibles.

L'injection et le drainage des appuis rocheux sont requis pour les fins suivantes :

- contrôler la percolation afin d'obtenir un débit de fuites acceptable.
- confiner et empêcher l'érosion des matériaux meubles contenus dans les fissures et joints et (éviter tout risque de renard (érosion interne régressive))

- réduire la pression interstitielle (sous pression ) à l'aval du rideau.
- consolider le roc de fondation.

### **2.3.1. techniques de traitement des fondations des barrages**

#### **2. 3.1.1. Injection**

L'injection des sols est à l'heure actuelle un procédé largement utilisé dans de nombreuses applications des travaux de traitement des terrains. Le procédé consiste à injecter dans un terrain un liquide appelé coulis susceptible de se solidifier dans le temps. Cette technique permet d'améliorer ou restaurer les caractéristiques mécaniques (résistance, cohésion, module d'élasticité,...), hydrauliques (perméabilité notamment) de terrains. Les applications sont multiples : massifs rocheux fissurés à renforcer ou étancher, sols pulvérulents à consolider, alluvions à étancher, maçonneries anciennes à régénérer, cavités naturelles ou artificielles à combler...

Pour comprendre la technique d'injection des sols, il faut associer :

- la structure des sols
- les propriétés mécaniques et rhéologiques des coulis, qui peuvent être différentes en passant de l'un à l'autre
- les lois de l'écoulement des coulis dans le terrain.

#### **2. 3.1.2. Procédure d'injection**

La procédure détaillée d'injection fait partie des devis Cependant, les normes générales suivantes doivent toujours être respectées :

- l'injection doit être précédée d'un lavage du trou d'injection pour enlever la boue de forage et nettoyer les fissures dans le roc.  
l'injection doit toujours se faire dans un roc gelé.
- le produit injecté doit être un mélange de ciment et d'eau avec un agent anti-retrait et occasionnellement du sable et d'autre additifs.
- la pression d'injection, mesurée au sommet du trou, ne doit pas excéder 25 kPa par mètre de Profondeur.
- l'injection doit être poursuivie jusqu'à ce que le taux d'absorption d'un coulis dont le rapport eau/ciment est de 5:1 soit moins de 13,5 L par 10 minutes, à la pression maximum permise pour le stage d'injection. Ce taux d'absorption doit être considéré comme critère de refus.

- la fermeture de la ligne ou du rideau d'injection est obtenue lorsque l'absorption totale pour chaque passe de 3 m n'excède pas 0,1 m<sup>3</sup> de coulis (5:1) dans deux trous adjacents dont l'espacement n'excède pas celui des trous primaires. Chaque fois que l'absorption dépasse cette limite dans un trou, deux trous additionnels doivent être forés de part et d'autre de celui-ci à mi-distance des trous adjacents à une profondeur dépassant 3 m le niveau d'absorption qui a été constaté, jusqu'à l'obtention du critère de fermeture.

### **2. 3.1.3 .Les coulis d'injection**

L'injection de coulis a pour objet d'étancher, de consolider des structures déjà existantes ou de renforcer des milieux de faible cohésion tels que certains sols. Pour aboutir à ce résultat, on a pensé à remplir les vides du milieu à traiter par des coulis, qui se solidifieront dans le temps.

Plusieurs types des coulis sont utilisés actuellement. Mais ils peuvent être classés, d'après Cambefort [Cambefort et al., 1964], en trois catégories principales :

- les suspensions à base des produits chimiques
- les suspensions instables
- les suspensions stables

Les suspensions chimiques sont constituées par des produits chimiques, par exemple silicate de sodium, résines synthétiques ou produits hydrocarbonés purs...En principe, les coulis chimiques sont susceptibles d'être utilisés pour remplir des micros fissures, ces suspensions peuvent pénétrer dans tous les vides où l'eau peut s'écouler. Les suspensions instables sont des mélanges à base de faible quantité de ciment avec de l'eau.

Elles sont considérées comme les suspensions instables car ces suspensions ne sont homogènes que si l'on les agite. Dès que l'agitation s'arrête, les grains de ciment ont tendance à se déposer sous l'effet le poids propre : la décantation commence.

Les coulis stables sont des mélanges à base de ciment et d'ajouts dans l'eau, pour qu'aucune décantation appréciable ne se manifeste pendant la durée de l'injection. Les ajouts souvent utilisés pour ces coulis sont les argiles ou la bentonite, en raison de la finesse de leur grain et leur propriété colloïdale qui améliore la stabilité de coulis.

Selon le domaine d'application, Poupelloz et al., [Poupelloz et al., 1979] ont classifié les différentes destinations des coulis.

- les injections de scellement (tirants d'ancrage, micropieux...). Le coulis utilisé dans les injections de scellement, est appelé « coulis de scellement ».
- le renforcement des sols (amélioration de la stabilité du terrain lors de la construction d'un tunnel, amélioration de la portance du terrain...), le comblement des cavités souterraines (mines, carrières,...), la consolidation des sols situés sous des fondations (en phase de construction ou en reprise en sous oeuvre). Les coulis utilisés pour ces applications appelés coulis de comblement (ou coulis d'injection) .

- les écrans d'étanchéité : voile d'étanchéité au pied d'un barrage, fonds injectés raccordés à des parois moulées ... Le coulis utilisé dans ce cas-là doit avoir une faible viscosité. La taille maximale des grains de coulis doit être suffisamment faible pour qu'il s'écoule dans les fissures. Dans ce domaine d'application, on peut se contenter d'une résistance mécanique faible.

Selon le domaine d'application, les concentrations solides des coulis (le rapport du volume de solide au volume total) varient de 10% environ pour les applications en géotechnique à plus de 50% pour les coulis de scellement de tirant d'ancrage. Cela signifie que l'on utilise industriellement des coulis de formulations très variées.

#### **2.3.1.4. Matériaux pour les coulis**

Un certain nombre de matériaux peut être utilisé pour les coulis. La sélection des matériaux utilisables dépend de plusieurs critères, par exemple : les objectifs à atteindre, les méthodes d'injection, les maillages de forage, la perméabilité des terrains... mais également un critère économique.

Pour les mélanges du coulis à base de ciment-eau, ils peuvent éventuellement contenir des additions minérales, des adjuvants, des charges inertes... Une large gamme de produits se retrouve sur le marché et sont généralement regroupés en deux catégories : produits à base de ciment sans ajouts et avec ajouts. En fonction des destinations du coulis, il peut y avoir différents ajouts :

❖ Ajout de certaines substances :

- argile, bentonite.
- silice fine.
- cendres volantes, fillers, laitier en poudre.
- Chaux.
- sable fin.

❖ Présence de certains adjuvants :

- rétention d'eau.
- Fluidifiant.
- retardateur de prise.
- Rigidifiant.
- accélérateur de prise.
- Expansifs

### **2.3.1.5. Différents types d'injection selon la qualité du terrain**

#### **a) Terrain faiblement fissuré**

Dans le cas où le rocher est affecté par une faible fissuration, on utilise comme produit d'injection un coulis de ciment fluide dont le rapport de concentration C/E (ciment / eau) au début de l'injection est de l'ordre de 1/10 ou 1/5 et l'augmente progressivement s'il n'y a pas de montée en pression.

Ce coulis est instable à cause de la décantation rapide des grains de ciment en suspension dans l'eau. L'arrêt de l'injection est défini par la montée en pression.

Pour les roches poreuses et les microfissures on utilise les gels et les résines qui sont très coûteux.

#### **b) Terrain fortement fracturé**

Dans le cas d'un rocher présentant des fissures largement ouvertes, on utilise des coulis stables à base de ciment benthonique, parfois on ajoute au mélange du sable, des cendres, et des agents gonflants. Au début de l'opération on injecte un coulis épais, qui sera suivi par une injection de coulis fluide afin d'assurer un bon colmatage des fissures.

#### **c) Terrain affecté par des gros vides**

En cas de rocher affecté par des gros vides, tel que les milieux karstiques, l'injection se fait par l'introduction du gravier dans ces vides suivit par l'injection de coulis de mélange sable-ciment-bentonite.

Les procédés d'injection sont utilisés de façon classique dans les fondations des grands barrages pour étancher ou pour consolider les roches fissurées, les roches poreuses, ou les alluvions perméables, en remplissant les vides du milieu par un produit liquide qui se solidifie dans le temps.

Les coulis sont adaptés à la nature des terrains à traiter. C'est ainsi que l'injection de fissures très ouvertes se fera avec des coulis extrêmement épais et thixotropes constitués par du ciment, de l'argile, des sables et des graviers injectés presque sans pression pour éviter le cheminement lointain des produits.

Les sables et graviers alluvionnaires qui sont constitués par un ensemble de grains de diamètre variables, ou les roches fissurées, seront injectés avec des coulis stables de ciment ou de bentonite-ciment.

Dans les terrains très difficiles tels que les roches finement fissurées ou poreuses, les terrains fins tels que les sables fins alluvionnaires, ou les sables micacés molassiques, l'injection est faite avec des coulis liquides à base de silicate de soude, de gels de silice ou de résine organique. Ces coulis liquides sont très chers et parfois limités (rayon d'action insuffisant). Dans ce cas, l'étanchéité des fondations de barrage et parfois des remblais peut-être assurée par la technique des parois continues.

L'injection se fait par phase du haut en bas, chaque partie injectée est isolée par un obturateur, ainsi les produits injectés sont poussés vers le bas en profondeur, et ne peuvent refluer vers la partie supérieure déjà injectée.

La hauteur de chaque passe (phase) est de l'ordre de 3 à 5 m. Elle varie selon la qualité du terrain et le type de coulis utilisés.

L'orientation des forages d'injection dépend de l'état du terrain et de la forme du voile à utiliser.

La pression d'injection doit être au moins égale à la charge d'eau dans la retenue créée par le barrage. Cette pression varie avec la nature du rocher et l'importance de la fissuration.

Le plus souvent, les travaux d'injection sont réalisés par groupe (poste) de trois forages disposés en triangle à partir desquels on suit l'évolution des volumes injectés, par la suite on procède à la réalisation d'un quatrième forage au centre du triangle.

L'espacement entre les forages varie de 1 à 8 m.

Des sondages d'essais d'eau sont nécessaires à la fin des travaux d'injection, dans le but de vérifier l'efficacité du rideau.

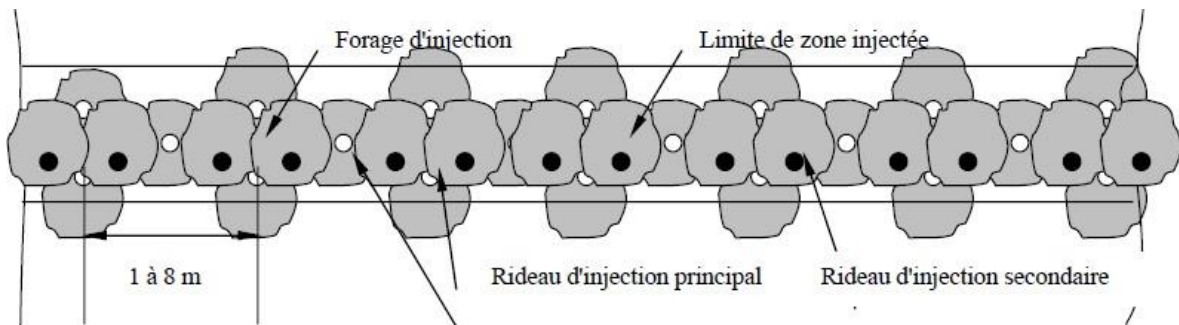


Figure- 2-1 : Vue en plan de la disposition d'un rideau d'injection

### 2. 3.1.6. Injections de tapis

Les injections de tapis sont requises pour assurer l'étanchéité du roc sous le noyau imperméable de l'ouvrage de retenue dans la zone de relaxation où les joints sont souvent ouverts et plus nombreux. En principe, le patron d'injection doit être fonction de la profondeur de la zone de relaxation, de l'espacement des joints et de la charge d'eau. En pratique, le patron minimum adopté aura généralement des trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6 m et ayant une profondeur de 8 m. Le nombre de rangées de trous varie avec la charge d'eau.



Charge d'eau (m)	Nombre de rangées d'injection
0 à 25 m	0
25 à 60 m	2
60 m et plus	Zone de contact du noyau à l'intérieur des limites montrées sur les figures 12 et 14 couverte avec des trous de 8 m de profondeur et espacés de 6 m c/c

Lorsque la charge d'eau est supérieure à 60 m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval.

Les trous seront en général verticaux. Localement, des trous inclinés pourront être requis pour recouper certains joints d'orientation particulière.

### **2. 3.1.7. Injections de rideau**

En général, les zones d'absorption ne peuvent être décelées dans le cavité en profondeur lors des explorations. Les trous d'injection profondes jouent donc un rôle d'exploration. Leur profondeur doit être égale au tiers de la charge d'eau avec un minimum de 8 m.

L'axe des injections profondes est celui de l'ouvrage lorsque le noyau centrale est symétrique, il ne doit jamais être à l'aval du milieu du noyau. Il est situé au tiers amont du noyau lorsque celui-ci est incliné. Dans le cas de clé au cavité, l'injection est au centre du noyau ou de la clé.

Charge d'eau (m)	Nombre de rangées d'injection
0 à 8 m	8 m à 12 m c/c
8 à 25 m	8 m à 6 m c/c
25 à 60 m	Les injections profondes sont exécutées sur une rangée localisée entre les deux rangées d'injection de tapis. Les trous sont espacés de 6 m minimum et disposés en quinconce par rapport aux rangées d'injection de tapis
60 m et plus	Les injections profondes sont exécutées sur une rangée avec un espacement maximum de 6 m, chaque trou étant localisé à mi-chemin entre deux trous adjacents d'une des rangées d'injection de tapis

### **2. 3.2. Technique de la paroi moulée**

Cette technique est plus récente que les injections. Le procédé consiste à entailler mécaniquement le terrain sur des largeurs de 0,65 à 0,90 mètres (dimensions courantes) à l'aide de bennes excavatrices, ou d'outils d'usure (technique de l'hydrofraise) et à injecter à la place une boue stabilisatrice (suspension de bentonite) à laquelle on substitue, ensuite, le coulis d'étanchéité. Celui-ci peut être un coulis de ciment-bentonite autdurcissable, éventuellement traité par l'adjonction d'un produit chimique.

La paroi moulée permet d'assurer des coupures sans discontinuité jusqu'à des profondeurs importantes (le record actuel est de 120 m avec l'hydrofraise (barrage de Navajo, USA, 1987)) Le procédé est efficace mais onéreux. Dans certaines fondations d'ouvrage on adopte un écran mixte constitué par une paroi moulée prolongée par un voile d'injection.

### **2.3. 3. clé d'étanchéité de la fondation**

Cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles. Les dimensions de cette clé sont :

- Largeur minimale à la base de 3 mètres (largeur des engins) .
- Pentes de l'ordre de 1/1 .
- Profondeur de plusieurs mètres avec un minimum de 2 mètres par rapport au terrain naturel (voir figure 2-2 ) .



**Figure 2-2:** Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité.

- ❖ Cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres : la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.
- ❖ Cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

## **2.4. Traitement de surface**

Le traitement de surface est requis dans les zones de contact du noyau, des filtres et transitions après excavation du roc lâche. Ce travail comprend les éléments suivants :

➤ **Fissures et joints ouverts**

Dans les aires de contact du noyau et du filtre aval, les fissures et les joints ouverts doivent être nettoyés aussi bien que possible et colmatés avec du mortier liquide ou du béton placé sec

➤ **Roc très fragmenté**

Des zones de roc fortement fracturé peuvent être rencontrées dans les appuis rocheux. Lorsque ces zones se situent dans l'aire de contact du noyau et du filtre aval, les petites fissures du roc doivent être remplis en balayant du mortier liquide sur la surface préparée pour la mise en place du remblai. Dans le cas de fissures profondes, le roc doit être recouvert de béton projeté ou d'une dalle de béton suffisamment épaisse pour permettre les injections de consolidations, si requis.

➤ **Marmites et cavités**

Les marmites et cavités de petites dimensions rencontrées dans les zones du noyau et des transitions doivent être nettoyées et remplies de béton de manière à obtenir une surface d'appui rocheux aussi uniforme que possible. Lorsque leurs dimensions sont importantes, sans toutefois atteindre les limites l'article ' remodelage', peut être limité à ce définies à l'article intitulé remodelage , le remplissage qui est requis pour obtenir une surface contre laquelle les matériaux de remblai peuvent être mis en place conformément aux stipulations du devis technique. Lorsque le coût d'excavation d'une marmite s'avère prohibitif, d'autres solutions, tel que le traitement des matériaux de remplissage, peuvent être envisagées.

### 2.4.1. Les géomembranes

Les géomembranes sont des produits étanches, minces, souples, continus dont l'épaisseur est d'un mm au minimum (voir figure 09). Les produits commercialisés sont très variés.

Les principales catégories sont :

- Les géomembranes bitumineuses (bitumes soufflés ou modifiés par ajout de polymères) .
- Les géomembranes plastomères : PVC (polychlorure de vinyle), PEHD (polyéthylène haute densité).
- Les géomembranes élastomères : butyl, EPDM (éthylène propylène diène monomère)...

Une bonne conception et une pose soignée permettent d'assurer une bonne tenue dans le temps de ce produit dont les premières applications datent de la fin des années 60.

Les géomembranes sont fabriquées en usine et livrées en rouleaux (appelés lés) de quelques mètres de largeur ou en panneaux préassemblés en atelier de 200 à 1000 m<sup>2</sup>. Les raccordements des lés ou des panneaux sont réalisés sur le site par soudure ou par col-lage. Cette opération doit être réalisée avec grand soin en respectant certaines règles selon les produits (exemple : limites de température). Sur un parement de barrage, les joints horizontaux sont à proscrire à cause de leur plus faible résistance vis-à-vis des efforts de traction susceptibles de se développer.



Figure 2-3: Mise en place d'une géomembrane

## 2.5 Comblement des cavités et des vides

Ce type d'injection a deux applications majeures :

1. Le comblement d'une cavité au-dessous d'une infrastructure existante ou projetée, afin de garantir la portance du sol de fondation,
2. La mise en sécurité de vides artificiels délaissés (puits et galeries de mines, carrières souterraines...).



**Figure 2-4:** Forage de traitement d'une cavité

### 2.5.1. Composition

Les coulis utilisés en injection de comblement sont fabriqués avec :

- Une charge inerte (sable, filler cendres volantes),
- Un liant hydraulique (ciment),
- Un stabilisateur (bentonite),
- Des adjuvants éventuels,
- De l'eau.

### 2.5.2. Phasage

Les travaux de comblement se font généralement en cinq phases :

1. Localisation des cavités par forage ou exploration directe,
2. Confinement des zones à traiter (murs de barrage, coulis rigidifié...),
3. Comblement gravitaire au coulis,
4. Clavage du toit des cavités par injection sous pression,
5. Traitement des terrains de couverture par injection répétitive et sélective là où



cela est nécessaire

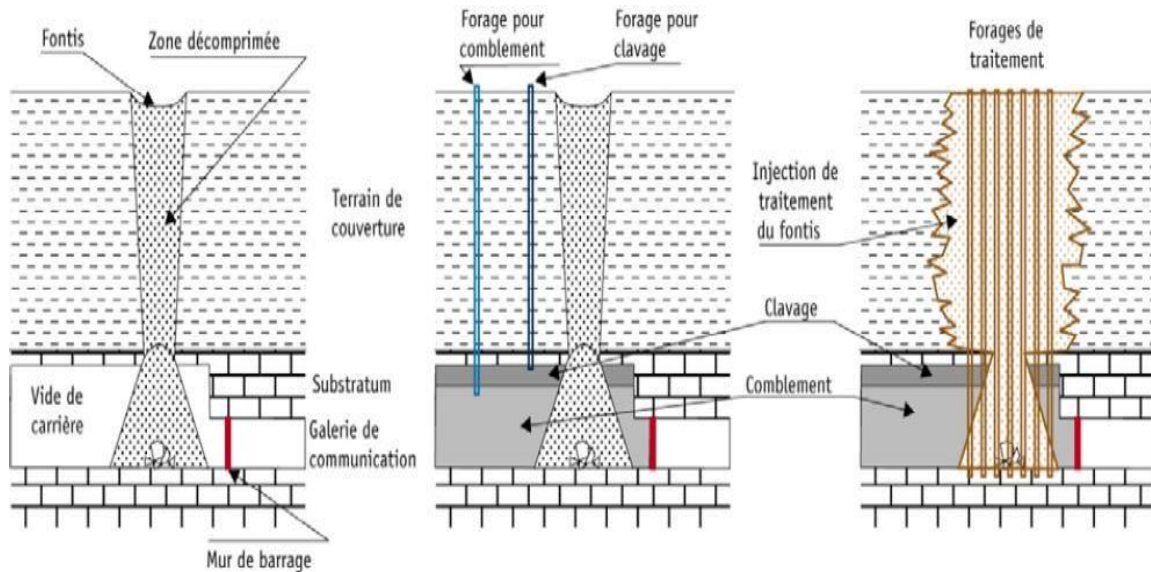


Figure 2-5 : injection de traitement

### 2.5.3. Le suivi en temps réel

On suit pendant toute la durée de l'injection l'évolution de la masse de coulis introduit dans la colonne, l'évolution de la pression d'injection à la sortie de la pompe et la position  $H_c$  du front d'injection.

Si le matériau granulaire a une porosité homogène sur toute la hauteur de la colonne, alors ces trois paramètres (masse de coulis, pression d'injection, position du front d'injection) doivent évoluer linéairement en fonction du temps pour une injection à débit constant. Une évolution non linéaire de l'un de ces paramètres est alors le signe, soit d'une fuite de coulis, soit d'un arrêt dans la progression du coulis.

La masse de coulis introduite dans la colonne est lue sur la balance sur laquelle repose le réservoir est-elle toujours de manière linéaire, sauf en cas de problème au niveau de la pompe d'injection.

### 2.5.4. Conséquences d'une injection de comblement

En présence d'une cavité peu profonde (par rapport à son diamètre), un confortement s'impose le plus souvent (même des fondations profondes ancrées au-dessous de la base de la cavité peuvent être sollicitées anormalement par une instabilité de la cavité : frottement négatif, sollicitations transversales). plusieurs modes de confortement peuvent être envisagés selon chemisage de piliers d'une carrière pour les frotter, revêtement en béton projeté, comblement meuble, comblement comportant un liant, murs ou piliers en béton ou en maçonnerie, etc. d'une manière générale, il convient de se préoccuper des conséquences du confortement sur le régime des eaux souterraines.

Dans le cas de cavités profondes et difficilement accessibles, les moyens de confortement usuels recourent à l'injection, les matériaux injectés étant choisis en fonction des objectifs poursuivis : matériau très fluide avec ou sans liant (caractère auto plaçant) dont on attend un remplissage aussi complet que possible des cavités rencontrées, le plus souvent avec confinement latéral préalable et clavage final, ou bien matériau dont la rhéologie limite la progression (mortier avec rigidifiant ou fibres synthétiques par exemple) en vue de constituer des piliers, etc.

A l'échelle de la durée de service, une injection de comblement renforce (définitivement) le massif rocheux dans le cas du calcaire. On doit se préoccuper des effets de l'injection sur le régime des eaux souterraines, mais le renforcement mécanique est acquis (même si on ne sait pas toujours quantifier le renforcement nécessaire ni celui obtenu). Mais il ne viendrait à l'idée de personne de considérer que le confortement est définitif en présence de sel gemme, et on peut se demander quel résultat est acquis avec du calcaire.

Avant injection, il existe un régime hydraulique (variable au gré des événements météo et éventuellement des interventions humaines). En injectant des cavités de dissolution de calcaire, on modifie les conditions d'écoulement :

- les débits sont a priori amplifiés chez les voisins, et on peut donc craindre d'y augmenter la vitesse de dissolution. Une instabilité qui en résulterait pourrait se répercuter sur l'ouvrage de la zone injectée, la doline étant plus large que la cavité instable. Il n'y a pas encore à notre connaissance de jurisprudence mettant en cause des injections voisines ayant accéléré des dissolutions.

- à l'aplomb même de la zone traitée, les écoulements sont initialement localisés dans les vides de dissolution, et les fissures au sein des volumes entre les vides ne sont le siège que de dissolutions très lentes. En remplissant les vides, on provoque une augmentation des débits dans ces fissures, et on y accélère donc la dissolution. On ne saurait donc exclure, si la dissolution existante n'est que partielle, qu'après quelques dizaines d'années la situation soit aussi défavorable qu'au départ, tandis que si on n'avait pas injecté, la situation aurait pu ne pas évoluer significativement.

Injecter des vides de dissolution de calcaire détectés à une vingtaine de mètres sous les fondations d'un bâtiment est une disposition qui rassure les constructeurs. Ce n'est pourtant pas une panacée : venons de voir que cette injection peut être à l'origine de déboires chez les voisins, et que l'amélioration des conditions de stabilité n'est pas forcément pérenne. Il n'est pas exclu que cinquante ans plus tard la situation soit plus précaire que si l'on n'avait rien fait ! En présence de calcaire, il faut évidemment exclure toute disposition susceptible d'accélérer notablement la dissolution localement. Certaines installations de pompe à chaleur peuvent ainsi avoir des conséquences pernicieuses (à moins d'organiser un fonctionnement en circuit fermé en prenant la précaution de saturer l'eau en gypse avant injection - mais alors il faut aussi maîtriser les dépôts dans les canalisations)

En présence de calcaire, il faut évidemment exclure toute disposition susceptible d'accélérer notablement la dissolution localement . certaines installations de pompe à chaleur peuvent ainsi avoir des conséquences pernicieuses (à moins d'organiser un fonctionnement en circuit fermé en prenant la précaution de saturer l'eau en gypse avant injection - mais alors il faut aussi maîtriser les dépôts dans les canalisations )

## **2.6 Conclusion**

Les conditions défavorables pour les fondations sont nombreuses : terrains de faible résistance, joints ou lits rocheux à pendage problématique, terrains fracturés, cisailés, dépôts alluvionnaires hétérogènes et très perméables, failles, karsts, évaporites solubles... Il arrive même que des interventions, souvent très chères, soient nécessaires après la mise en service de l'ouvrage lorsque les fondations ont été mal investiguées ou que leurs caractéristiques ont été surestimées.

Les techniques de réhabilitation des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le jet grouting. Ces techniques, utilisées depuis de nombreuses années, bénéficient aujourd'hui de développements récents qui sont guidés par des recherches de performances et de qualité. Pour l'ensemble de ces techniques, ceux ci sont orientés vers l'automatisation des opérations et le suivi en temps réel de l'ensemble des principaux paramètres de la réalisation en cours. La possibilité de corriger les déviations en temps réel constitue également un domaine actif de développement.

En pratique, pour que les fondations puissent remplir leurs fonctions de résistance aux sollicitations mécaniques et aux flux hydrauliques, elles subissent un traitement qui va améliorer le comportement des terrains. Il a pour but de consolider, étancher et permettre le drainage. Si la fondation pose un problème de stabilité on peut purger les premiers mètres de sol ou élargir l'assise du remblai. D'une manière générale, les barrages peuvent être construits avec succès même sur des fondations difficiles, du moment que les traitements effectués pour satisfaire les exigences de stabilité, déformation et étanchéité sont adéquats.





*Chapitre : 3*  
*problématique du barrage*

### **3.1 Introduction**

Le site du barrage de Hammam Grouz dans la Wilaya de Mila se trouve à 1,5 km au sud de la ville de Oued Athmenia et à 45 km à l'ouest-sud-ouest de Constantine (voir Fig. 3-1). Il est situé vers l'amont d'une gorge incisée par l'Oued Rhume1 dans les calcaires crétacés (cénomaniens) qui forment le Djebel Grouz. Il est destiné à l'alimentation en eau potable de Constantine et l'Oued Athmania.



**Figure 3-1 :** barrage hammam grouz

### **3.2 CARACTERISTIQUES GENERALES DU BASSIN VERSANT ET DU SITE DE L'AMENAGEMENT**

#### **3.2.1 Climat**

Le territoire à l'étude est localisé dans les limites de la zone subtropicale. Température moyenne annuelle: +15,2 °C. Janvier est le mois le plus froid de l'année (jusqu'à + 5°C), Juillet est celui le plus chaud (+26°C et plus).

Les données sur les températures et précipitations figurent au Tableau 1.

Indicateur	Janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre	dicem ber	Année
Maximum	11,5	13,0	14,2	18,2	23,1	26,6	33,0	32,7	28,1	22,2	16,6	12,3	21,1
Température	7,1	8,1	9,6	12,4	16,6	21,5	25,2	25,2	21,4	16,4	11,4	7,9	15,2
Minimum	2,6	3,1	4,2	6,5	10,0	14,3	17,3	17,6	14,7	10,5	6,1	3,4	9,1
Pluviométrie moyenne,	66	58	61	53	41	20	8	12	36	38	43	71	507

**Tableau 1** : Les données sur les températures

### 3.2. 2. Précipitation moyenne

La ANRH a proposé une précipitation annuelle moyenne de 420 mm pour le bassin versant. Celle-ci a été vérifiée en utilisant les isohyètes de Chaumont pour l'Algérie du Nord (apparaissant réalistes). En dépit de plusieurs inconsistances notées dans les données, la valeur de 420 mm représente une évaluation réaliste de la précipitation annuelle moyenne sur le bassin versant.

### 3.2. 3. Volume d'écoulement moyen

La ANRH a proposé un volume d'écoulement annuel moyen à long terme du bassin versant de  $20 \pm 5 \text{ hm}^3$  avec un médian de  $17 \text{ hm}^3$ . Ces évaluations ont été basées principalement sur des données mises au point à partir des débits à Oued Athménia pour une période de 13 années (1964-77). Il est considéré que ces données (de précision limitée bien que soigneusement dépouillées et vérifiées par la ANRH) résultera à une évaluation satisfaisante des caractéristiques de débits par rapport par ex à une transposition de données de Constantine.

### **3.2.4. Crue de projet**

Des méthodes variées existent pour traduire la précipitation d'averse en écoulement de crue. Aucune de celles-ci n'est idéale, car chacune requiert des hypothèses généralisées et des approches sur-simplifiées afin de simuler le procédé complexe d'écoulement de crue.

Il est considéré que l'approche de l'hydrogramme unitaire est la plus appropriée des méthodes disponibles. Celle-ci est la méthode qui a été utilisée dans la majorité des calculs de crues de projet au cours des dernières années (retenue aussi par la ANRH). L'averse de projet a été combinée avec l'hydrogramme unitaire de 2-heures de la ANRH afin de déterminer la crue de projet entrante.

Le volume total de la crue de projet est équivalent à 248 mm d'écoulement (280 hm<sup>3</sup>) et le débit de pointe est un peu supérieur à 5 000 m<sup>3</sup>/s représentant 67% du maximum mondial de Creager.

### **3.2.5. Crues pendant les travaux**

Le choix d'un niveau convenable de protection contre les crues pendant les travaux (période de retour) dépend du degré de danger pour la vie et pour la propriété à l'aval. Typiquement une crue vingtennale ou décennale est trouvée convenable pour les travaux pour une période critique de construction de 1-2 années.

### **3.2.6. Sédimentation**

Grouz proposé par la ANRH est de 230-340 mille t/an. En comparaison avec certains autres bassins versants de l'Algérie du Nord, cela représente un taux modéré d'érosion qui apparaît d'après les caractéristiques du bassin versant de Hammam Grouz d'être justifiable. Une proportion significative du stockage du réservoir serait perdue dans une période moyenne de 30 années (7-10 hm<sup>3</sup>).

## **3.3. Géologie**

Les calcaires crétacés karstiques qui sont en-dessous du site de Hammam Grouz forment une fondation convenable soit pour un barrage-poids en béton soit pour un barrage en terre/enrochement. Des calcaires karstiques sont en-dessous du site entier du barrage principal.

La couverture du sol est très mince. Dans le fond de la gorge les alluvions ont une épaisseur jusqu'à 8m. La cuvette est pour la plupart remplie d'un tapis naturel de sédiments récents/miocènes imperméables, principalement des argiles calcaires. Les données des piézomètres, combinées avec une réinterprétation des prospections géophysiques antérieures, suggèrent qu'il y a au moins 25m d'argiles miocènes imperméables ou de marnes, en plus une couverture d'argile pliocène supplémentaire et/ou d'alluvions, au-dessus des calcaires cénomaniens. Il n'y a aucune indication que cette couverture pourrait être rompue, formant des dolines et donc permettant des fuites majeures vers les calcaires sous-jacents. Des fuites sont peu probables à travers les roches le long de la marge orientale de la cuvette.

### **3.4. Sources thermales**

Les sources thermales dans les calcaires cénomaniens de la gorge de l'Oued Rhumel et dans les alluvions à l'amont représentent un risque potentiel à l'étanchéité du réservoir. L'Expert Dr. E.P. Wright a évalué les caractéristiques des sources en déterminant leur relation avec le système phréatique local.

Il est conclu que:

il y a deux aquifères: un système phréatique superficiel plus ou moins continu alimenté par une réalimentation locale, et un système thermal plus profond régional avec une réalimentation à distance laquelle pourrait se produire complètement ou principalement dans les calcaires cénomaniens .

les sources thermales ont des températures moyennes (27- 47°C) relativement au débit de l'Oued à l'amont des sources connues (15-17°C). En utilisant des indicateurs géothermométriques, une température maximale du réservoir thermal de 140°C a été calculée; les sources thermales à leurs températures de sortie ne sont pas agressives envers les calcaires; les eaux de l'Oued sont légèrement pauvres en Ca et riches en Cl par rapport aux eaux thermales. La teneur en solides dissous totaux plus élevée de l'Oued diminue en passant à travers la gorge, impliquant une dilution progressive par des sources affluentes. La ressemblance chimique générale entre les eaux de l'Oued et des sources s'étale plus en amont de toutes sources connues, suggérant que les deux eaux se développent en contact avec des calcaires.

Les sources thermales ont des charges hydrauliques plus élevées que celles de l'aquifère phréatique superficiel. La mise en place d'un tapis sur leurs sorties produira une sous-pression qui pourrait être importante, en particulier après une vidange de la cuvette. Cette sous-pression sera dissipée dans une certaine mesure par une décharge augmentée des sorties des sources à l'aval du barrage, et une réduction supplémentaire pourrait être obtenue par pompage du puits d'alimentation de Oued Athmenia; l'essai de rabattement/remontée dans le puits d'alimentation de Oued Athmenia a été réalisé à un débit d'environ 40 l/s. Les eaux du puits sont semblables chimiquement à celles de plusieurs sources venant d'une origine pareille à celle des Hammams.

il est plus probable que les eaux thermales émergeant des sources à l'amont de la gorge proviennent d'un débit vers le haut directement à travers les alluvions. Il est moins probable qu'elles soient dirigées latéralement, en provenance des calcaires sous-jacents, par des bandes graveleuses dans les alluvions autrement imperméables. Il est peu probable qu'il existe une réalimentation de l'aquifère thermal calcaire à travers les alluvions de la cuvette. Une réalimentation et une décharge locales de l'aquifère alluvial plus froid vers l'Oued Rhumel semblent exister.

### **3.5. Etanchéité de la fondation**

Les fuites potentielles de l'eau de la cuvette à travers les calcaires karstiques fortement perméables des fondations du barrage et des appuis sont un problème très important. Deux solutions ont été considérées, un voile d'injection et un tapis argileux imperméable amont.

#### **3.5.1. Voile d'injection**

Les reconnaissances ont montré que les effets d'altération persistent dans les calcaires jusqu'à une profondeur d'au moins 70m au-dessous du lit de l'Oued. Des essais Lugeon montrent que les calcaires ont une perméabilité soit très faible soit très élevée, en fonction de l'état de fracturation du palier essayé. Dans quelques sondages les calcaires au-dessous d'une profondeur de 20-30m sont nettement moins perméables, mais les résultats ne sont pas uniformes sur tout le site et aucune cote du fond du voile ne peut être supposée pour sa conception.

Parce que des discontinuités en communication réciproque pourraient fournir des conduites de sortie à n'importe quel point où l'eau de la cuvette est en contact avec l'affleurement calcaire, un voile d'injection devrait probablement s'étendre de la gorge à au moins 750m dans la rive droite et à 600m dans la rive gauche. La profondeur requise ne peut - pas être spécifiée en se basant sur les données disponibles.

Un voile d'injection apparaît comme étant une solution excessivement chère et probablement inefficace, si seulement des fuites minimales peuvent être acceptées. Il n'est pas à recommander.

### **3.5.2. Tapis amont imperméable**

Les experts ont étudié la géologie et l'hydrogéologie de la zone où la retenue est située, noté la structure géologique complexe du tronçon en rive droite. Lors des prospections réalisées au stade des études et de la construction du barrage, les fissures multiples ont été mises en évidence et qui, au cours de la construction, une fois découvertes, devraient être bétonnées et recouvertes par le tapis étanche épais de 1,8 m.

Pour concevoir et mettre en œuvre des mesures appropriées, il est nécessaire, avant tout, d'étudier les conditions particulières existantes dans les formations géologiques, ainsi que la répartition de ces formations. Seulement après une analyse approfondie des conditions régionales visant à identifier les zones d'influence, à la fois en profondeur et en surface, il sera possible de préparer un projet des mesures d'étanchéisation de ces sites.

Parce que des discontinuités en communication réciproque pourraient fournir des conduites de sortie à n'importe quel point où l'eau de la cuvette est en contact avec l'affleurement calcaire, un voile d'injection devrait probablement s'étendre de la gorge à au moins 750m dans la rive droite et à 600m dans la rive gauche. La profondeur requise ne peut - pas être spécifiée en se basant sur les données disponibles. Un voile d'injection apparaît comme étant une solution excessivement chère et probablement inefficace, si seulement des fuites minimales peuvent être acceptées. Il n'est pas à recommander d'où le choix d'un tapis étanche.

L'affleurement calcaire et les alluvions perméables juste à l'amont du barrage sont recouverts d'un tapis soit argileux soit en béton projeté et en dalles. Le tapis s'étend généralement à la cote 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 en particulier en rive gauche. La limite amont du tapis s'étend généralement jusqu'au point où les calcaires perméables sont effectivement recouverts par les argiles imperméables. Le long de l'Oued le tapis s'étend jusqu'à la limite amont des sources thermales connues.

Le tapis argileux consiste en une épaisseur minimale de 1,5 m d'argile compactée. 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. Des couches filtrantes sont aussi utilisées là où le tapis argileux repose sur les appuis à cause de la possibilité de dolines non découvertes pendant le traitement des surfaces.

Deux cavités dites dolines en rive droite ont reçu un traitement particulier, l'une étant remplie de sable puis de béton de masse, l'autre remplie de plusieurs couches filtrantes en forme d'un filtre inversé.

Les surfaces de reprise du tapis argileux ont été traitées par scarification, la jonction des couches étant faite en talus.

Une piste d'essai a été réalisée au début de la construction dans le but de déterminer l'épaisseur optimale des couches argileuses et le nombre de passes du rouleau par couche. Les résultats ont amené aux couches de 25cm (avant compactage) avec un minimum de quatre passes aller et retour du rouleau par couche.

La partie amont du tapis argileux est raccordé à un mur parafouille qui coupe les couches superficielles éventuellement perméables et pénètre un minimum de 2m dans les strates miocène/pliocène imperméables sous-jacentes.

Un tapis en béton projeté et en dalles est mis en place sur les pentes rocheuses les plus raides en rive gauche et rive droite près du barrage. Le tapis est ancré au rocher au moyen de boulons utilisant un coulis de ciment. La transition entre le tapis en béton et celui en argile est assurée par un recouvrement du tapis argileux sur le tapis en béton.

Finalement, Un tapis imperméable est mis en place à l'amont du barrage, une partie en argile (volume 910 500m<sup>3</sup>, superficie 330 000 m<sup>2</sup>) l'autre en béton projeté (2 820 m<sup>3</sup>, 13 000 m<sup>2</sup>) et béton en dalles (4 750m<sup>3</sup>, 4 500 m<sup>2</sup>) minimisant les pertes d'eau de la cuvette en bouchant les chemins d'écoulement dans les fondations sous-jacentes. Un tronçon à l'amont du tapis



argileux est muni d'un mur parafouille en béton en masse (longueur 1 505m, épaisseur 600mm, profondeur de 7m à 17ra).

Des injections de remplissage ont été réalisées sur le tiers amont du barrage. 32 forages de profondeur 10m et espacement de 5m ont absorbé 230 m<sup>3</sup> de coulis de ciment, la consommation variant de 0,016 m<sup>3</sup> à 37 m<sup>3</sup> par forage Le but principal des injections est de réduire la possibilité d'une grande intrusion d'eau par des vides existantes éventuelles, suite à un effondrement brutal du tapis amont, plutôt qu'une augmentation de la résistance des fondations calcaires.

### **3. 6. Description de l'aménagement**

La variante du barrage en béton-poids a été retenue pour les raisons suivantes:

- pour un barrage en remblai, la direction du pendage défavorable du rocher en rive gauche nécessitant une excavation allant jusqu'à 20m pour l'évacuateur et le besoin conséquent pour des ouvrages importants de soutènement/stabilisation;
- la nécessité d'un revêtement important en enrochement du pied aval du barrage en remblai afin d'assurer la protection contre les vagues et courants résultant d'un amortissement de crues;
- un déversement éventuel sur un barrage en béton pendant la construction suite à une crue n'entraînerait pas la rupture suivie par une onde de crue destructrice frappant la ville de Oued Athmenia (ce qui pourrait être le cas pour un barrage en remblai);
- Le coût réduit de 10 par rapport à un barrage en remblai pour la hauteur normale retenue.

Les données sur l'aménagement hydraulique et la retenue :

- Le barrage principal situé dans la gorge juste à l'amont de la ville de Oued Athmenia est un ouvrage en béton-poids (65,600m<sup>3</sup>) avec un évacuateur de crues et bassin amortisseur combiné. La longueur en crête est de 217m avec une hauteur au-dessus de la fondation de 49,5 m, la cote de la crête étant à + 736,5m NGA. Le déversoir s'étale sur environ la moitié du barrage, deux chenaux latéraux inclinés dirigeant l'eau déversant vers un bassin amortisseur central aval. La capacité de l'évacuateur est de 4150 m<sup>3</sup>/s pour la cote des Plus Hautes Eaux de + 736,0m.

- Les tuyaux de prise et de la vidange de fond sont situés dans le corps du barrage en béton, s'étendant jusqu'à une chambre de contrôle des vannes en rive gauche au pied aval du barrage.
- Une passerelle en béton supportée par des poutres métalliques traverse le déversoir fournissant un accès entre les deux appuis du barrage.
- Une galerie d'accès et de drainage dans le corps du barrage s'étend à partir de la chambre de contrôle des vannes en rive gauche jusqu'aux prises et la vidange de fond permettant l'accès au matériel mis en place. Une galerie de drainage dans la partie droite du barrage et dans l'appui droit collecte des débits éventuels de drainage et déverse à l'aval de l'auge de l'évacuateur. Un système de drainage par demi buses est mis en place au niveau de la fondation du barrage (+ 687m) communiquant avec cette galerie de drainage par moyen d'un puisard. Une autre galerie de drainage dans l'appui gauche déverse à l'aval de l'évacuateur.
- Un tapis imperméable est mis en place à l'amont du barrage, une partie en argile (volume 910 500ra<sup>3</sup>, superficie 330 000 m<sup>2</sup>) l'autre en béton projeté (2 820 m<sup>3</sup>, 13 000 m<sup>2</sup>) et béton en dalles (4 750ra<sup>3</sup>, 4 500 m<sup>2</sup>) minimisant les pertes d'eau de la cuvette en bouchant les chemins d'écoulement dans les fondations sous-jacentes. Un tronçon à l'amont du tapis argileux est muni d'un mur parafouille en béton en masse (longueur 1 505m, épaisseur 600mm, profondeur de 7m à 17ra).
- Une digue subsidiaire en remblai (volume 40 000 ra , longueur en crête 200m, hauteur 8,5m) se trouve sur un col à l'est du barrage principal .
- L'aménagement fournira un débit régularisé de 500 l/s (15,77 hm<sup>3</sup>/an) pour des besoins en eau potable, destiné à l'alimentation de Constantine.

Les caractéristiques principales du projet sont résumées au Tableau 2.

Pour la réalisation du projet il a fallu aussi l'expropriation de terres arables et une carrière, la dérivation de la RN5, la dérivation de deux lignes haute tension (2 x 26km), la dérivation d'une ligne moyenne tension (12km) et de cables téléphoniques (2 x 15km).

**Tableau 2 - Caractéristiques -principales du projet**

Bassin versant	1130 km <sup>2</sup>
Altitude du bassin versant	+700 à 1300 m NGA (moyen 900m)
Précipitation moyenne	420 mm/an
Evaporation moyenne	1100 mm/an
Ecoulement moyen	20 ± 5 hm <sup>3</sup>
Débit régularisé	500 l/s (15,77 hm <sup>3</sup> /an)
Crue de projet (entrante) : Pointe : volume	5000 m <sup>3</sup> /s (CMP) (antérieurement 2500 m <sup>3</sup> /s) 280M m <sup>3</sup> (antérieurement 79Mm <sup>3</sup> )
Crue de projet (déversante)	(antérieurement 79Mm <sup>3</sup> ) 4150 m <sup>3</sup> /s
Sédimentation	230-340 mille t/an (200-300 t/km <sup>2</sup> /an) (total 9 hm <sup>3</sup> en 30 ans)
Réserve vidangeable	32 hm <sup>3</sup>
Tranche morte	4 hm <sup>3</sup>
tranch morte	4 hm <sup>3</sup>
Volume total de la cuvette	45 hm <sup>3</sup>
Fondation du barrage	+ 687,0 m
Retenue Normale	+ 727,0 m NGA
Plus Hautes Eaux	+ 736,0 m
Crête du barrage	+ 736,5 m
Hauteur du barrage	49,5 m
Séismicité	0,27g (normal) (vertical et horizontal) 0,40g (extrême)

### 3. 7. HISTORIQUE DES EVENEMENTS

Nous allons présenter les évènements survenus après les crues exceptionnelles. Pour mener à bien l'étude, on va se baser sur le tableau 1. qui donne les pluies mensuelles tombées depuis la mise en eau.

**PLUIE TOMBEE DURANT LE MOIS DEPUIS LA MISE EN SERVICE DU BARRAGE DE HAMMAM-GROUZ**

Année Hydrol	SEPTEMBRE	OCTOBRE	NOVEMBRE	DECEMBRE	JANVIER	FEVRIER	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILLET	AOUT	TOTAL
86-87	-	-	-	-	23,1	83,3	23,7	26,4	31,4	3,1	48	0,5	239,5
87-88	4,8	46,8	38,1	30,2	31,5	22,1	48,4	51,9	36,9	46,5	3	0,3	360,5
88-89	12,3	4,5	14,3	124,1	18,6	29,7	17,5	50,1	15,2	38,3	2	12,1	338,7
89-90	54,5	17,5	10,7	12,8	52,3	1,3	17,1	31,8	46,2	16,1	2,5	18,7	281,5
90-91	9,3	80,8	85,7	66,3	16	21,9	73	51,2	67,4	11	0,6	3	486,2
91-92	38,6	95,4	15,9	19,4	48,5	37,9	36,7	90,9	107,1	11,1	12,4	3,7	517,6
92-93	15,9	7	24,4	99,6	28,4	52,8	28,7	9,3	63,2	16,4	0	4,3	350
93-94	20,3	9,6	19,3	69,2	53	44,6	15,5	32,6	6,5	0	0,4	0	271
94-95	29,9	77,7	8,4	26,8	137,6	18,3	54,2	39,2	8,7	25,1	0	13,4	439,3
95-96	74,4	8,6	36	36,5	51,3	120	35,7	33,3	53,5	48,5	3,9	11,3	513
96-97	7,3	9,8	13,1	42,7	52,2	7,7	8,5	51,1	15,6	23,2	0,7	36,9	268,8
97-98	72	29,5	74,2	64,8	14,1	28,8	19	78,6	58,8	22,1	2,3	6,7	470,9
98-99	76,6	24	133,4	31,6	62,6	140,6	33,8	25,2	18,4	28,8	1,8	15,6	592,4
99-00	103	39,3	36,7	83,2	13,4	11,9	23,2	23,1	58,5	16,5	0	10,1	418,9
00-01	5,2	19,3	11,9	36,5	81,1	17	10,2	24,8	31,3	0	0	6,4	243,7
01-02	88,9	16,8	27	12,1	13,8	27,2	29,6	18,3	12,4	2,8	13,4	15,8	278,1
02-03	11,7	11	129,9	97,7	194,7	31,6	38,1	69,2	42,5	6,4	25,2	8,9	666,9
03-04	8,2	48,8	14	95,7	60,9	11,4	44,1	64,1	66,7	28,8	0	34,3	477
04-05	20,9	46,2	136,7	134	37,1	65,6	28,3	53,5	7,3	0	11,6	9,5	550,7
05-06	20,1	8	31,8	42,3	83,7	31,3	21	43	103	9,2	11,6	1,6	406,6
06-07	67,3	15,4	7,1	77,8	24	32,4	84,3	60	46,9	6,9	3,3	0,9	426,3
07-08	47,1	26,2	20,7	55,2	7,1	8	39,8	28,9	69,4	3,7	17,9	11,4	335,4
08-09	91,4	43,6	56,2	19,9	69,2	40,7	52,7	90,3	58,5	0	3,5	12,3	538,3
09-10	103,4	26,6	8,4	29,8	50,7	36,1	50,3	77	40,2	16,8	0	10,4	449,7
10-11	19,4	25,6	44,7	32,2	4,8	118,8	53,6	57,9	36,1	20	15,9	10,9	439,9
11-12	7,6	93,6	28,6	43,4	21,8	64	35,9	73,5	12,2	7,4	0	12,9	400,9
12-13	45,1	13,7	37	12,2	52,8	104,6	33,4	30,8	13,5	15,5	3,2	43,1	404,9
13-14	45,7	19,4	84,4	24,4	29,0	17,5	92,3	2,5	71,1	14,0	0	5,8	406,1
14-15	2,5	20,3	18,4	95,0	103,10	75,00	43,8	5,4	30,6	1,2	1,1	15,9	412,3
15-16	26,1	46,2	49,2	0	32,2	12,00	61,9	53,6	42,3	11,4	19,0	6,1	360,00
16-17	33,7	17,9	29,5	3,0	53,7	26,6	0	18,8	8,8	8,8	0,4	0,3	201,50
max	103,4	95,4	136,7	134	194,7	140,6	92,3	90,9	107,1	48,5	48	43,1	666,9

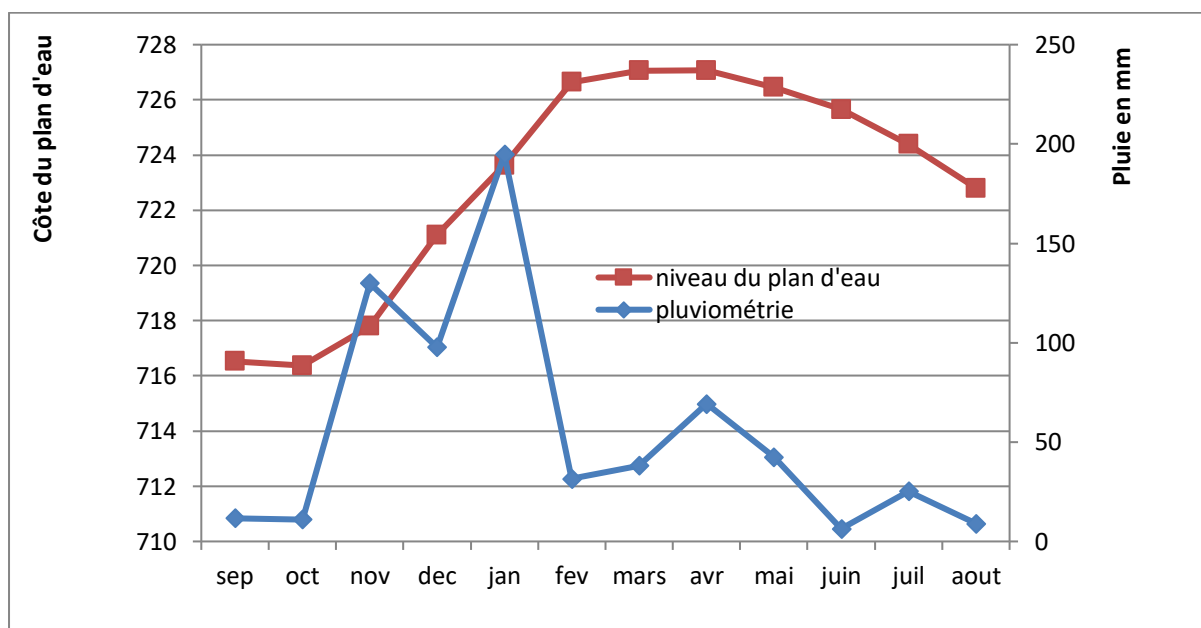
**Tableau 03:** Pluviométrie mensuelle depuis la mise en service du barrage Hammam Grouz

### 3.7.1. depuis la mise eau à la crue de 2003

Depuis la mise en eau du barrage en 1987, la cote du lac n'a jamais atteint le niveau normal de la retenue. Le déversoir D4 Fonctionnel depuis le 01/09/89. Son débit était de très faible à sec et sa valeur a augmenté de 01l/s le 10/01/1993 à une valeur maximale de 2.4l/s en mars 1993 due à l'effet de la pluviométrie de l'année hydrologique précédente de 517.6mm. On a constaté aussi que pendant la même période le débit dans le cordon drainant a augmenté progressivement jusqu'à la valeur de 5.8 l/s.

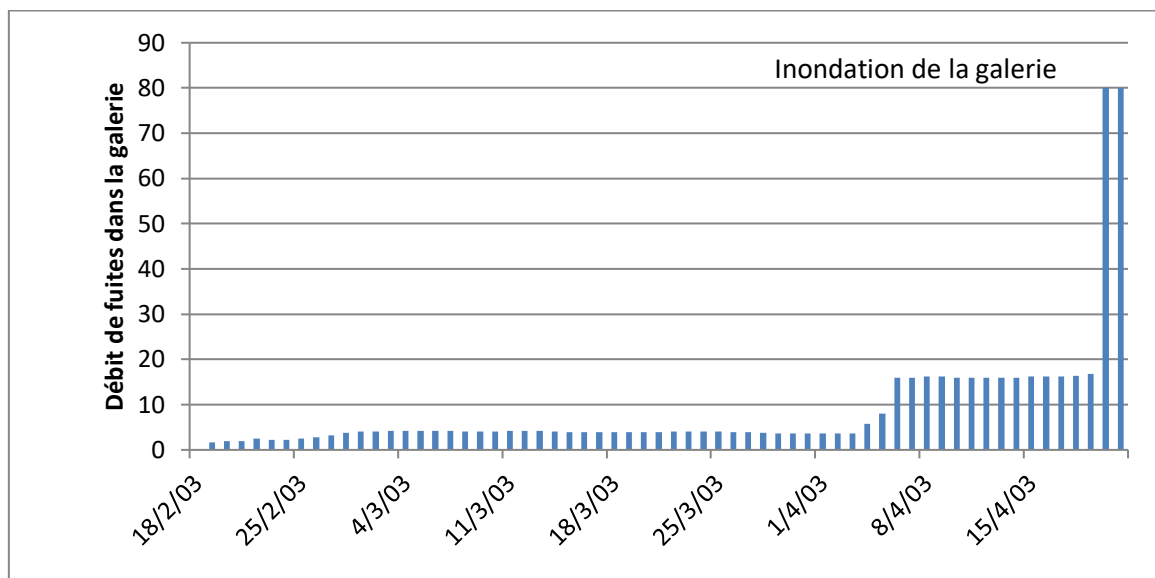
### 3.7.2. pendant et après la crue de 2003

la cote du lac a atteint le niveau maximal 727.10 m le 02/03/2003 conséquence directe de la pluviométrie de l'année 2002-2003 marquée par trois mois successives très humides Novembre- décembre -Janvier (tableau 1).l'évacuateur principal a déversé pour la première fois depuis sa construction, le 16 février 2003 (figure 13 ).

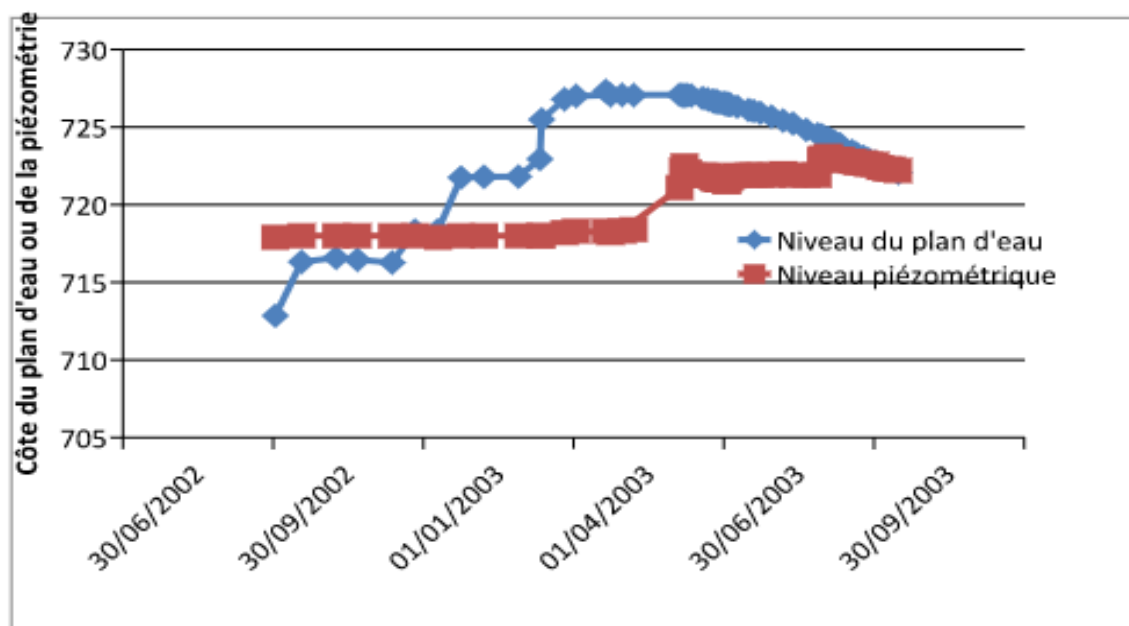


**Figure 3-2 :** Variation du plan d'eau en fonction de la pluviométrie

Avant le 20 avril 2003, les galeries de drainage étaient presque à sec. Le matin 20 avril, la galerie de drainage inférieure en rive droite était partiellement inondée, et plus en aval, toujours en rive droite, des émergences concentrées des eaux infiltrées de couleur rouge faisaient leur apparition. Les eaux contenaient des agriles rouges. 15 jours après, les eaux sont devenues claires figure 3-3 .



Les débits de fuites au niveau de la galerie rive gauche (déversoir 4 : débit max 31.11/s) et le cordon drainant (débit max 100 l/s) montrent que les fuites sont importantes (figure15( 3) alors que la galerie de la rive droite sèche auparavant est inondée. on note qu'aucune faille n'a été identifiée dans le lit de la vallée ou en fondation de l'épaulement rive droite avant la description de la faille Y en rive droite.



**Figure 3-5 :** Variation du niveau piézométrique du piézomètre 80 avec le niveau du plan d'eau

La figure 3-5 montre que le piézomètre 80 répond bien à l'élévation du plan d'eau avec un retard. Le niveau max des eaux est atteint le 26/03/03 alors que le niveau piézométrique augmente progressivement pour toucher le seuil max le 17/07/2003

### 3. 7 .2.1. Evaluation de la situation

La visite de **Mr. J-L Giafferi** à eu lieu en juin 2003 (compte-rendu de la visite en date du 18.06.2003 r.). Au cours de la visite les données piézométriques ont été analysées.

Il était noté que dans quatre piézomètres qui étaient encore opérationnels, le niveau d'eau a monté pendant une courte période de 4,0 m, de la cote de 700,00 m jusqu'à la cote de 704, 00 m NGA. La galerie en rive droite était partiellement inondée à la hauteur de 1,4 à 1,5 m (cote 703.50 m NGA). Le débit était de 300,0 l/s environ.

Dès le début (le 20 avril après l'inondation de la galerie), les eaux dans la galerie étaient très chargées. Au moment de la visite (juin), les eaux étaient claires. En même temps, les eaux débouchant des cordons drainants posés sous le tapis étanche étaient toujours claires. Il a été noté que les argiles constituant le tapis étanche étaient brunes, et celles qui remplissaient les karsts étaient rouges.

Les eaux drainées sortantes de la galerie le premier jour étaient chaudes, mais par la suite elles se sont refroidies, au moment que les eaux drainées du cordon continuaient à être chaudes.

Le débit qui s'est formé dans la galerie, comprend celui des drains principaux disposés dans l'épaulement rive droite du barrage et celui du cordon drainant posé sous le tapis étanche dans le lit de la vallée et sous les rives. Les eaux drainées du cordon sont canalisées dans la galerie avec un tuyau de 300 mm de diamètre qui, au moment de la visite, était pleine en débitant environ 100,0 Es. A partir de la mise en eau du barrage (1987), ce cordon drainant débitait rarement. Le débit maximum constaté était de l'ordre de 81/s du 06/02/93 au 31/07/93. A partir du 13/02/03, les eaux infiltrées de sous le tapis accusaient un débit de 41/s jusqu'au 05/04/03, qui a atteint 16,8 Es le 19/04/03.

En même temps, certaines cellules de pression interstitielle implantées sous le tapis étanche dans le cordon drainant ont signalé les cotes qui se sont élevées de plusieurs mètres à partir du 20/04/03 et dont les variations étaient insignifiantes avant. Certaines cellules, quelque temps après, ont cessé de réagir. Il est à noter que ces cellules étaient implantées du côté de la rive droite.

Un puits profond de 18 m débouche aussi dans la galerie de drainage. Il a été utilisé à rabattre la nappe au cours d'exécution des travaux de construction et ensuite à alimenter en eau potable la cité de l'ANB. Le débit de ce puits reste inconnu.

Etant arasée à la cote de 702,50 m NGA, la galerie assure le drainage de la rive droite sur une longueur de 70 m. Elle possède un revêtement en béton au droit des plots 11, 12 H 12A, soit sur une longueur de 24 environ. Plus loin la galerie est à nu. Les drains ascendants qui ont aussi la sortie dans

Il est à noter que toutes ces émergences sont en face d'une série de failles qui tranchent l'épaulement rive droite en direction de l'amont vers l'aval

Suite à l'analyse primaire, les fuites sont localisées entre le pied de la rive droite et la limite droite de la zone des failles qui coïncident avec les zones karstiques remplies d'argiles couleur d'ocre jaune. Pour la première fois ces zones ont subi les effets des eaux lorsque le



plan d'eau dans la retenue a dépassé 720 m et atteint ensuite la cote de 727 m, ce qui a entraîné le lavage des argiles et une montée sensibles des fuites d'eau. A ce moment, il était impossible de définir avec précision les conduits d'infiltration à partir de l'amont vers l'aval. Néanmoins, l'hypothèse des défauts en fondation du tapis en béton projeté et des dalles de béton, ou à l'endroit de raccordement avec le tapis argileux paraît la plus probable.

Selon les informations disponibles, le tapis argileux qui couvre la surface principale n'y est pour rien, car la hausse de la pression interstitielle peut s'expliquer par l'alimentation du cordon drainant avec des eaux infiltrées qui viennent des calcaires karstiques en rive droite.

sensiblement la cote RN (9 m entre RN et PHE), la charge hydraulique et la dissolution du matériau de remplissage des failles et cavités karstiques qui se trouvent sous la galerie de drainage en rive droite , pourront engendrer les accidents aux endroits d'appui direct du barrage et compromettre la stabilité des rochers dans le bief aval, si les fuites feraient leur apparition à des cotes plus élevées par rapport à celles qui existent actuellement.

L'analyse des données piézométriques, des observations et des inspections physiques des systèmes de drainage a démontré que les mesures correctives qui pourraient résoudre le problème d'étanchéité à long terme, n'ont pas fonctionné. Les raisons de cet état de choses peuvent se cacher dans le manque de connaissance de ce phénomène, dans l'ensemble et la qualité des mesures réalisées ou dans les mesures mal choisies .

### **3. 7 .3. Après les crues de 2004/2005**

L'année hydrologique 2004/2005 a connu deux fortes crues 136.7mm en novembre et la suivante le mois de décembre de 134mm (Tableau 1). le même scénario de 2002/2003 s'est reproduit.

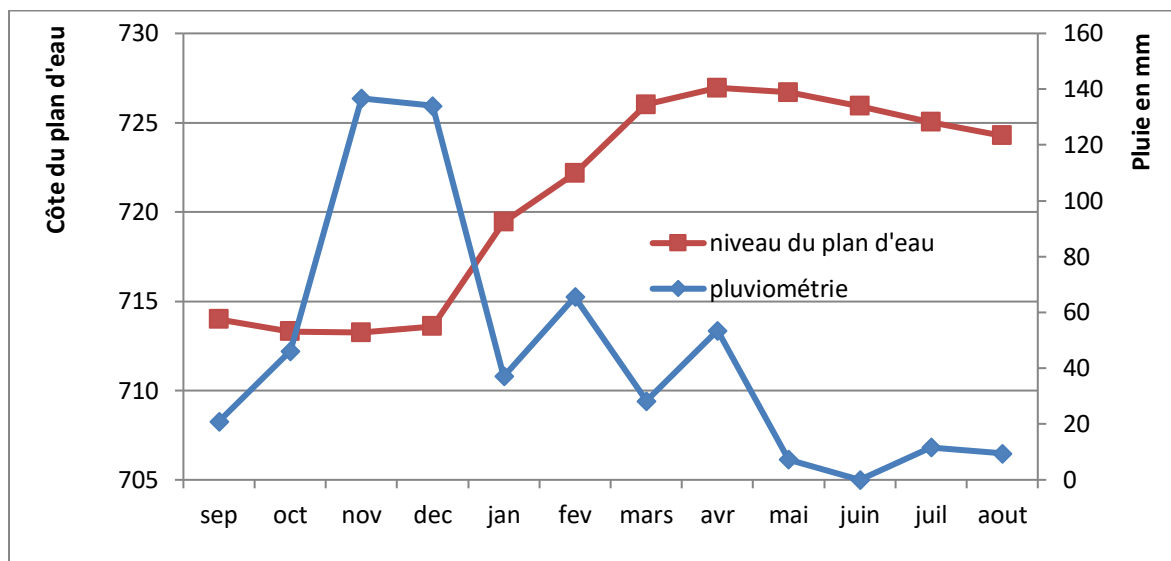


Figure 3-6 : Variation du plan d'eau en fonction de la pluviométrie durant 2004/2005

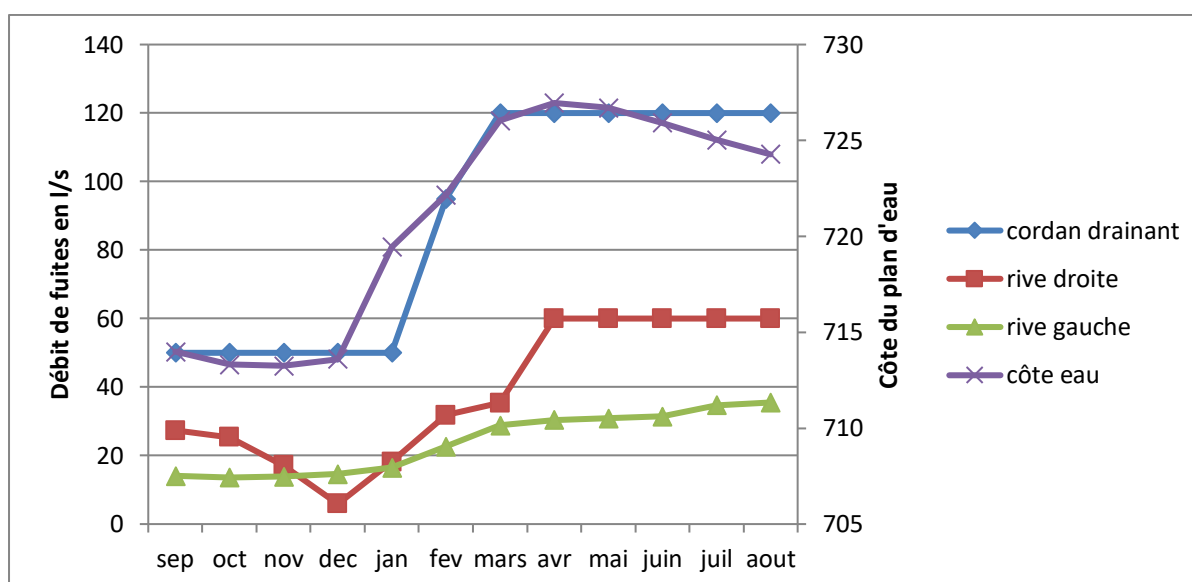
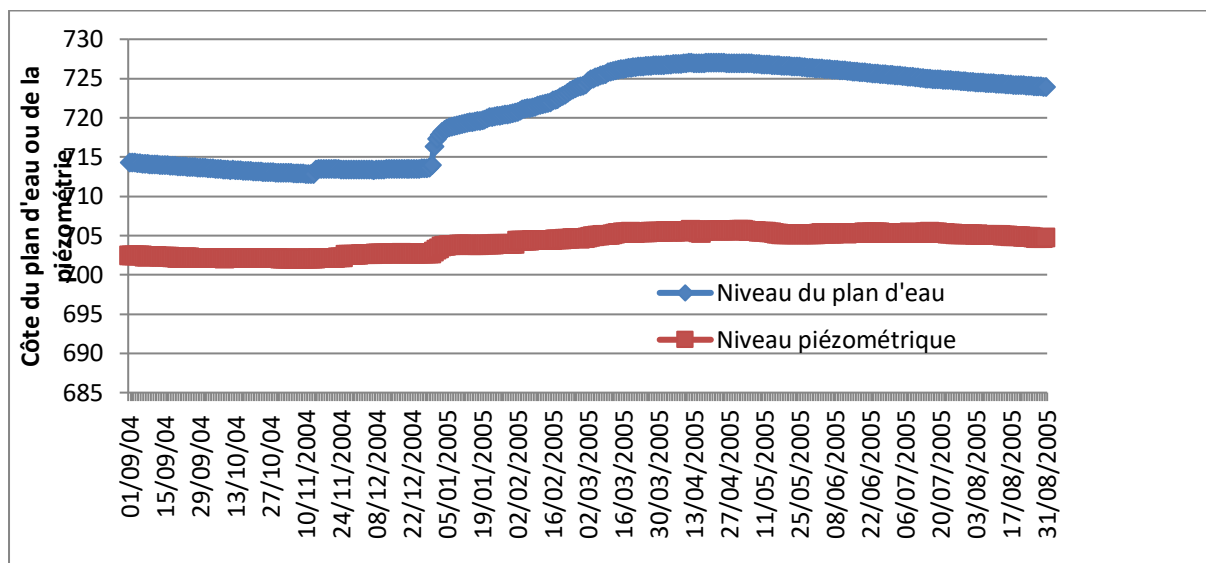


Figure 3-7 : Les différents débits de fuites au niveau des galeries des rives gauche et droite et le cordon drainant durant l'année hydrologique 2004-2005

Au cours de l'année hydrologique 2004-2005, les crues exceptionnelles ont provoqué des fuites importantes surtout au niveau de la rive droite (déversoir 1) qui dépassent celles de la rive gauche (déversoir 4). la galerie de la rive droite est inondée depuis mi mars. On note une augmentation sensible des fuites par rapport à l'année hydrologique 2002-2003. Cette augmentation est due à l'érosion et que les processus karstiques continuent toujours à la suite de la dissolution des matériaux de remplissage.



**Figure 3-8:** Variations dans le temps des côtes du lac et du piézomètre P13 (source ANBT)

La figure 3-8 montre que le piézomètre 13 réagissait avec le niveau du plan d'eau. Le piézomètre 13 répondait rapidement.

### 3.8. Origine des fuites du barrage Hammam Grouz

Les débits de fuites semblent provenir de la retenue du barrage. Plusieurs arguments sont réunis pour confirmer cet avis (Mihoubi et Al 2017):

- Les écoulements constatés en janvier 2003 dans l'oued Rhumel, en aval du barrage, étaient chargés d'argile rougeâtre au début, attribuée au tapis argileux de protection de la cuvette;
- L'apparition, en avril 2003, d'un vortex d'un diamètre d'environ 1,50 m, au niveau du talweg de la rive droite du lac de retenue;
- L'apparition, en novembre 2007, d'un deuxième vortex plus grand au niveau de la rive droite de la retenue de Hammam Grouz, formé de deux ouvertures très proches.

- **Il n'est pas exclu que les cotes du tapis ne correspondent pas toujours à celle de 727,00 m**

La géologie du site composée essentiellement des calcaires crétacés bourrés par des matériaux argileux ainsi que l'absence des travaux de consolidation au niveau de la rive droite sont les principales causes de cette fuite considérable en eau. L'écoulement

souterrain crée par la pression hydrostatique a contribué à l'entraînement des matériaux de colmatage en agrandissant les sections d'écoulement.

### 3. 9. bilan hydrique et fuites d'eau du barrage

en utilisant le bilan hydrique établi par l'ANBT depuis la mise en eau du barrage, on constate que le volume maximal enregistré au niveau du barrage correspond bien à celui attendu sauf l'année 90-91 où le volume atteint 19,178 Hm<sup>3</sup> et selon le bilan hydrique le volume ne serait que de 11.881 Hm<sup>3</sup> (d'où vient 7,297hm<sup>3</sup>).

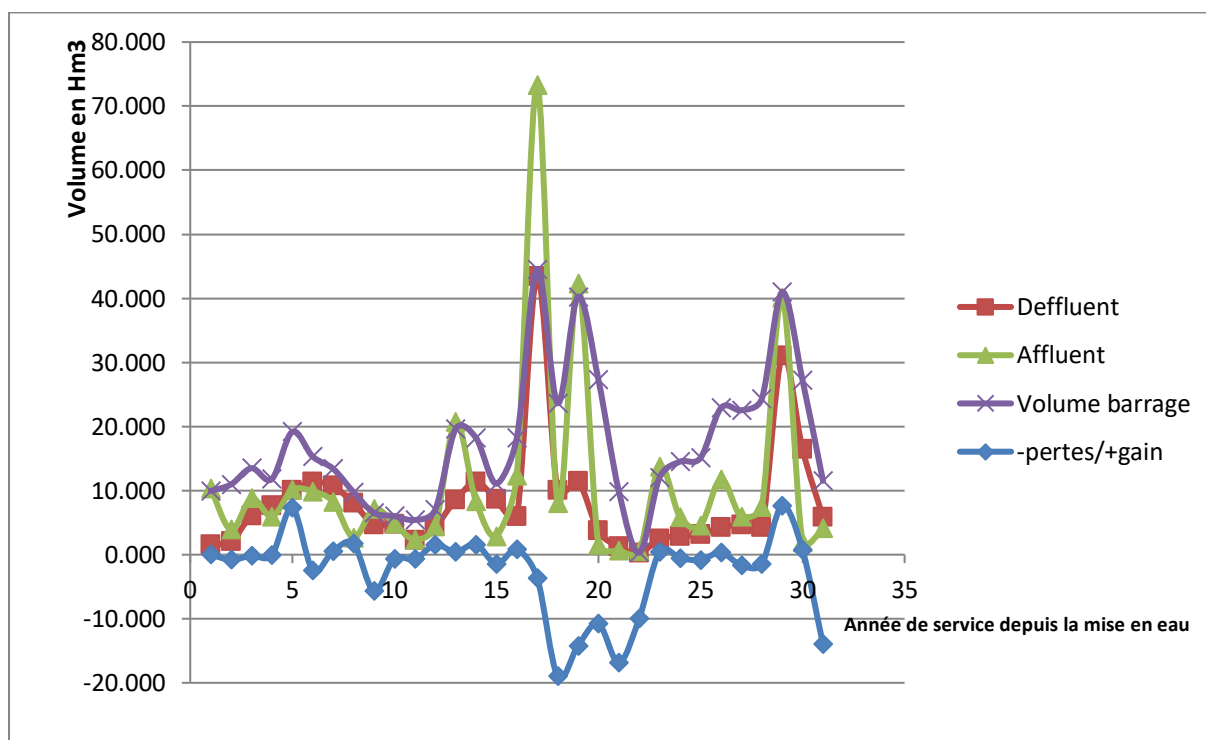


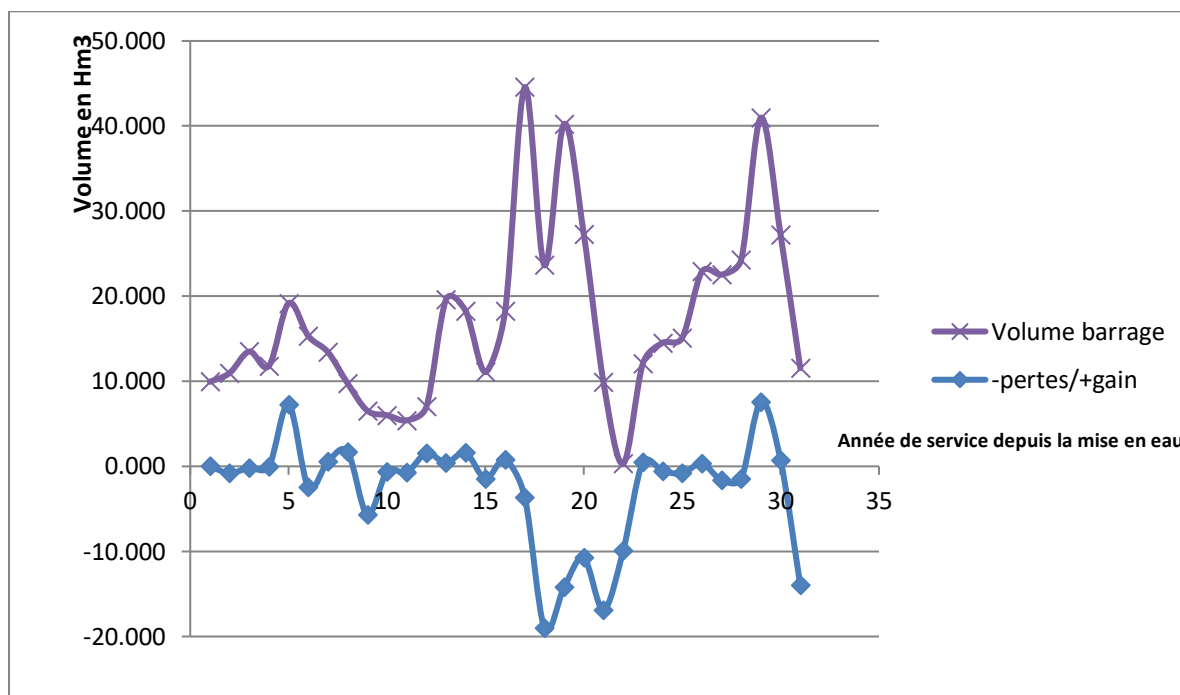
Figure 3-9: Bilan hydraulique du barrage Hammam Grouz

A partir de 2003-2008 , L'ANBT a enregistré une baisse de volume de la retenue qui ne peut être expliquée que par de grandes fuites.

Le bilan hydrique du barrage de Hammam Grouz, a montré que les crues exceptionnelles de l'année 2002/2003 ont provoqué des fuites considérables vers l'aval de la digue à travers la rive droite.

La comparaison des débits de fuites mesurés à l'aval du barrage (sources du Hammam) avec ceux estimés à l'aide du bilan hydrique a montré que les débits enregistrés étaient sous-

estimés. Les débits de fuites ne se limitaient pas aux seules sources où se sont effectuées les mesures de l'ANRH. Les fuites non enregistrées représentaient au cours de l'année 2003-2004 18.992Hm<sup>3</sup>.



Les crues exceptionnelles de l'année 2002/03 ont eu comme conséquences des problèmes de fuites d'eau et l'apparition d'importants gouffres (vortex) au sein de la retenue.

### 3.10. Traitement

Les travaux d'injection ont débuté le 20 septembre 2003 à partir de la plate-forme aménagée à la cote de 742 m.

Le 12 octobre 2003, un vortex a apparu à la surface d'eau à proximité du talweg en rive droite à l'endroit des failles principales. Le fond du vortex (selon les plongeurs) était un trou de 1,5 m de diamètre. Le vortex disparaissait et réapparaissait, peut être, à cause des infiltrations instables dans le système karstique. Ce vortex existait aussi sous l'eau lors des travaux de traçage des eaux avec de la fluorescéine, selon les ingénieurs du CRNA.

En octobre 2003, la galerie en rive droite était toujours inondée. Le niveau d'eau était de 2 m environ, le débit étant évalué à 400 l/s. Les eaux drainées débouchent des cordons drainants (elles sont chaudes à cause des sources thermales) et des drains verticaux et horizontaux. Le

débit des drains verticaux dans l'épaulement rive droite était plus intense par rapport à celui au centre du barrage où au cours des travaux de construction, les injections de renforcement ont été réalisées.

Le 24 novembre 2003, une entrée qui s'est mise en évidence dans le gouffre, a été identifiée grâce à la baisse du plan d'eau dans le réservoir.

**que les défaillances locales dans le tapis argileux étanche pourront être éliminées au fur à mesure de leur apparition. En même temps, un résultat fiable après l'élimination des fixités ne peut être obtenu qu'après avoir eu l'accès aux endroits des fuites dans la fondation rocheuse. Ces conditions exigent de faire baisser le plan d'eau dans la zone où les travaux de réparation seront exécutés jusqu'aux cotes permettant d'y accéder.**

Ce phénomène de fuites à travers les conduits karstiques au sein de la cuvette du barrage a persisté malgré les travaux de colmatage du premier vortex (gouffre) et s'est étalé jusqu'à 2007 date d'apparition d'un deuxième vortex. Le barrage est pratiquement à sec et les vannes de la prise d'eau ont été fermées au détriment de l'AEP Constantine.

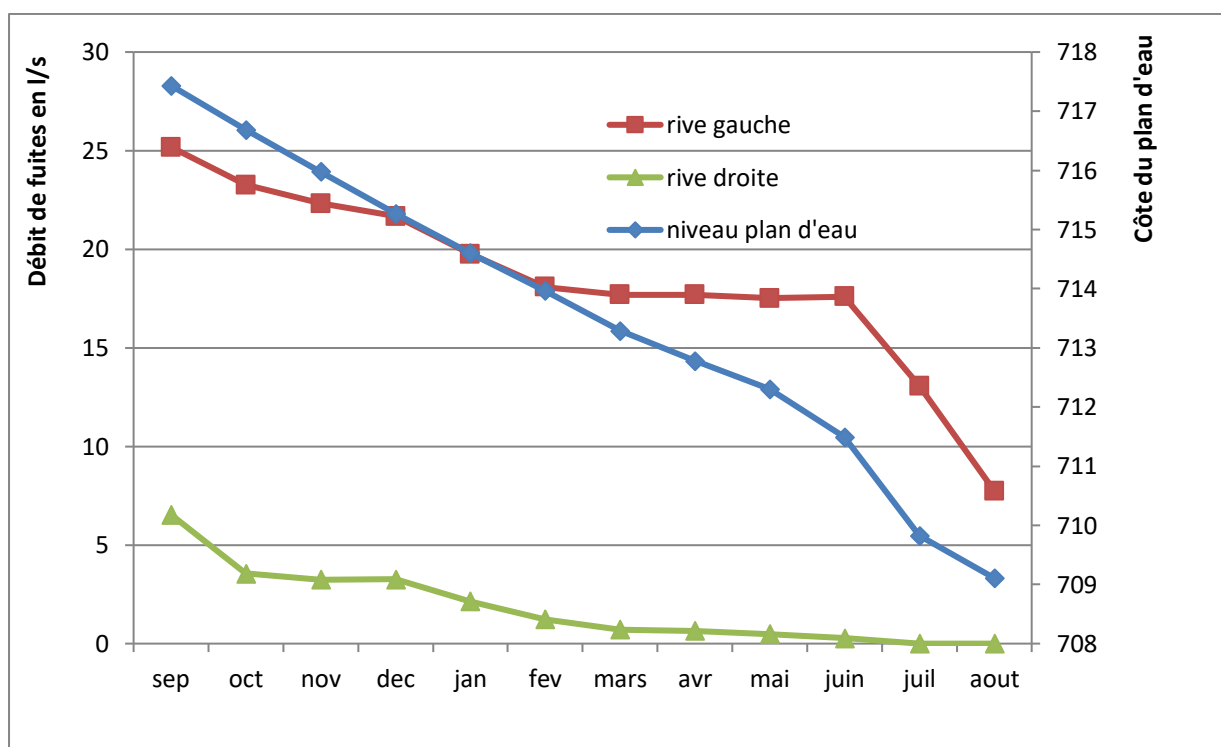


Figure 3-10: Les débit de fuites durant l'année 2006-2007

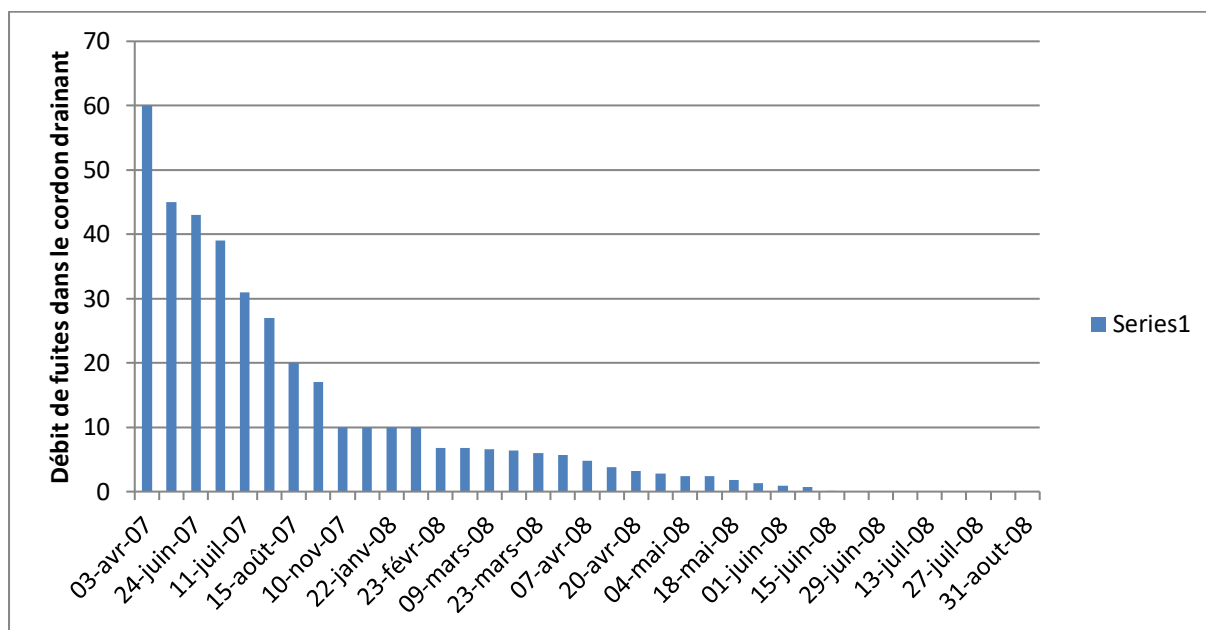


Figure 3-11 : débit de fuites dans le cordon drainant

### 3.11. Après les travaux d'étanchéité de la cuvette

Le déversoir a aussi déversé en février 2015 après les crues de Décembre, Janvier et Février (tableau 3) et le même scénario des crues précédentes s'est produit et le gouffre apparu en 2016 s'est formé juste à côté de l'endroit d'exécution des travaux de traitement des fuites en 2003 (un peu plus en amont),

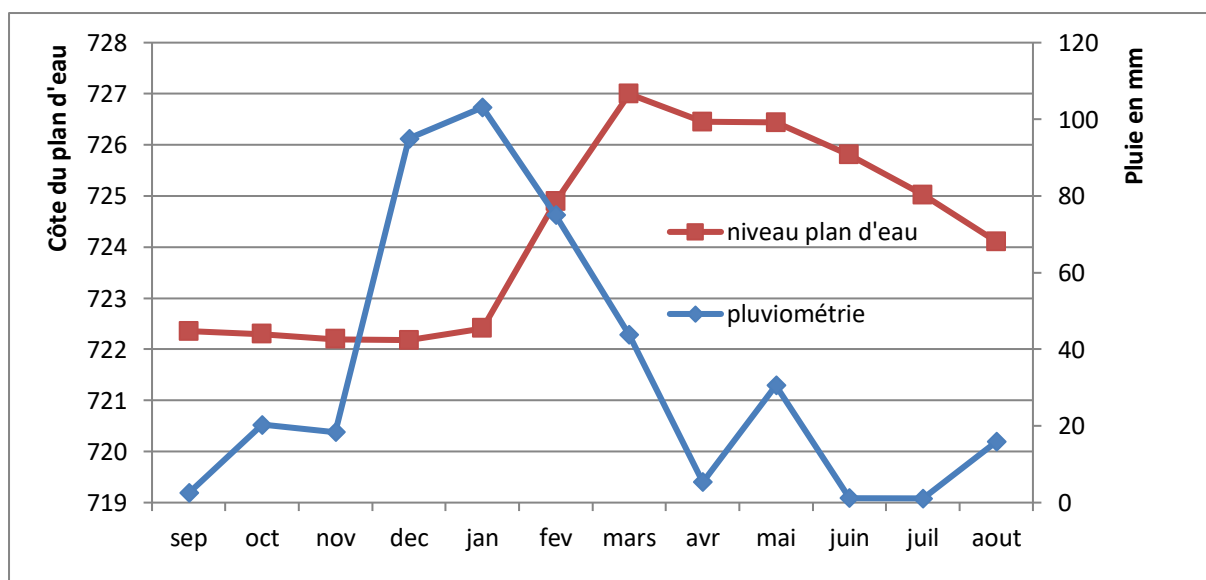


Figure 3-12 : Variation du plan d'eau en fonction de la pluviométrie durant 2014/2015



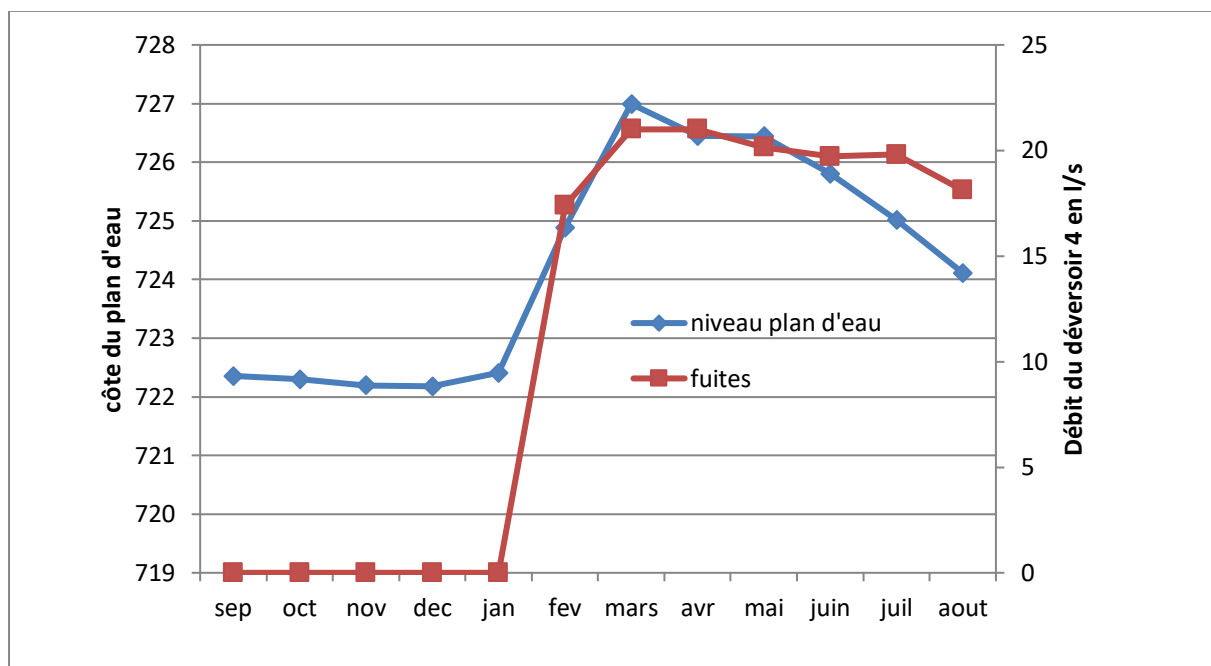


Figure 3-13: Les débit de fuites au niveau du déversoir 4 durant l'année 2014-2015

Le déversoir 4 de la rive gauche est en harmonie avec le niveau du plan d'eau. la galerie était inondée pendant quelques jours du mois de mars.

Le déversoir 1 dans la rive droite est à sec depuis 2012, auparavant le déversoir est détérioré.

Le traitement appliqué à la rive droite semble être efficace .

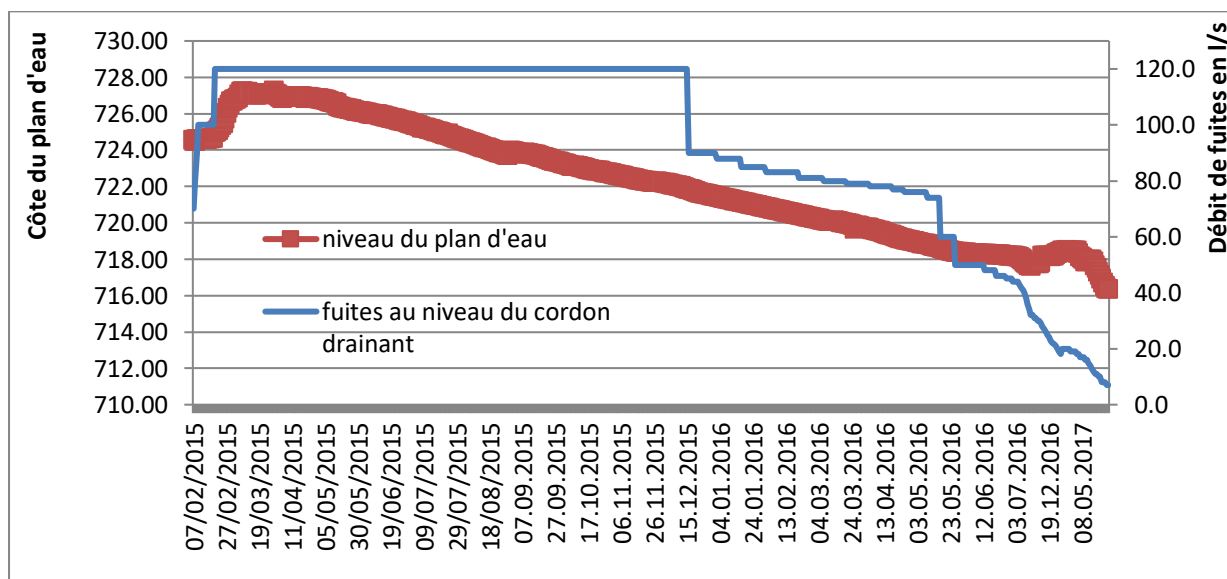


Figure 3-14: Le débit de fuites au niveau du cordon drainant durant l'année 2014-2015

Le débit de fuites au niveau du cordant drainant durant l'année 2014-2015 a augmenté avec le niveau d'eau dans la retenue. Le débit n'a commencé à diminuer qu'après environ 10 mois.

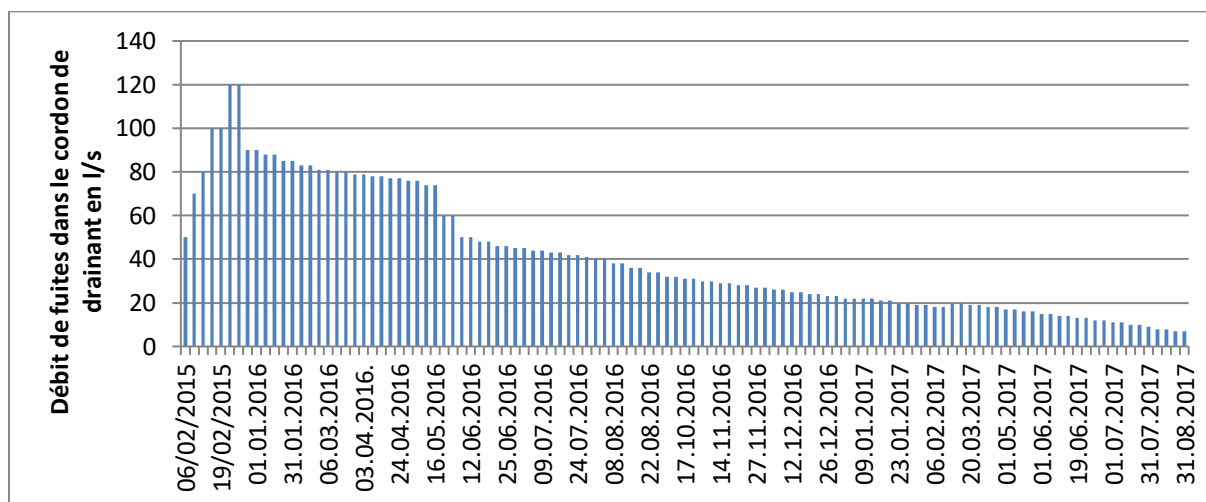


Figure 3-15 : débit de fuites dans le cordon drainant en l/s

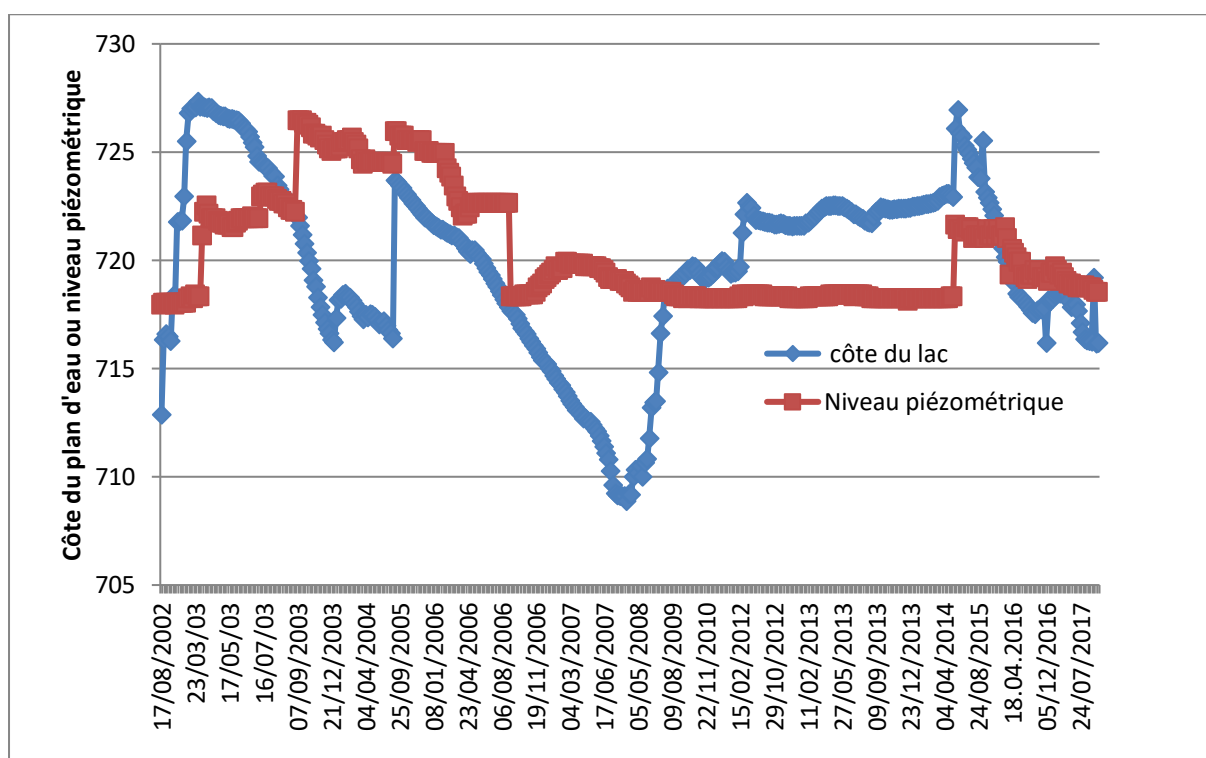
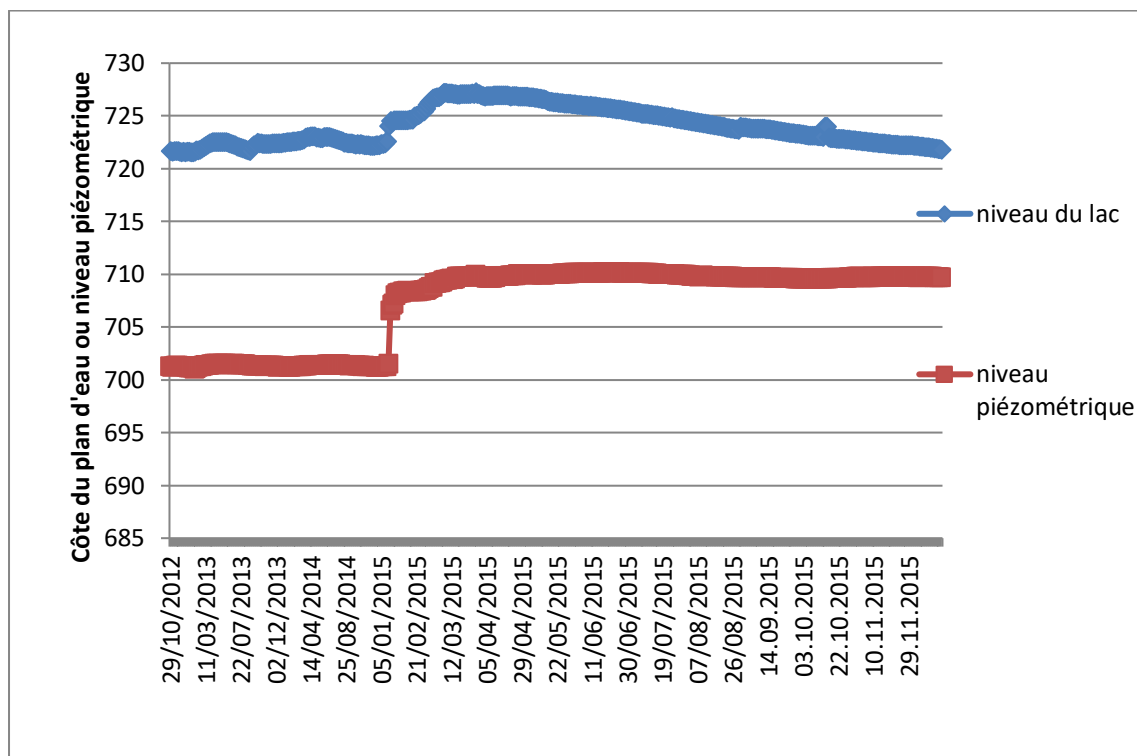


Figure 3-16 : Variations dans le temps des côtes du lac et du piézomètre P80 (source ANBT)

La figure 3-16 : montre que l'abaissement du niveau du lac et la vidange du barrage n'a pas affecté le niveau piézométrique du piézomètre P80 et qu'il existe une relation étroite avec les cues.



**Figure 3-17 :** Variations dans le temps des côtes du lac et du piézomètre P58 (source ANBT)

Le piézomètre P58 semble réagir différemment que le niveau du lac. L'augmentation du niveau du piézomètre était de 8.82m alors que celui de l'eau était de 4.94m ce qui montre qu'il est en correspondance avec une autre source ou nappe.

### 3. 12. Conclusion

Le problème de fuites d'eau est loin d'être maîtrisé malgré les différentes solutions de colmatage (voile d'injection, plombage des vortex) effectuées par l'organisme gestionnaire, et nécessite une investigation approfondie (traçage chimique, étude morpho-structurale détaillée,...) de l'ensemble du système karstique du bassin du haut Rhumel et même à l'échelle régionale.

***CONCLUSION GENERALE***

### CONCLUSION GENERALE

L'une des principales lacunes était le manque de connaissances sur l'étendue des karsts en profondeur et le régime des mouvements des eaux souterraines contribuant à son développement avant la construction du barrage. Par conséquent, ils ne pouvaient pas visualiser comment la situation pourrait s'aggraver après la mise en eau du réservoir et l'application de la pression hydrostatique totale supplémentaire. L'ajout de cette charge hydrostatique a provoqué une dissolution accélérée et la formation de nouvelles cavités de différentes tailles.

les concepteurs ont considéré la couverture en amont du barrage par des couvertures en argile pour une certaine distance calculée aux deux rives proches des culées. Certes qu'elle a amélioré la situation de dissolution mais elle n'a pas pu empêcher la formation de gouffres et de tunnels de dissolution.

Une analyse rétrospective de la conception, des mesures anti-suintement sous le barrage, montre que l'utilisation de la couverture en amont du barrage par des couvertures en argile n'était pas un choix suffisant. Une meilleure solution aurait été d'utiliser une paroi diaphragme descendant dans la fondation encore plus profonde que la profondeur actuelle du rideau qui a été fixée en fonction de la profondeur de ligne karsts erronée. Une telle paroi de diaphragme devrait également s'étendre le long de l'axe du barrage au-delà du corps de barrage dans les deux rives gauche et droite sur des distances beaucoup plus grandes que celles existantes. Une telle paroi diaphragme aurait pu arrêter toutes les infiltrations dans la rive gauche, dans la section de la rivière et dans la rive droite, et aurait pu réduire le potentiel de formation de cavités.

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 dans cet environnement et son phénomène de dissolution, en plus de la nature particulière de la géologie avec la présence de trois types de nappes ou aquifères d'importance et d'extension différentes.

## **bibliographie**

---

**ANBT.**(2015) "étude et analyse données existantes et résultats de la visite site par les experts" agence nationale des barrages. Rapport de la visite du site du barrage hammam grouz

**ANBT.**1989. "barrage de hammam grouz monographie". agence nationale des barrages

**Bouaicha Allaoua** (10/01/2013) . " simulation numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre ", mémoire de magister en Génie civil ,option interaction solstructure.

**Christophe dano** (11/12/2001), "comportement mécanique des sols injectés ", thèse de doctorat ,diplôme délivré conjointement par l'école Centrale de Nantes et l'Université de Nantes.

**LCPC-IST, Marie-Christine Pautré** (4/7/2014) "Détection de cavités souterraines par méthodes géophysiques . "techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées , ISSN 1151-1516.

**mihoubi naouel** . "fonctionnement et gestion hydrogéologique et hydrologique des ressources en eau du bassin de hammam grouz.",mémoire pour l'obtention d'un diplôme de magistère option : hydrogéologie (ressources en eaux et environnement) université montouri de constantine

**Marcel Romain** (juin 2009), "Proposition d'une méthodologie de diagnostic du risque de ruine des piles de barrages manuels", INSA STRASBOURG , mémoire de projet de fin d'études département Génie Civil ,Option Aménagement du Territoire, Entreprise < top Guillaume> docteur en génie civil.

**Mourad Karray** (2015), "ouvrages en terre ". Génie civil. Université de Sherbrooke.GCI735.

**Mustapha Filahi** (11/7/2008) ."contribution des méthodes géophysiques en particulier du RADAR géologique, a la cartographie des cavités souterraines de la Médina de Béni Mellal MAROC. " thèse de doctorat .spécialité Géophysique appliquée de université paris VI-pierre et marie curie

**NATACHA SERTIER** ,(2005/2006) . "Amélioration des sols ",expose. université de la Réunion

**Olivier Le Roux** et al.(6/7/2012) "Caractérisation géologique d'une doline à partir d'une prospection géophysique du sub-surface", Journées Nationales de géotechnique et de Géologie de l'ingénieur", JNGG2012-Bordeaux 4,

**patrice rivard**(Avril 2013) "Détection des fuites d'eau dans les barrages en terre par polarisation spontanée : détermination expérimentale du potentiel zêta et du coefficient de couplage. ", mémoire de Spécialité génie civil, département génie civile sherbrooke (québec) canada.

**Pierre Cunat** (8/3/2012) . " Détection et évaluation des fuites a travers les ouvrages hydraulique en remblai, par analyse de températures réparties, mesurées par fibre optique, . " préparée au sein du Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et en Environnement, dans l'école Doctorale Ingénierie Matériaux Mécanique énergétique Environnement procédés

## **bibliographie**

---

Production(I-MEP<sup>2</sup>),option : matériaux-Mécanique- Génie civil-Electrochimie ,université de Grenoble.

**Patrice Brunel**( cara), "études géologiques et géotechnique.", chapitre 3.

**Sylvain Gardet, Frédéric Clément , Gilles Lacassy** (24-26 mars 2015), . "traitement de cavités karstiques par comblement confiné dans des géo synthétiques . ", Cerema/DTerSO , DIRA/SIEER, BORDEUX France.

**Trinh Quang Minh** (4 juillet 2012) "Utilisation du métakaolin par substitution partielle du ciment dans les applications géotechnique d'injection et de scellement d'ancrage." mémoire de doctorat de l'université de Toulouse, laboratoire Matériaux de Durabilité des Constructions (LMDC)

<http://www.georisques.gouv.fr>