



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana
Faculté des sciences de la nature et de la vie et des sciences de la terre
Département de science de la terre



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention de diplôme de **Master** en

Domaine: science de la terre et de l'univers

Filière: Géologie

Spécialité: Géologie de l'ingénieur et géotechnique

CONTRIBUTION AU TRAITEMENT DES FONDATION DE BARRAGE DE SIDI MHAMED BEN TAIBA (W. AIN DEFLA)

- **Présenté par :**

Melle : BOUAM Taimaa

Melle : SEDIRI Roumaissa

Devant le jury :

Mme ZAKOUDA Naima	Président	MCB	UDBKM
Mr HENNIA Kaddour	Promoteur	MAA	UDBKM
Mme BOUKEMIDJA Sara	Examineur	MCB	UDBKM

Année universitaire : 2021/2022

♥ Dédicaces ♥

*A l'aide de Dieu tout puissant, qui trace le chemin de ma vie j'ai pu
Arriver à réaliser ce modeste travail que je dédie :*

*A les plus chers à mon cœur, mon père **Mohamed** et ma mère **Fouzia**
Sources de tendresse, de noblesse et d'affection que Dieu*

Les protège.

*A mes sœurs **Naïma, Wafaa et Ritaj***

*Et ses enfants **DJoud** et **Mohamed Nazim**.*

*A **Oussama** qui m'a beaucoup aidé,*

A Mes grands-mères et pères,

A mes tantes et mes oncles,

A tous mes cousins et cousines,

A tous mes amis,

A tous mes professeurs,

A tous mes camarades.

Taimaa BOUAM.

Dédicace :

*Je tiens en premier lieu à remercier **ALLAH** pour la volonté, la santé et le courage qu'il m'a donné pour suivre mes études et de choisir un métier aussi noble.*

A mes chers parents que j'aime plus que tout le monde, Je n'ai pas assez de mots pour vous dire merci et combien je vous aime. Merci de m'aimer comme vous le faites si merveilleusement .Si je suis là aujourd'hui, C'est grâce à vous, à votre tendresse, à votre amour inconditionnel, à votre générosité et votre confiance, à votre soutien, encouragement et espoir.

Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais vous décevoir.

A toute ma famille ; Aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour votre soutien et encouragements. Qu'Allah vous garde et vous procure santé et bonheur.

A mes amis ; En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Roumaissa

Remerciements :

*Avant tout Nous tenons à remercier **Allah** pour nous avoir donné la force, le courage et la patience pour mener à terme ce modeste travail.*

En préambule, nous souhaiterons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apportées leur aide et qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

*C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous adressons nos remerciements à notre promoteur DR **K.hennia** pour sa gentillesse, son savoir, ses précieux conseils, son assistance et son aide.*

*Nous adressons nos profondes gratitudees aussi à Monsieur **Charef.f***

Vous n'avez pas hésité à nous fournir l'aide nécessaire malgré vos charges professionnelles. On vous remercie pour votre gentillesse et votre serviabilité.

Espère qu'il trouvera dans ce travail de quoi justifier sa confiance.

Profonds respects.

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude aux membres de jury pour l'honneur que vous nous fait en acceptant de présider et juger notre thèse.

المخلص:

سد سيدي امحمد بن طيبة لولاية عين الدفلى يعتبر من المشاريع الاستراتيجية المهمة للدولة الجزائرية وذلك للدور الذي يلعبه في تزويد الولاية بالمياه الصالحة للشرب وسقي الاف الهكتارات من الاراضي الفلاحية الخصبة على مستوى سهل العامرة والعبادية.

حيث شهد انجازه دراسات تقنية دقيقة ومعقدة نظرا للطابع الجيولوجي للمنطقة وخاصة اساسات السد حيث استخدمت به طرق تقنية جديدة من بينها حقن التربة بالإسمنت وذلك لتدعيم الاساسات ومنع تسرب المياه التي ان حدثت تؤثر على حاجز السد مما يعرض السد الى انهيار تام وخطر حقيقي على الساكنة مما يؤدي الى كارثة إنسانية كبرى.

لذلك وجب العمل بجدية وتطبيق صارم للتقنيات الحديثة لتدعيم اساسات السد والمحافظة عليه بالقيام بالقياسات الدورية من طرف المهندسين والتقنيين المتواجدين في السد.

المفتاح: السد. تقنية. حقن. القياسات

Résumé :

Le barrage de Sidi M'hamed Ben Taiba pour l'Etat d'Ain Defla est considéré comme l'un des projets stratégiques importants de l'Etat algérien, en raison du rôle qu'il joue dans l'approvisionnement de l'Etat en eau potable et l'irrigation de milliers d'hectares de terres agricoles fertiles à niveau des plaines d'Al-Amrah et d'Al-Abadia.

Là où sa réalisation a été témoin d'études techniques précises et approfondies en raison de la nature géologique de la zone, en particulier les fondations du barrage, où de nouvelles méthodes techniques ont été utilisées, notamment l'injection de ciment dans le sol, afin de renforcer les fondations et d'empêcher l'eau fuite qui, si elle se produisait, affecterait la barrière du barrage, ce qui expose le barrage à un effondrement complet et à un réel danger pour les habitants, ce qui entraîne une catastrophe humanitaire majeure .

Par conséquent, il est nécessaire de travailler sérieusement et d'appliquer strictement les technologies modernes pour renforcer les fondations du barrage et le préserver en effectuant des mesures périodiques par les ingénieurs et techniciens présents dans le barrage.

Mots Clés : barrage. Technique. Injection. Mesures.

Abstract:

Earth The Sidi M'hamed Ben Taiba dam for the state of Ain Defla is considered one of the important strategic projects of the Algerian state, due to the role it plays in providing the state with potable water and irrigating thousands of hectares of fertile agricultural land at the level of the Al-Amrah and Al-Abadia plains.

Where his achievement witnessed accurate and in-depth technical studies due to the geological nature of the area, especially the foundations of the dam, where new technical methods were used, including injecting the soil with cement, in order to strengthen the foundations and prevent water leakage that, if it occurred, would affect the dam barrier, which exposes the dam to a complete collapse and a real danger to the inhabitants, which leads to into a major humanitarian catastrophe.

Therefore, it is necessary to work seriously and strictly apply modern technologies to strengthen the foundations of the dam and preserve it by carrying out periodic measurements by the engineers and technicians present in the dam.

Keywords: dam. Technical. Injecting. Measurements.

Sommaire

Remerciements	
الملخص	
Résumé	
Abstract	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des graphes	
Introduction Générale.....	01
Chapitre I : généralité sur les barrages	
I.1 Introduction	03
I.2 Historique.....	03
I.3. Les barrages en remblai	04
I.3.1 Types de barrages en terre	05
I.3.1.1 Barrages homogènes	05
I.3.1.2. Barrage à noyau	06
I.3.1.2.1. Barrage à noyau central	06
I.3.1.2.2. Barrage à noyau incliné	07
I.3.1.3. Barrages à masques	07
I.4. Profil général des barrages en terre	08
I.4.1. Hauteur du barrage	08
I.4.2. Niveau normal du réservoir	08
I.4.3 Niveau d'eau le plus élevé	08
I.4.4. Franc-bord	09
I.4.5 Pente du remblai	09
I.5. Drains et filtres de barrage en terre.....	10
I.5.1. Rôle des drains et des filtres	11
I.5.2 Composition des tuyaux d'évacuation et des filtres	11
I.5.3 Types de drainage des barrages en terre	11
I.5.3.1 Drain de Cheminée (Vertical)	11
I.5.3.2 Tapis de drainage en aval	11
I.5.3.3 Prismes de drainage	11
I.6. Largeur de crête	11
I.7. Pathologie des barrages en terre	12
I.7.1. Pathologie associée à une instabilité globale, conséquences structurelles	12
I.7.2. Glissement en pente	13
I.7.3. Glissade en aval en cas de crue	13
I.7.4 Glissements de terrain riverain pendant la descente	13

I.7.5 Effet de l'eau sur la stabilité Lorsque le barrage est plein	14
I.7.6 Raisons et types de rupture de barrage en terre	14
I.7.7. Phénomène de dépôt de barrage	14
I.8. Les fuites d'eau	15
I.8.1. Calcul du débit de fuite	16
I.9. Rideaux en palplanche	17
I.9.1 Palplanches en bois	17
I.9.2. Palplanches en béton armé.....	17
I.9.3.Les palplanches en acier.....	18
I.9.4.Palplanches en PVC	18
I.10.Paroi d'étanchéité.....	19
I.10.1. Différents types de parois étanches	19
I.10.1.1. la paroi étanche en béton	19
I.10.1.2.La paroi étanche en béton plastique	19
I.10.1.3.La paroi étanche au coulis	20
I.10.1.4.Les parois moulées.....	20
I.11. L'injection	20
I.11.1. Injection de fracturation	21
I.11.2. Injection d'imprégnation	21
I.11.3. Injection de compactage	21
I.11.4.Injection de maçonnerie	21
I.12. conclusion	21

Chapitre II : présentation de barrage SMBT

II.1.Introduction	23
II.2. Cadre géographique	23
II.2.1. Cadre géographique générale	23
II.2.2. Cadre géographique local	23
II.3. Cadre climatologique de bassin versant	24
II.4.Caractéristique de barrage	25
II.4.1.Bassin versant	25
II.4.2.Réseau hydrographique	26
II.4.3. Historique de barrage	27
II.4.4.Les ouvrages principaux de l'aménagement	27
a) La digue	29
B) retenue	31
Ouvrages annexes	31
a) Évacuateur de crue	31
b) Prise d'eau	33
C) vidange de fond	34
d) Couloir de drainage	34
e) galerie d'injection	35
f) Accéder à la galerie	36

II.4. Étude géologique	36
II.4.1. Géologie du bassin versant	36
II.4.2. Tectonique régionale	38
II.4.3. Géologie de la cuvette	40
II.5. Cadre socio-économique	42

Chapitre III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

III.1 Introduction	44
III.2. Étude géotechnique de barrage sidi m'Hamed ben Taïba	44
III.2. 1. Essai d'eau Lugeon	45
III.2.2. Les essais des Matériaux de construction	49
III.2.2.1. L'essai Granulométrie	50
a) Matériaux argileux pour le noyau	51
b) Les résultats d'essai Granulométrie	53
III.3. Étude de l'Infiltration	56
III.3.1. Paramètres à mesure sur les barrages	56
III.3.2. Mesure des débits	56
III.3.3. Intérêt de mesure des fuites et de pressions hydrauliques	57
III.3.4. Conséquences des infiltrations	58
III.3.5. Le calcul de Débit de fuite à travers la fondation	58
III.4. Traitements des fondations de SMBT	59
III.4.1 Paroi moulée	59
III.4.1.1 Généralités sur les parois moulées	59
III.4.1.2. Processus général de production de parois moulée	60
a) Excavation des panneaux primaires	61
b) Excavation des panneaux secondaires et formation des joints	63
c) Boue de forage	64
III.4.2. Dimensionnement	66
a) Largeur	66
b) Longueur	66
c) Profondeur	66
III.4.3. Réalisation de la paroi moulée du barrage SMBT	66
III.4.4. Matériel	67
III.4.5. Les Phase d'exécution	68
III.4.5.1. Mise en place de la plateforme	68
III.4.5.2. Construction de murs guides	68
III.4.5.3. Les pré fouilles	68
III.4.5.4. Installation de la machine de découpe hydraulique	68
III.4.5.5. Les Excavations	68
III.4.5.6. Enlèvement de sable	69
III.4.5.7. Fabrication de béton plastique	69

III.4.5.8. Coulage du béton	70
III.4.6. Voile d'injection barrage SMBT	70
III.4.6.1. Injection cutanée	70
III.4.6.2. Injection du voile d'étanchéité	71
III.4.6.3. Pression d'injection	73
III.4.6.4. Contrôle des injections	73
III.5. Résumé du projet d'injection	75
II.6. Conclusion	76

Chapitre IV : Dispositifs de surveillance et d'auscultation

IV.1. Présentation générale de l'auscultation du barrage	78
IV.2. Auscultation Interne	80
IV.2.1. Cellules de pression interstitielle	80
IV.2.2. Cellule de pression totale	81
IV.2.3. Piézomètres	82
IV.2.4. Puits de décharge	87
IV.2.5. Drains	88
IV.2.6. Inclinomètres-Tassomètres	91
IV.3. Auscultation externe	92
IV.3.1. Auscultation topographique	92
IV.4. Auscultation Sismique	96
IV.4.1. Fissuromètres	97
IV.4.2. Barres Vinchons	97
Conclusion générale	100
Bibliographie	101

Liste des figures

Chapitre I : Généralité sur les barrages.

Figure I.1 : les sous-types des deux types de digues par matériau de construction et dispositif d'étanchéité.

Figure I.2 : La coupe générale d'un barrage homogène.

Figure I.3 : Digue à noyau central étanche.

Figure I.4 : Digue à noyau incliné.

Figure I.5 : Digue avec masque étanche.

Figure I.6 : Profil général d'un barrage en terre.

Figure I.7 : Exemples d'installations de construction de protection.

Figure I.8 : Exemple de la route sur la crête du barrage.

Figure I.9 : le mécanisme de glissement coté val en situation de crue.

Figure I.10 : Paroi de palplanche.

Chapitre II : Présentation de barrage SMBT.

Figure II.1 : Cadre géographique générale et local.

Figure II.2 : Carte géographique locale.

Figure II.3 : Carte de bassin versant de barrage.

Figure II.4 : Vue en plan de l'aménagement de SMBT.

Figure II.5 : La digue de barrage de SMBT.

Figure II.6 : Coupe type du barrage.

Figure II.7 : la retenue du barrage de SMBT.

Figure II.8 : Évacuateur de crue (coupe longitudinale).

Figure II.9 : Pris d'eau.

Figure II.10 : vidange de fond de barrage SMBT.

Figure II.11 : galerie d'injection.

Figure II.12 : Carte géologique du bassin.

Figure II.13 : Carte géologique du bassin.

Chapitre III : Traitements des fondations de barrage.

Figure III.1 : les conséquences des infiltrations.

Figure III.2 : procédé général de la réalisation de la paroi moulée.

Figure III.3 : Processus de production de parois moulée.

Figure III.4 : Murets guides.

Figure III.5 : Figure d'excavation.

Figure III.6 : Joint de chevauchement (les dimensions sont données à titre indicatif).

Figure III.7 : vue en plan du voile d'injection du barrage de SMBT.

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité sur les barrages.

Tableau I.1 : l'utilité des barrages.

Tableau I.2 : Valeurs indicatives des fruits de talus (valeurs devront être vérifiées par calcul de stabilité).

Tableau I.3 : Dimension de la largeur de la crête en fonction des catégories de la route.

Chapitre II : Présentation de barrage SMBT.

Tableau II.1 : précipitations moyennes mensuelles dans le bassin versant.

Chapitre III : Traitements des fondations de barrage.

Tableau III.1 : Résumée de l'étude géotechnique.

Tableau III.2 : Type d'écoulement.

Tableau III.3 : Tableau III.3 : interprétation des essais Lugeon.

Tableau III.4 : granulométrie des alluvions de gîte d'oued ferhat.

Tableau III.5 : Granulométrie des alluvions du gîte d'Oued El Had.

Tableau III.6 : Granulométrie des alluvions d'Oued Ebda.

Tableau III.7 : La composition de trois types de coulis.

Tableau III.9 : Absorption des terrains de différents forages.

Tableau III.10 : Les absorptions moyennes de ciment (kg/m).

Chapitre IV : Dispositifs de surveillance et d'auscultation.

Tableau IV .1 : Coordonnées des piézomètres de la rive gauche.

Tableau IV.2 : Piézomètre en rive droite.

Tableau IV.3 : Piézomètres à l'aval du barrage.

Tableau IV.4 : Piézomètres à l'aval de la paroi moulée.

Tableau IV.5 : Piézomètres de la galerie de drainage Rive Droite.

Tableau IV.6 : Puits de décharge.

Tableau IV.7 : Positions des drains de la galerie de drainage de l'évacuateur de crues.

Tableau IV.8 : Positions et dates d'installations des anneaux tassométriques.

Tableau IV.9 : Coordonnées approchées des fissuromètres.

Tableau IV.10 : Mesure initiale des barres VINCHON.

Liste des graphes

Chapitre III : Traitements des fondations de barrage.

Graphe III.1 : Fuseaux granulométriques des alluvions d'Oued Ferhat.

Graphe III.2 : Fuseaux granulométriques des alluvions de Oued El Had.

Graphe III.3 : Fuseaux granulométriques des alluvions d'Oued Ebda.

Chapitre IV : Dispositifs de surveillance et d'auscultation.

Graphe IV .1 : Piézométrie de la rive gauche.

Graphe IV .2 : Piézométrie de la rive droite.

Graphe IV.3 : Piézométrie dans la galerie de drainage rive droite.

Graphe IV .4 : Evolution des tassements au niveau de la crête du barrage.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale :

D'un point de vue technique, les barrages sont des constructions particulières, et économiques, ce qui prouve indéniablement Implique la recherche, la conception et l'exploitation de projets.

Choisissez le type de barrage nécessite plusieurs considérations, citant la forme Vallée (morphologie), géologie, conditions climatiques, activité sismique et la disponibilité des matériaux de construction pour choisir la variante la plus appropriée. Plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité, et minimiser l'impact du travail.

Le contrôle des ouvrages hydrauliques tels que les barrages constitue une principale préoccupation en raison de leurs avantages et des risques de sécurité listé. Si ces deux facteurs sont normalement ignorés, l'appareil l'auscultation et la surveillance sont :

- Osmomètre
- Etudes de pénétration

La surveillance et l'auscultation peuvent déterminer la cohérence Avec travaux d'entretien, mais peut aller au-delà en autorisant prendre toutes les mesures de sécurité Des problèmes de fondation ont obligé l'ingénieur du barrage à : rechercher des traitements qui peuvent améliorer les caractéristiques mécanique du sous-sol et réduire l'infiltration à travers cela. Pour donner un avis définitif sur l'efficacité des méthodes de traitement : toujours contrôler l'infiltration par la fondation; il offre l'utilisation d'appareils auscultatoires. Afin de mieux comprendre la méthode de surveillance et Il est proposé, dans le cadre de ce rapport, de contrôler les infiltrations : Contribution au traitement de la Fondation Sidi Mhamed Ben Taïba a une structure géologique du sol qui varie d'une rive à l'autre. Ce travail sera divisé en quatre parties principales; Dans la première, nous essaierons de donner aperçu général des barrages Dans la deuxième partie, nous présenterons la puce SMBT, Nous nous occupons également des conditions hydrologiques, géologiques et géotechniques de la zone barrages. Le phénomène d'infiltration à travers les remblais et sous les ouvrages hydraulique; La troisième partie est une étude de traitement des fondations de barrage avec des solutions qui sont une paroi moulée et une voile d'injection ; nous nous assurerons leur dimensionnement et leur mise en œuvre. Enfin, dans le dernier chapitre, nous ferons l'auscultation de la digue et de la fondation pour les garder préservés.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

I.1 Introduction :

Un barrage est une structure artificielle qui stocke de l'eau .Il Peut être installé

Pour le but d'arrêter l'écoulement de l'eau dans le canal et remonter leur niveau en amont.

Ou en fermant les bassins naturels pour préserver l'eau pluviale et de ruissellement.

Le barrage peut être fabriqué de matériel dur (anciennement en maçonnerie ; récemment en béton) ou de matériel meuble (gravier ou terre).

I.2 Historique :

Les premiers barrages sont nés dans la première civilisation de l'Antiquité ;

Surtout dans la vallée du Nil, en Mésopotamie, en Chine et en Asie du Sud. Ce sont

Bien sûr, les traces de ces anciennes civilisations qui sont découvertes par les archéologues

Facilement.

Le XXe siècle a été marqué par un rythme très élevé de construction de barrages la plupart d'entre eux sont concentrés dans les pays les plus industrialisés de la planète ou il y avait une croissance démographique et développement économique.

Nous avons assisté à L'augmentation de la construction de barrages dans le monde à la fin du XXe siècle,

Les déductions ont totalisé 45 000 et ont été distribuées dans plus de 140 pays. Actuellement, près La moitié des grands fleuves du monde ont au moins un barrage (WCD, 2000).

La construction de ces structures remonte aux années 1960 et 1970, lorsqu'elles sont considérées comme un symbole de développement économique et de progrès technologique et moderne. C'est à cette époque que la plupart des barrages ont été Construit dans des pays d'Amérique du Nord, d'Asie et d'Europe, tandis que les pays de voie croissance comme l'Afrique, l'Amérique du Sud et l'Océanie est linéaire.

Après les pays du nord de la Méditerranée, après les pays maghrébins et offshore l'et s'est engagé dans une politique de construction de petits barrages.

Le but de ces développements est essentiellement la gestion et la conservation de l'eau et des sols Avec la protection des infrastructures en aval, notamment en Afrique du Nord.

Les grands barrages empêchent une sédimentation excessive.

Les barrages suivent des chemins et des objectifs différents :

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

La première caractéristique commune est que La volonté politique de développer un tel développement dans les années à venir.

L'évolution de la capacité de rétention d'eau dans des petits barrages est étudiée à travers un modèle qui estime et de simule des transports solides. Ces études ont permis de mieux Comprendre les phénomènes de sédimentation associés à l'érosion des sols dans les bassins versants (Alberge et al. 2004).

- La construction de nouveaux barrages et réservoirs de montagne en Algérie a été réservée dans le cadre du Plan Sectoriel de l'Eau pour la période quinquennale 2010-2014. A cet effet, des études sont prévues pour déterminer la faisabilité de plus d'une quarantaine de petits

Barrage à contreforts contrastés :

Ils résistent à la poussée de l'eau par son propre poids, mais une certaine régulation peut réduire le volume de béton en barrage de poids. Ces contreforts dirigent les forces vers la fondation, qui doit La masse permet une contrainte élevée et est un élément stable Travailler.

I.3. Les barrages en remblai :

Ce sont des ouvrages de grand volume dont la construction Rendu possible grâce à l'utilisation d'engins de terrassement et de manutention modernes. On les emploie Quand la vallée est trop large et quand il y a des matériaux sur place ou de courtes distances. Ces barrages, constitués de pieux en terre ou en pierre, ont généralement un noyau central en argile qui assure l'étanchéité à l'eau.

Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par des masques en béton amont ou des géo membranes internes. Cette technique a également été utilisée pour construire des réservoirs de capacité moyenne.

Il existe deux types de barrage en remblai :

- En terre, réalisé à partir d'un sol naturel meuble prélevé à proximité du site de l'ouvrage.
- En enrochement, dont la plupart sont constitués de roche concassée.

La figure I.1 montre les sous-types des deux types de digues par matériau de construction et dispositif d'étanchéité.

Dans notre travail, nous ne nous intéresserons qu'aux barrages en terre

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

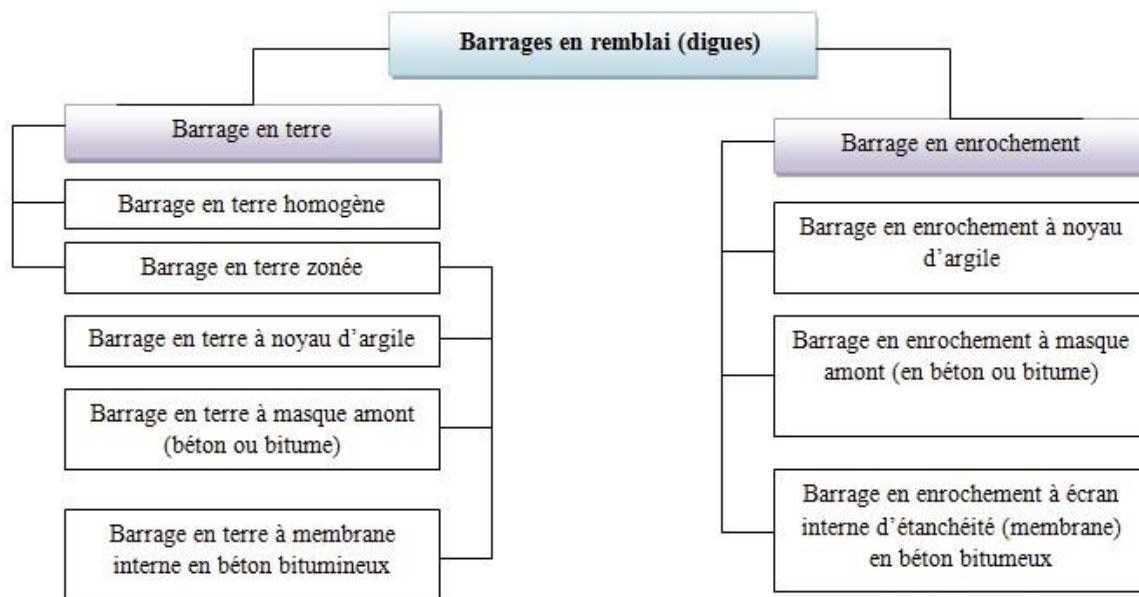


Figure I.1 : les sous-types des deux types de digues par matériau de construction et dispositif d'étanchéité. (Anton et Pougatsch, 2011).

I.3.1 Types de barrages en terre : On a 3 différents types :

- Barrage à sol homogène
- Barrage à noyau scellé et barrage à masque amont.

La différence entre eux dépend du matériau utilisé et de la méthode utilisée pour le scellement du Barrage.

I.3.1.1 Barrages homogènes :

Utilisés en présence de grandes quantités de sol presque imperméable (généralement de l'argile), remplissant à la fois les fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit avoir des propriétés assurant une étanchéité et une stabilité adéquates du remblai.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

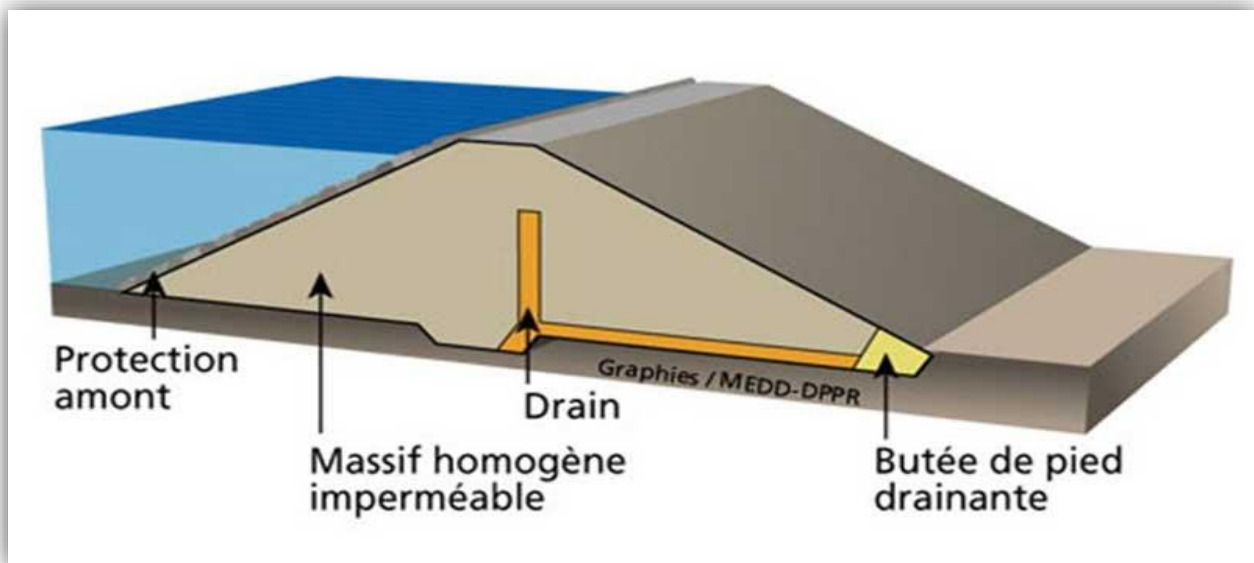


Figure I.2 : La coupe générale d'un barrage homogène.

I.3.1.2. Barrage à noyau :

Si la quantité de matériau imperméable n'est pas assez disponible sur place pour construire tout le barrage. Les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées d'un côté.

D'autre part, la résistance est assurée par des recharges placées de part et d'autre de la structure. Un noyau central en terre assure l'imperméabilité à l'eau, la plus imperméable possible (argile). La stabilité de la parcelle sera assurée par des zones d'infiltration dites zones d'infiltration recharge.

I.3.1.2.1. Barrage à noyau central :

La coupe est illustrée à la Figure I.3. Ce noyau est constitué d'un sol imperméable ou légèrement perméable pour assurer l'étanchéité à l'eau. La stabilité de la parcelle sera assurée par des zones d'infiltration appelées remblais (Chérif et al. 2013).

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

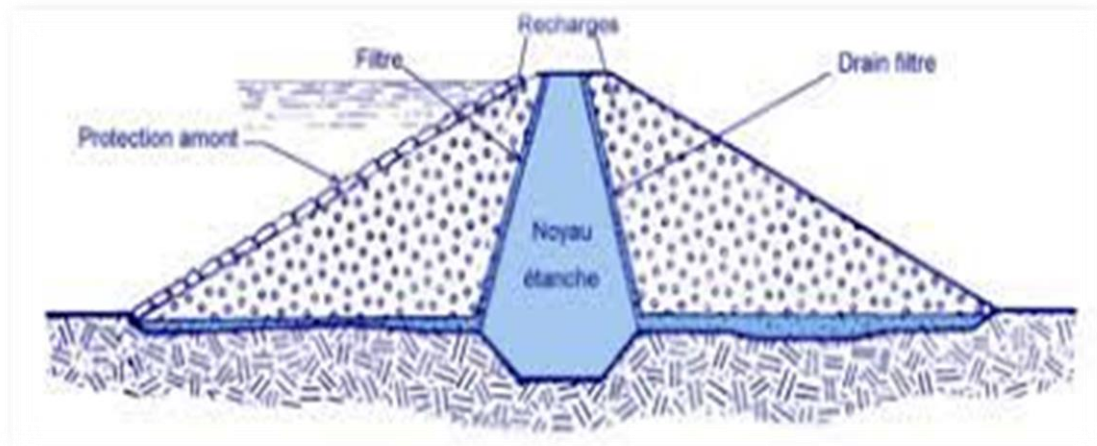


Figure I.3 : Digue à noyau central étanche.

I.3.1.2.2. Barrage à noyau incliné :

Dans ce cas, le noyau se déplace vers l'amont, comme le montre la Figure I.4. Les surfaces de glissement potentielles traversent le noyau, de sorte que la face amont s'incline plus doucement pour plus de stabilité. Masse corporelle Le nombre de supports en aval a également augmenté, ce qui présente certains avantages pour le barrage (Sharif et al. 2013).

Digue zonée (noyau incliné)

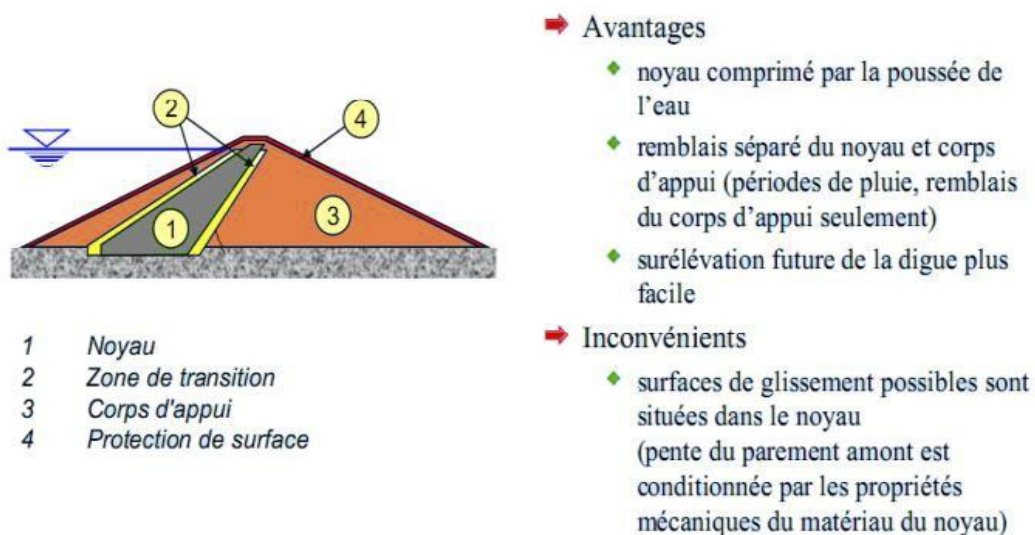


Figure I.4 : Digue à noyau incliné. (Benkaci, 2014).

I.3.1.3. Barrages à masques : Dans certains endroits où il n'y a pas de sol imperméable accessible et où seule la roche domine. Le Corps du Barrage est donc fait de n'importe quel matériau, tant qu'il n'est pas très déformable et peut assurer la stabilité de glissement de toute

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

la structure. Un masque qui offre l'étanchéité peut être du béton, des produits bitumineux ou de la géomembrane. Présence ce masque sur la face supérieure a le double avantage de pouvoir effectuer réparations en cas d'endommagement du masque et permettant un changement d'huile rapide aucun risque de glisser. Ses éléments sont présentés dans la Figure I.5. (Messaid, 2009).

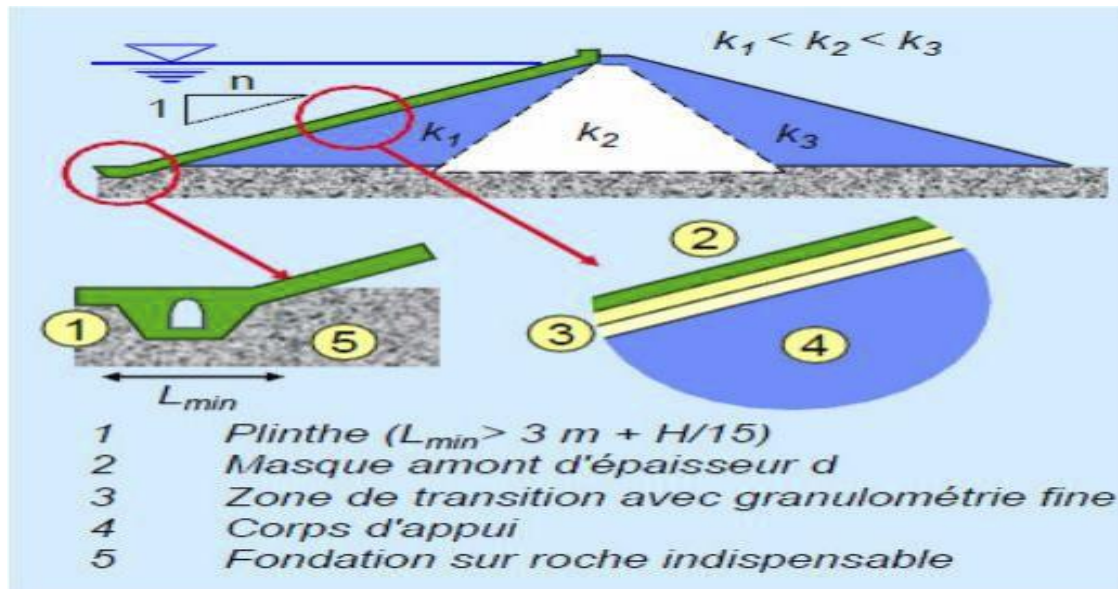


Figure I.5 : Digue avec masque étanche. (Benkaci, 2014).

I.4. Profil général des barrages en terre :

I.4.1. Hauteur du barrage :

La hauteur totale de la digue est égale à la hauteur normale de retenue d'eau plus la charge maximale au-dessus du seuil et du franc-bord.

I.4.2. Niveau normal du réservoir :

La hauteur normale du réservoir est calculée en tenant compte de la capacité utile de stockage, du volume mort éventuellement prévu au fond du réservoir de stockage des sédiments et de la section correspondant aux pertes par évaporation et infiltration.

I.4.3 Niveau d'eau le plus élevé :

Hauteur maximale au-dessus du réservoir la crue dépend des caractéristiques du débordement déterminées par hydrologie du bassin versant et bassin de retenue. On appelle le niveau normal d'eau le plus élevé du réservoir augmenté de la charge de débordement cru.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

I.4.4. Franc-bord :

Les barrages en remblai étant fragiles lorsqu'ils sont immergés, il faut prévoir un franc-bord qui, par définition, correspond à la distance verticale entre le niveau d'eau maximal d'exploitation mesuré et l'accotement de la route (après consolidation).

Des différents effets suivants doivent être pris en compte :

- Dysfonctionnement des équipements mobiles de sauvetage.
- Hauteur maximale des vagues causées par des vents extrêmes à l'étude.
- Rupture des vagues sur les faces amont.
- Supplément sécurité (en cas d'avalanche, tremblement de terre, dégâts) glaciers)
(Anton et al. 2011).

I.4.5 Pente du remblai :

La stabilité statique du remblai doit être garantie. C'est-à-dire Le fruit de la pente est fixé par les conditions de stabilité mécanique de la parcelle, et sa fondation. En ce qui concerne la masse solide, afin de déterminer la pente de la finition, la valeur qui semble la meilleure est généralement donnée, en tenant compte des propriétés du matériau, et est vérifiée par un calcul de stabilité. Nous utilisons les résultats à pente constante des remblais de hauteur égale ou inférieure à 10 m. Au-dessus de 10m, il doit être travaillé avec des fruits variables, le maximum pour la sole et le minimum pour le haut.

Tableau I.2 : Valeurs indicatives des fruits de talus (valeurs devront être vérifiées par calcul de stabilité).

Hauteur de la digue (barrage)	Type de barrage (m)	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5m	-Homogène	2.5	2
	-zoné	2	2
5 ≤ H < 10 m	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

10 ≤ H < 20 m	- Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2.5
	- zoné	3	3

I.5. Drains et filtres de barrage en terre :

I.5.1. Rôle des drains et des filtres :

Du fait de la charge en amont du barrage, l'eau va s'infiltrer progressivement dans le barrage lui-même et dans la fondation, bien que le choix des matériaux de construction et l'installation de l'ouvrage se fassent dans de telles conditions. Méthodes de limitation du débit de perméabilité :

- Vidange : Un dispositif qui draine l'eau pour empêcher les infiltrations à travers le lit ou le drain.

- Filtre : est un dispositif permettant d'arrêter la migration des particules fines pouvant être véhiculées par la circulation de l'eau dans le champ.

-La capacité des drains doit être suffisante pour qu'ils absorbent non seulement le débit produit par l'infiltration normale à travers le noyau et la fondation, mais également les fuites accidentelles pouvant être causées par la fissuration du noyau (différences causées par la fracturation hydraulique ou l'affaissement) ou les imperfections. dans le noyau et sa fondation ou les connexions entre tout autre organe. Il est nécessaire de protéger le drain avec un filtre pour éviter les mouvements de terrain : le cas échéant Raccordez le drain directement à un matériau à grain fin (tel que barrages en terre avec un noyau (ou une fondation), l'eau qui coule causera Les particules fines passent à travers les vides inter-particules dans le drain et nous aurons ! C'est une érosion interne appelée renard.

I.5.2 Composition des tuyaux d'évacuation et des filtres :

Les drains sont constitués de gravier perméable ou de béton poreux ou d'éléments de tuyaux en plastique perforé, également entourés d'une couche de gravier.

Le filtre est constitué d'une couche continue de matériau perméable, de granulométrie de plus en plus fine, assurant une transition entre le drain et les éléments fins du terrain drainé.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

Dans un filtre, chaque couche doit agir comme un filtre pour la couche précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau (Rolley et al. 1977).

I.5.3 Types de drainage des barrages en terre :

Les sols doivent être construits avec un drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltration et protéger les pentes en aval de la pression et l'érosion. La fonction du siphon de sol est d'éviter la surface d'infiltration et d'avoir une mobilité. Au minimum, différents types de drains sont illustrés à la Figure I.8 (Femmam et al. 2014).

-Le choix du type de drain dépend de plusieurs facteurs, tels que :

- La hauteur du barrage.
- La perméabilité de la fondation.
- Disponibilité du matériel.
- Coût des matériaux. Comme la plupart des structures, les drains nécessitent un entretien régulier, ce qui peut les rendre inefficaces s'ils ne sont pas effectués.

I.5.3.1 Drain de Cheminée (Vertical) : Placé verticalement au centre du remblai, constitué d'un matériau grossier d'une largeur minimale de 1 m, dont la granulométrie est choisie pour atteindre les conditions de filtration.

I.5.3.2 Tapis de drainage en aval : Couvre la moitié aval de la fondation et sert de sortie pour le drain de la cheminée (et de drain pour l'eau présente dans la fondation)

I.5.3.3 Prismes de drainage : Les prismes sont les éléments les plus couramment utilisés drain. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierre et placés un filtre. Le niveau de la zone de contact entre le remblai et la fondation. Son cas est surtout la partie du remblai qui traverse la rivière. Sa hauteur minimale est une fonction du niveau d'eau en aval de la pente, dont la stabilité dépend de designer. On peut calculer sa hauteur à partir de $0,2 H$, où H est la hauteur du barrage. Cette La largeur de la partie supérieure du prisme (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse Placement et compactage avec des équipements de compactage (Rodriguez et al. 2004).

I.6. Largeur de crête :

Elle doit offrir une sécurité suffisante pour prévenir tout risque Submergé par les vagues, juste au cas où la revanche ne serait pas forte. ça dépend de quelques En particulier, les facteurs qui garantissent la longueur minimale du chemin de perméation Lorsque le réservoir

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

est plein, le gradient hydraulique du barrage est suffisamment faible (Rowley et al., 1977). Généralement, la largeur de crête des petits barrages est supérieure ou égale à 3 m, et la largeur de crête de la hauteur du barrage au-dessus de 9 m est souvent $1/3$ de la hauteur du barrage. L'épaisseur supérieure est généralement déterminée par l'une des formules suivantes, où H_r est la hauteur du remblai en mètres :

a-Formule de Knappen (Rolley, 1977) $b = 1,65 * H_r$

b. Formule de Preece (Poste et al, 1953) $b = (1.1 * H_r) + 1$

c. Formule Simplifié (Rolley, 1977) $b = 3.60 * 3 H$

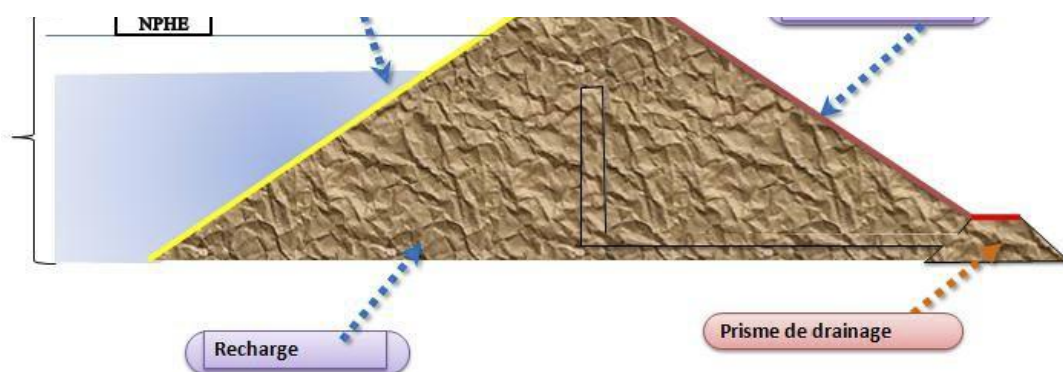


Figure I.6 : Profil général d'un barrage en terre.

I.7. Pathologie des barrages en terre :

I.7.1. Pathologie associée à une instabilité globale, conséquences structurelles :

- La stabilité ou le contraire l'instabilité
- s'entend ici au sens mécanique du terme. Les ouvrages mécaniquement instables se caractérisent par un désordre de leur masse, qui conduit à des déformations géomécaniques en surface détectables, dans un premier temps, par un suivi topographique. Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées dans les études pathologiques des ouvrages en remblai.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

I.7.2. Glissement en pente : Il existe deux mécanismes coulissants : Les pentes qui glissent vers l'aval, le plus souvent lors des crues ; les pentes des berges des rivières, qui se produisent lors des décrues.

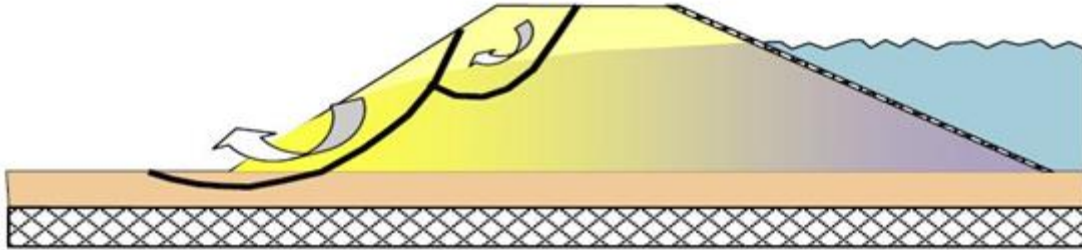


Figure I.9 : le mécanisme de glissement coté val en situation de crue (Mériaux et Al 2001)

I.7.3. Glissade en aval en cas de crue :

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs se combinent : Profils de remblai étroits à fortes pentes (supérieures à 0,65) ; La pression manométrique élevée dans le barrage est liée à l'absence de drainage et/ou à la présence d'une couche hétérogène ; Faible compactage du remblai entraînant de faibles propriétés mécaniques du matériau de berge ou la présence d'une couche d'argile en dessous. Consolider au niveau de base. Ces trois facteurs peuvent se combiner dans le domaine des vulnérabilités anciennes dont la remédiation n'est pas toujours effectuée dans des conditions optimales (Mériaux et al. 2001). La figure illustre ce mécanisme :

Un cas typique est une ligne de glissement quasi-circulaire sur le corps principal d'un remblai à pente trop forte.

I.7.4 Glissements de terrain riverains pendant la descente :

Le mécanisme d'endommagement des glissements de terrain riverains se produit lors de la forte baisse de la rivière. Ce mécanisme est lié à la pression négative qui se développe lors des crues, impliquant principalement des remblais en matériau argileux, des pentes abruptes ou des enrochements trop denses. Ce dispositif concerne particulièrement les digues proches des déversoirs, équipées de Digue fusible (la digue se rompt lorsque le niveau d'eau l'atteint). En effet, L'exploitation de l'évacuateur s'est accompagnée d'une érosion rapide des remblais fusibles (Goutx et et al. 2004). Augmentation du détournement du déversoir, provoquant

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

l'abaissement du canal de la rivière Cela fait glisser la pente le long de la rivière (Mériaux et al, 2001)

I.7.5 Effet de l'eau sur la stabilité Lorsque le barrage est plein :

Le débit dans le barrage est selon une ligne sensiblement horizontale d'amont en aval, qui tend à Piloter la rampe aval. Il faut donc réduire la pente ou insérer un drain au pied de la montagne Barrages pour abaisser les lignes de courant. Quand le barrage passe Vidange rapide, gradient hydraulique inversé. Pression interstitielle Ne peut pas être rapidement évacuée dans des matériaux peu respirant. Ensuite, nous avons un Risque d'instabilité des versants amont, qui peuvent être stabilisés par une recharge perméable (Lédrio, 2003).

I.7.6 Raisons et types de rupture de barrage en terre :

Quel que soit le type d'action ou de pression sur le barrage, ils menacent la sécurité et la stabilité du barrage, donc nous courrons de grands risques, nous citons ici : (Le Delliou, 2003). a) Phénomènes de chevauchement au niveau du contact fondation-barrage ou fondation-ouvrage annexe. b) Glissement du talus du barrage. c) Le tremblement de terre a provoqué la liquéfaction du remblai. d) risque de règlement. 11.7 Types de pauses Les types de repos sont répartis en trois séries : (Le Delliou, 2003). - 37% de rupture au premier remplissage, ce qui prend beaucoup de temps selon la capacité du barrage. - Les ruptures dues au débordement (submersion) représentaient 37%, les barrages récents réduisant cette cause. - Les ruptures en exploitation représentent 26 % du fait d'un manque ou d'une insuffisance d'entretien et de surveillance, et nous avons constaté que ces ruptures avaient un impact plus important sur les digues.

I.7.7. Phénomène de dépôt de barrage :

La sédimentation réduit progressivement la capacité de stockage d'eau du barrage. A cet effet direct s'ajoute la nécessité d'évacuer le limon qui s'est déposé sur le fond depuis de nombreuses années, ce qui nécessite des techniques particulières et coûteuses. Au niveau du remblai du barrage, le limon déposé fait peser un risque considérable sur la stabilité de l'ouvrage et de ses équipements hydrauliques. 11.9. Actions pour prévenir l'envasement : A/action palliative Étagères et encastrés surélevés B/ Mesures thérapeutiques : Dragage et dragage : L'enlèvement du limon par dragage est une opération très coûteuse et pose des problèmes complexes avec l'élimination du limon dragué. Or, l'opération est essentielle en

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

Algérie car il y a de moins en moins de sites pour construire de nouveaux barrages. Traitement et protection des bassins versants.

I.8. Les fuites d'eau :

La majorité des barrages à travers le monde sont confrontés au problème des fuites d'eau à travers les rives et les fondations. L'étude de ce phénomène s'avère d'une très grande importance, car il peut mettre en danger la stabilité du barrage et réduire sa capacité utile. C'est le cas en particulier des barrages algériens, surtout ceux qui sont implantés en zone aride où la ressource hydrique se fait de plus en plus rare. Dans ce contexte, nous avons vu utile de lancer une étude approfondie traitant ce problème épineux, d'où nous avons bien confirmé que plusieurs barrages sont concernés par le problème des fuites d'eau, dont quinze d'entre eux sont menacés sérieusement du fait que le débit perdu à travers leurs rives et leurs fondations est considérable dépassant un million de m³ par an. Parmi ces barrages, on a constaté aussi que six présentent un débit de perte supérieur à cinq millions de m³ par an chacun. A cet effet, nous allons présenter dans cette étude les barrages algériens les plus menacés par ce phénomène.

L'étude d'infiltration permet de déterminer les éléments suivants :

– Ligne de saturation :

La ligne de saturation est une ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche.

Il est possible de la déterminer par analogie électrique ou l'utilisation de méthodes simplifiées telle que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement. Sur le plan pédagogique, la méthode de Kozeny permet de se familiariser avec les réseaux d'écoulement. Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées sont les méthodes numériques qui se sont largement développées.

– Les pressions interstitielles :

Elles peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentiellles (les lignes équipotentiellles sont des lignes fictives d'égale pression).

– Débit de fuite :

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

Ce débit de percolation est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, il doit être calculé et contrôlé en continu.

I.8.1. Calcul du débit de fuite :

Dans le cas d'un rejet direct au milieu naturel (fossé, cours d'eau ou autre) le débit de fuite à prendre en compte est de 13l/s/ha aménagé (débit maximal autorisé pour le département de Vaucluse).

$$Q \text{ (l/s)} = 13 \text{ (l/s/ha)} \times S \text{ (m}^2\text{)}$$

Q = débit de fuite

S = surface collectée par le réseau d'eaux pluviales

Dans ce cas l'autorisation écrite du gestionnaire du fossé exutoire ou du cours d'eau (syndicat, association, ...etc.) spécifiant que celui est capable d'absorber les débits supplémentaires générés par le projet doit être jointe au dossier.

- Dans le cas d'un rejet direct au milieu naturel par infiltration le débit de fuite à prendre en compte est le produit du coefficient de perméabilité par la surface du bassin.

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = K \text{ (m/s)} \times S \text{ (m}^2\text{)}$$

Q = débit de fuite

K = coefficient de perméabilité

S = surface du bassin

Pour obtenir le débit de fuite en litres par seconde : $Q \text{ (l/s)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} \times 1000$

Dans ce cas le test de perméabilité doit être joint au dossier.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

I.9. Rideaux en palplanches :

Les palplanches sont utilisées comme murs de soutènement temporaires ou permanents. Cette technique convient à tous les sols mous. Ces rideaux sont auto-stabilisants et peuvent supporter une hauteur de plancher de 3 à 4 mètres. Entre autres choses, ils doivent être ancrés. Un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. En revanche, leur utilisation

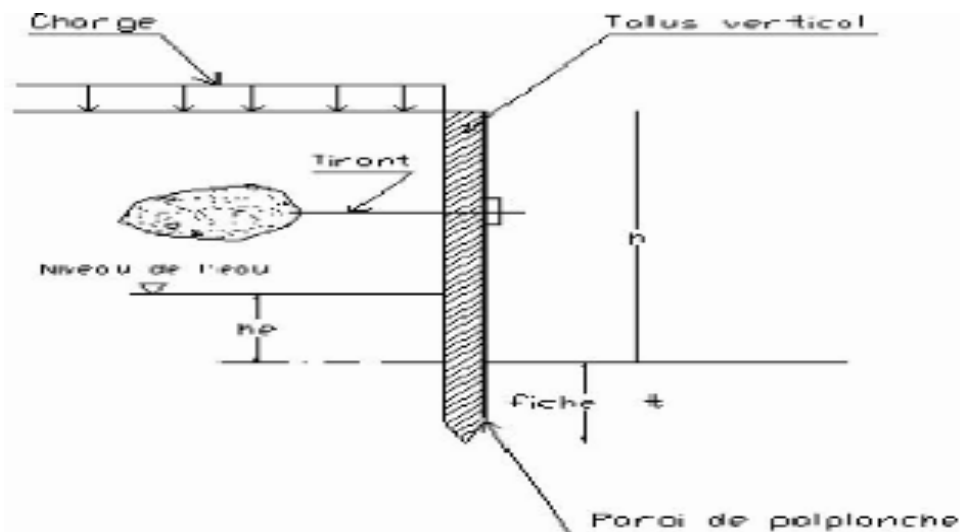


Figure I.10 : Paroi de palplanche.

Pose des problèmes particuliers en site urbain du fait des nuisances causées par les affaissements à proximité des habitations.

I.9.1 Palplanches en bois :

À l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois, il s'agissait de pieux faits de planches qu'on enfonçait en terre pour former un encaissement dans l'eau. La technique des écrans de soutènement consistant à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion, dans un premier temps fait appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

I.9.2. Palplanches en béton armé :

Comme pour les palplanches en bois, ce n'est qu'à titre rétrospectif que nous en faisons état. Ces palplanches étaient constituées de poutres préfabriquées en béton armé à section rectangulaire, comportant comme précédemment un système d'emboîtement ou de joint, assurant à la fois l'étanchéité du rideau et la solidarité des éléments.

Pour réduire les risques de détérioration sous les effets du battage, la mise en œuvre était généralement effectuée par lançage. Tous les soins particuliers justifiés par leur fragilité,

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

l'impossibilité de les réemployer, car le béton ne peut supporter les efforts d'arrachage, ont contribué à leur abandon au profit des palplanches métalliques, dont les performances sont considérablement plus intéressantes.

I.9.3. Les palplanches en acier :

Les premières palplanches métalliques sont apparues au début du XX^{ème} siècle grâce au développement de la sidérurgie. Une palplanche, c'est une barre d'acier dont la section épouse généralement la forme d'un U. Les palplanches sont assemblées par leurs joints pour former un rideau.

Les principaux types de palplanches métalliques à module en forme de U, Z, S, caisson et de palplanches plates avec agrafes incorporées ou indépendantes. À quelques nuances de dimensionnement près, tous ces types de palplanches sont produits par les fabricants mondiaux, mais la forme et les performances des joints restent une de leurs principales particularités.

Les performances des palplanches à module sont considérablement augmentées par l'emploi d'acier à haute résistance. Pour éviter les sujétions de palplanches spéciales d'angle, Sacilor fabrique des Joints Oméga, Delta, dénommés ainsi suivant l'ouverture de l'angle de raccordement des rideaux

I.9.4. Palplanches en PVC :

Ils sont utilisés là où des bateaux sont amarrés et où des charges partielles Des parois peuvent apparaître. Avantages des palplanches en vinyle par rapport aux matériaux alternatifs Elle est liée à la durée de fonctionnement en combinaison avec une solution non polluante. En fait le matériel Étant inerte, il ne se dissout pas au contact des produits chimiques fréquemment rencontrés. De plus, les substances toxiques ne sont pas transmises par le sol ou l'eau. Application du bois dur est de plus en plus impopulaire car il menace la forêt tropicale. À cause de son Conservateurs nocifs, le bois pour cette application est nocif pour l'environnement De ce fait, nous utilisons de plus en plus de plantations adaptées pour installer des protections Remblai naturel sur une faible pente. Lorsque cette solution n'est pas réalisable, nous utilisons Palplanches PVC. Ces situations sont :

- Des pentes raides, la présence de forts courants et des profondeurs d'eau.
- Protection des berges en palplanches PVC recyclées.
- Prise en charge VRD.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

I.10.Paroi d'étanchéité : Conçu pour former une barrière étanche dans l'épaisseur du sol (par exemple pour protéger un), ce type de mur ne comprend pas les travaux de terrassement après construction. Sans armature, les murs sont en argile bentonite et Gravier (épaisseur importante, au moins 1,50 m). Introduire un tube plongeur sous le coulis dans le béton de ciment plastique avec une utilisation réduite de ciment argile bentonite (selon le dosage, l'épaisseur varie de quelques centimètres à une soixantaine) ; Ou un mélange avec de la bentonite, du ciment et des additifs pour assurer l'auto durcissement (épaisseur 50 à 60 cm).

I.10.1. Différents types de parois étanches :

I.10.1.1. la paroi étanche en béton :

La construction de murs en béton destinés à garantir l'étanchéité à l'eau comporte deux étapes principales. Après la phase de forage sous la boue de bentonite (illustrée ci-dessus), la tranchée être spécifique. Les murs sont formés par la juxtaposition de panneaux de base : primaire, secondaire, ce Les panneaux qui sont percés entre les deux panneaux principaux ont été bétonnés et sont continus, perforés Un panneau a été matérialisé. Des profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil de creusement on peut descendre jusqu'à 150 Messieurs. La longueur usuelle des panneaux est voisine de 5 à 6 m. La largeur varie entre 0,50 et 1,50 m, les plus courants étant de 0,60 et 0,80 m. Les murs en béton sont réalisés soit par des grappins mécaniques ou hydrauliques, soit par Pour les hydro fraises, le choix est principalement lié à la nature du terrain à creuser.

I.10.1.2.La paroi étanche en béton plastique :

Le principe constructif est le même que celui de la paroi moulée précitée (paroi de type 1 en spécifique). Perforation de rainures, typiquement entre 0,50 m et 0,60 m d'épaisseur Sous les boues de bentonite, utilisez les outils muraux traditionnels : godets ou fracturation hydraulique. Comme c'est le cas pour les murs en béton, le bétonnage se fait par tubes plongeurs. Béton utilisé Est un Mélanges plastiques (ciment, granulats, argile et eau) selon la composition cible de l'étude : Surtout résistance minimale et module maximal. Ces types de bétons, appelés bétons plastiques, sont utilisés en France depuis plusieurs années. Leur Répondre aux exigences des murs étanches de deux manières complémentaires :

- ajout de liants hydrauliques et d'argiles. Pour l'étanchéité,
- Très grande déformabilité sans fissuration.

Bon à savoir :

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

Afin d'assurer la haute déformabilité du matériau, les particules de divers agrégats ne doivent pas être La résistance discontinue et mécanique n'est pas trop élevée. Ce résultat a été obtenu en utilisant des formulations à faible teneur en ciment et à forte teneur en eau, avec des rapports pondéraux ciment/eau typiquement compris entre 0,15 et 0,25. Mais le béton ainsi formé est instable, et de l'argile ou de la bentonite est alors incorporée au mélange pour le stabiliser. L'argile apporte également des propriétés d'imperméabilisation à ce béton Haute.

I.10.1.3.La paroi étanche au coulis :

Pour réaliser cette paroi, qui est généralement constituée de bacs à litière, un seul fluide est utilisé. La perforation est réalisée en utilisant la boue finale comme fluide de forage. A l'état fluide, il A des propriétés similaires à l'argile bentonite. Ceux-ci évoluent lentement au fil du temps pour atteindre un état stable et stable. Ce liquide est Habituellement un coulis de ciment-bentonite, mais un grand nombre de coulis sont disponibles aujourd'hui, en Fondamentalement, cela dépend des propriétés souhaitées du mur. Ces coulis sont faits d'argile bentonite et du ciment, auxquels sont ajoutés des additifs minéraux spécifiques, permettant essentiellement Réduire la perméabilité de l'écran et/ou augmenter sa durabilité.

I.10.1.4.Les parois moulées :

L'injection de La technologie des parois moulées est plus récente, y compris la réalisation d'ouvrages en béton Renforcement en coulant du béton dans des tranchées ouvertes dans le sol. Les parois moulées sont des écrans verticaux en béton armé, également appelés diaphragmes ou saignées, Mise en œuvre directement sur des tranchées pré-perçées sans aucun coffrage ni blindage, Épais Hauteur variable de 05 m à 1,50 m et jusqu'à 100 m. Il existe trois types de parois moulées selon le rôle qu'elles doivent jouer : Murs étanches, murs de soutènement, murs de fondation profond.

I.11. L'injection :

L'injection dans le sol est une technologie de traitement des sols dont les caractéristiques La mécanique initiale, médiocre, a rendu difficile la construction de la pièce génie civil. Il s'agit de l'introduction d'un coulis plus ou moins fluide sous pression qui circule existé Vide au sol jusqu'à ce qu'il soit pris. Le résultat est une amélioration étanchéité de En réduisant la perméabilité (barrages, barrières émigrer polluants) et la résistance mécanique du sol (ouvrages souterrains, fondations, etc.) Il existe généralement quatre types d'injections :

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES BARRAGES

I.11.1. Injection de fracturation :

Constituée de vides remplis et de fractures naturelles OÙ Généré par la pression d'injection. Elle s'accompagne donc de structuration au sol.

I.11.2. Injection d'imprégnation :

Traitement sans changement de structure terrain Parcourez le coulis dans les espaces interstitiels.

I.11.3. Injection de compactage :

Le coulis remplit la cavité artificielle, qui se développe et provoquer le compactage du sol. Dans ce cas, on ne peut pas parler d'injection de terre.

I.11.4. Injection de maçonnerie :

L'injection de maçonnerie permet une injection supplémentaire d'éléments structuraux non étanches de l'intérieur vers l'extérieur. Les matériaux d'infusion liquides et à faible viscosité déplacent l'eau existante et forment un joint élastique dans les éléments de construction (maçonnerie). L'injection d'un matériau approprié, tel qu'un gel ou une résine à faible viscosité, peut sceller les capillaires transportant l'eau.

I.12. conclusion :

Les barrages en terre sont les seuls adaptés aux fondations rochers, ils ont l'avantage de pouvoir s'adapter à presque tous Quelle fondation et peut être fait avec une grande variété de sols. Le principal inconvénient des barrages en terre est l'infiltration d'eau à travers la fondation. Ainsi, la partie la plus vulnérable du barrage terre-roche est l'élément d'étanchéité. Le choix de ce dernier est l'un des facteurs les plus importants dans la conception et la construction du barrage.

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DE BARRAGE SMT

II.1.Introduction :

Dans ce chapitre, on a présentons la situation géographique et topographique et nous décrivons les différentes caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrologiques qui définissent le site d'aménagement du barrage Sidi M'Hamed Ben Taïba.

II.2. Cadre géographique :

II.2.1. Cadre géographique générale :

Le barrage de sidi m'Hamed ben Taïba parmi les plus grands barrages de la willaya de Ain defla, Se situe au centre ouest de l'Algérie à 140km au ouest d'Alger.

L'aménagement de sidi m'Hamed ben Taïba est situé dans la commune de Arib sur le bassin de cheliff-zahrez.

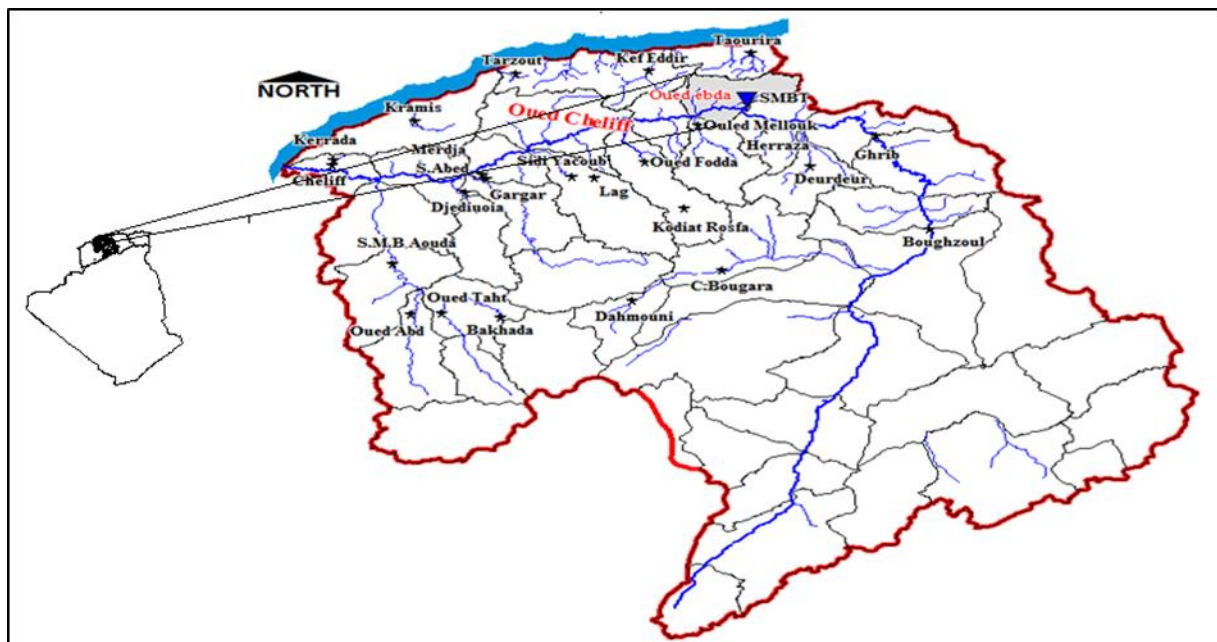


Figure II.1 : carte géographique générale de SMBT.

II.2.2. Cadre géographique local :

Le barrage de sidi m'Hamed ben Taïba est situé sur l'Oued Ebda, à 8 km au nord-est de la province d'Ain Defla, dans la commune d'El-amra, Arib.

Le site est situé sur la rivière Ebuda Sud au confluent de deux rivières asséchées au nord : Oued Ferhat et Oued El-Had, qui s'étendent du bassin versant aux montagnes du Djebel Boumaâd et du Djebel Zeccar Gharbi. Le site du barrage est identifié par les coordonnées Lambert suivantes :

X= 439603 m

Y= 335559 m

Z= 270,00 m

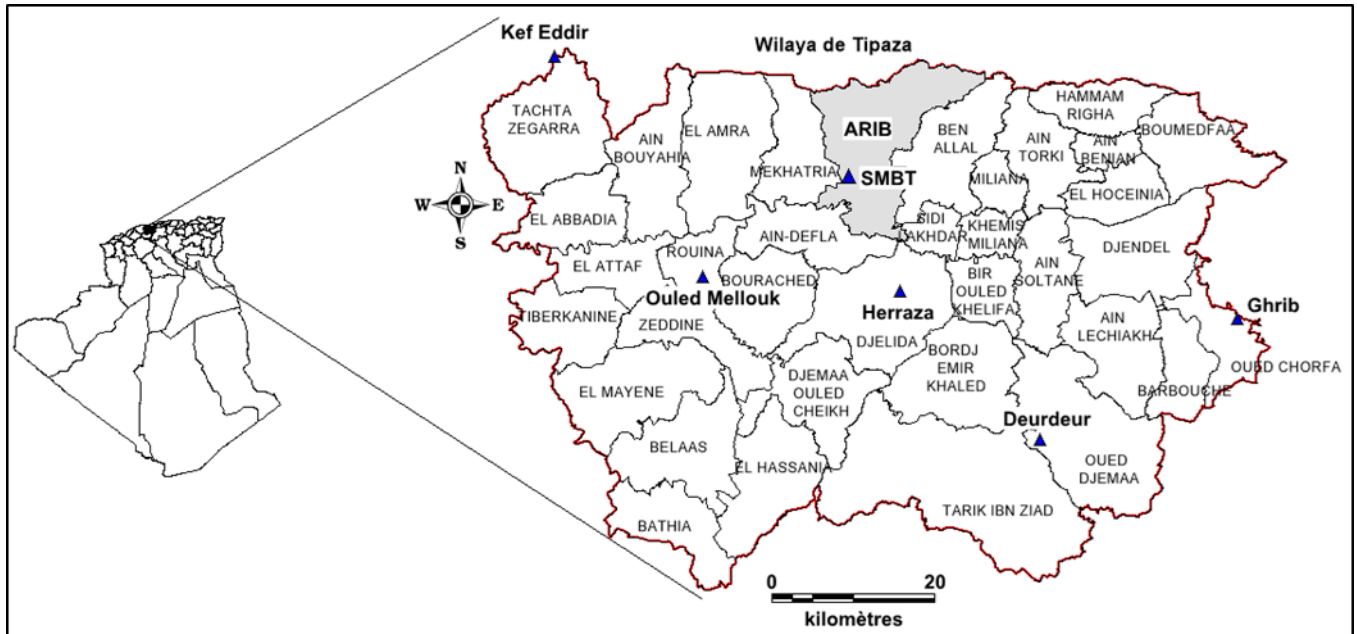


Figure.II.2 : Carte géographique local.

II.3. Cadre climatologique de bassin versant :

a) Climat :

Le bassin versant de l'Oued Ebda bénéficie d'un climat méditerranéen, typiquement humide et frais en hiver et chaud et sec en été.

b) Les précipitations :

La pluviométrie annuelle moyenne dans le bassin est d'environ 940 mm/an, allant de 500 mm/an dans le bas bassin à 1000-1200 mm/an dans les hautes montagnes du nord.

En générale la période de juillet jusqu'à Aout est très sèche et la plupart des précipitations entre décembre et janvier.

La pluviométrie mensuelle moyenne dans le bassin est de tableau II.1.

Tableau II.1 : précipitations moyennes mensuelles dans le bassin versant (monographie, 2021).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jav	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Jut	Aou	Ann
P mm	31	115	103	115	154	109	101	89	56	20	2	4	899

c) Température :

La température de bassin est entre 9c° à 20c° dans la période de janvier jusqu'à mai, Elle commence à monter à partir de mois de juin pour atteindre plus de 30 degrés.

II.4.Caractéristique de barrage :

II.4.1.Bassin versant :

Le bassin versant d'Oued Ebda fait partie du bassin du Chélif. Il se situe en rive droite de l'Oued Chélif dans les Monts du Zaccar. Sa superficie est de 273 km². Les altitudes y varient de 270 m au droit du site à 1 507 m à Djebel Zaccar El Gharbi, point culminant du bassin, avec plusieurs sommets dépassant 1 000 m. Le barrage de SMBT est implanté dans une région à vocation agricole, le climat y est caractérisé par des hivers froids et pluvieux et des étés secs et chauds.

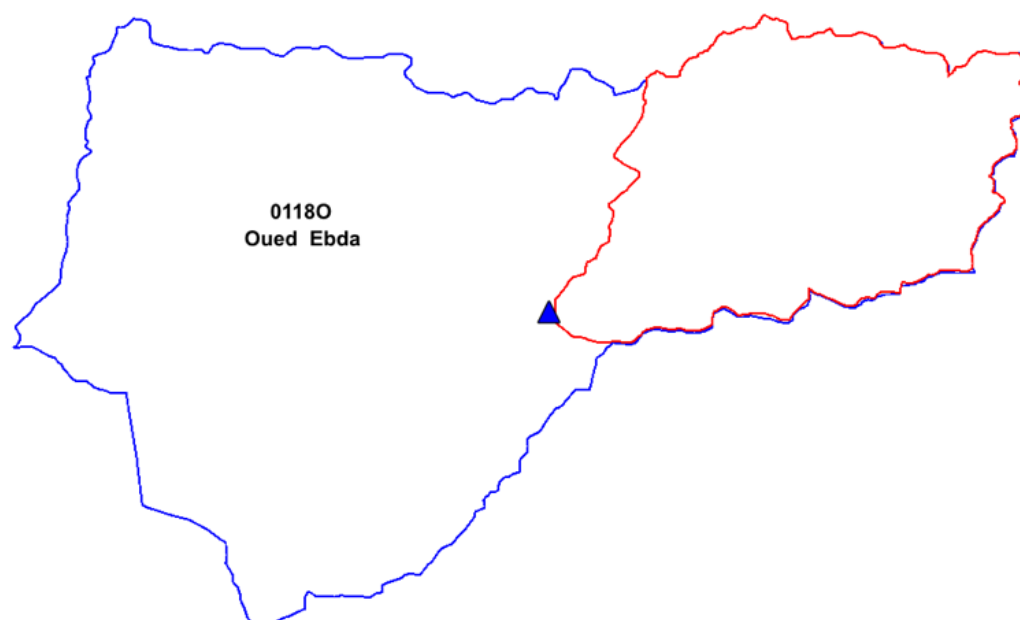


Figure II.3 : Carte de bassin versant de barrage.

L'influence des monts du Zaccar sur le bassin versant est évidente lorsqu'on constate que les précipitations moyennes annuelles de l'ordre de 900 mm, sont beaucoup plus élevées que la normale observée dans la région.

- Superficie du Bassin Versant : 273 Km²
- Précipitation moyenne annuelle : 938 mm
- Apport moyen annuel : 76 Mm³
- Crue de projet : 2647 m³/s
- Volume annuel des Apports solides : 330 000 m³

II.4.2. Réseau hydrographique :

Le réseau orographique du bassin est constitué par une multitude de cours d'eau saisonniers ou pérennes (Oued El Had), dont on peut citer parmi les plus importants :

- Oued Ferhat et Oued Belhassene qui drainent la partie Nord-Ouest du bassin,
- Oued Zeboudj qui draine la partie Nord,
- Oued El Had qui draine la partie Nord-Est.

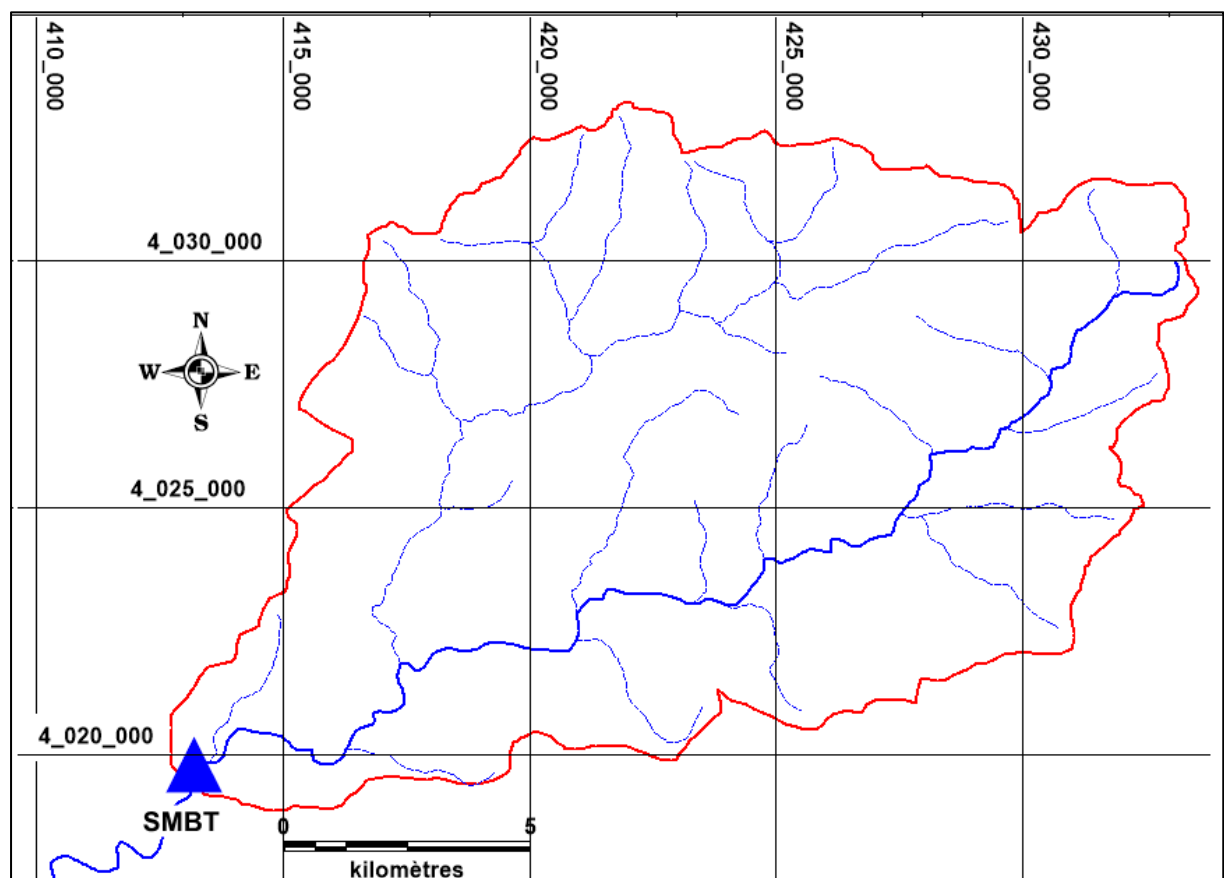


Figure II.4 : Carte de réseau hydraulique de SMBT.

Les fonds de vallées et les terrasses sont utilisés pour l'agriculture, tandis que les pentes des terrains à basse altitude sont occupées par des arbustes. La forêt recouvre les terrains plus montagneux.

II.4.3. Historique de barrage :

Les premières études concernant le site du barrage de Sidi M'Hamed Ben Taïba, remontent à 1984 et entrent dans le cadre de l'Étude du Schéma Directeur des Ressources en eau du Chéouf (SOGREAH – 1984) qui a abouti à une étude de faisabilité du barrage.

Les études d'Avant-Projet Détaillé ont été élaborées par le bureau d'études Sir Mac Donald & Partners Limited entre 1990 et 1992.

Les études d'exécution et de surveillance des travaux ont été confiées au bureau d'études Electricité de France – Centre d'Ingénierie Hydraulique par un marché dont l'ordre de service a été notifié en avril 1997.

La réalisation des travaux de construction a été confiée à l'entreprise COSIDER – TRAVAUX PUBLICS, filiale du groupe COSIDER par un marché dont l'ordre de service a été notifié en novembre 1993.

Pour des raisons liées à la situation sécuritaire qui prévalait dans la région du projet, les travaux n'ont effectivement démarré qu'en 1995.

Les travaux de génie civil ont été achevés en 2005.

La fourniture et le montage des équipements électriques et hydromécaniques faisaient partie du contrat principal de COSIDER, qui les a sous-traités au groupement ALIECO-ALSTOM POWER HYDRO (France).

La réalisation de la paroi moulée a été sous-traitée par COSIDER à l'entreprise TREVI (Italie).

La mise en eau du barrage a commencé en Octobre 2005 et la première fourniture d'eau aux fins d'irrigation a été effectuée en Mai 2005.

II.4.4. Les ouvrages principaux de l'aménagement :

L'aménagement du barrage de Sidi M'Hamed Ben Taïba est un ensemble d'ouvrages, chacun a sa conception. La figure II.2 montre les différents ouvrages constituant l'aménagement.

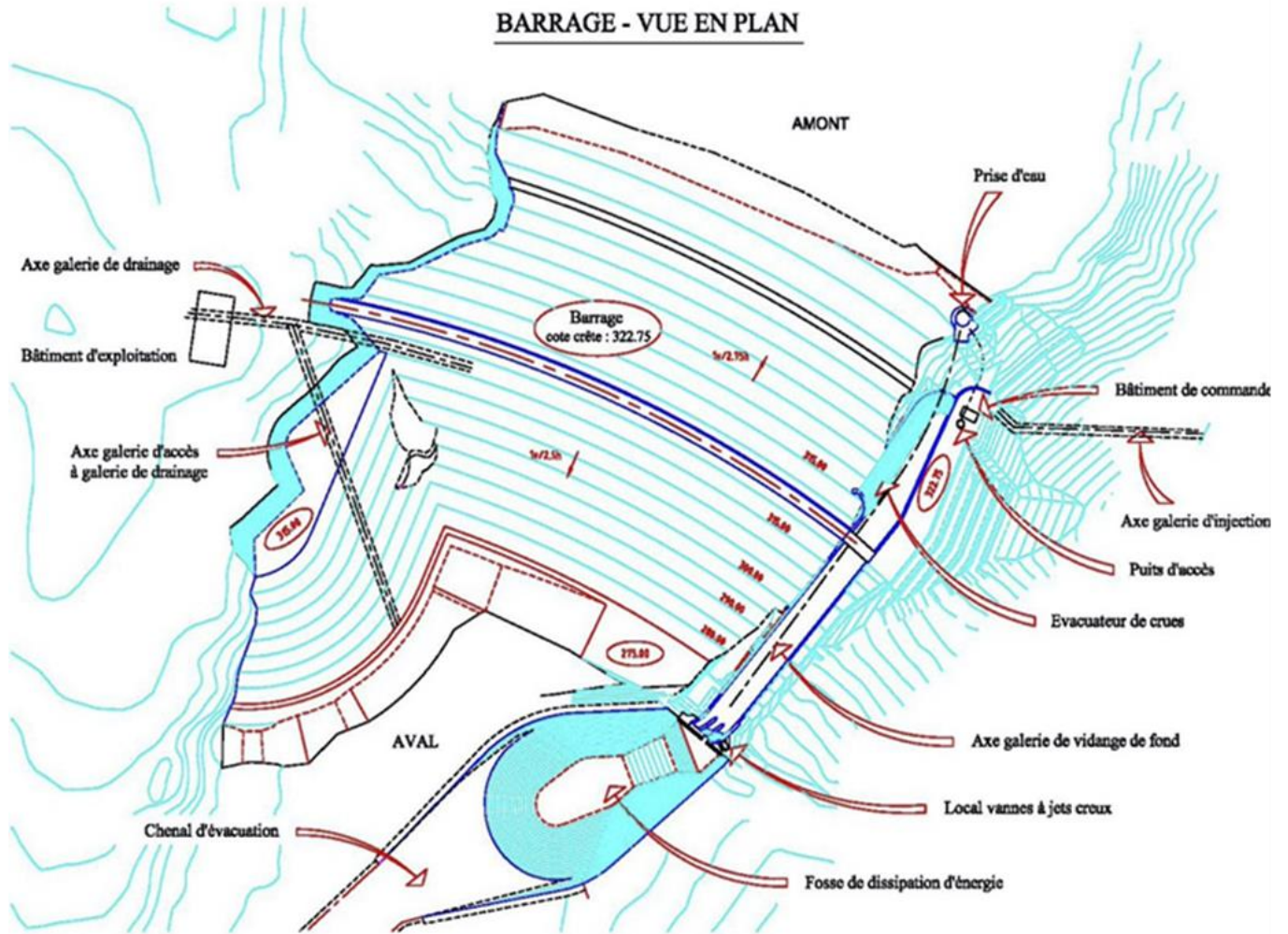


Figure.II.5 : Vue en plan de l'aménagement de SMBT.

a) La digue :

La digue du barrage de SMBT est un remblai en terre avec un noyau centrale d'argile et un batardeau (figureII.3). La digue est caractérisée par :

- Hauteur hors sol de 52m ;
- Largeur en crête de 10m une longueur en crête de 370m,
- Fruit du parement amont 2,75 et celui du parement aval est de 2,5 ;
- Côte de la base du barrage (CBB) est égale à 259m ;
- Profondeur d'excavation de 10m ;
- Largeur du la base du barrage est de 343,29m.

La digue a une forme de voute qui se prolonge en extrémité de la rive droite pour la soutenir contre le glissement du terrain.



Figure.II.6 : La digue de barrage deSMBT.

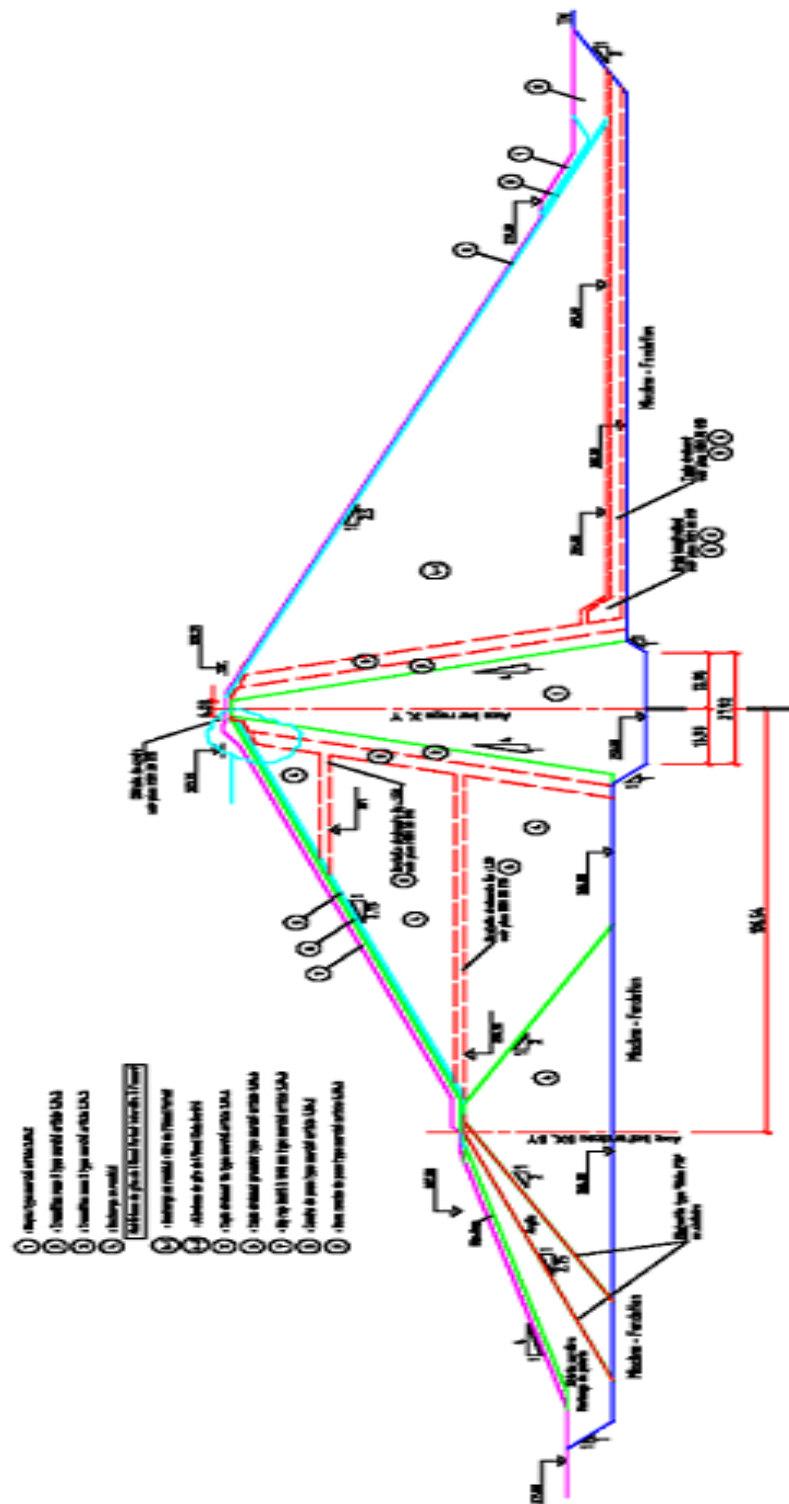


Figure.II.7 : Coupe type du barrage.

B) retenue :

- Cote de Retenue Normale (RN) : 317 NGA
- Capacité totale : 75 Mm³ sous RN
- Volume annuel régularisable : 56 Mm³
- Cote des Plus hautes eaux : 322,1 NGA
- Cote de crête : 322,75 NGA



Figure.II.8 : la retenue du barrage de SMBT.

Ouvrages annexes :**a) Évacuateur de crue :**

- Capacité : 2157 m³/s après laminage par la retenue
- Cote de calage du seuil : 317 NGA
- Longueur du seuil : 100,5 m
- Bassin de réception : cote variable entre 304 à l'amont et 300,7 à l'aval

Transition : longueur de 15 m, permettant de rejoindre le coursier de largeur 20 m

Coursier :

- Longueur : 160 m
- Largeur : 20 m
- Pente : variable depuis 1/100, 1/50 et 2,5 V / 1 H
- Hauteur de bajoyers : variable entre 25 m max. et 10 m min.

Cuiller de dissipation : de type saut de ski séparé par deux piles de fractionnement du jet en béton armé.

Fosse de dissipation : creusée essentiellement au rocher, jusqu'à la cote 250 NGA. (figureII.5).

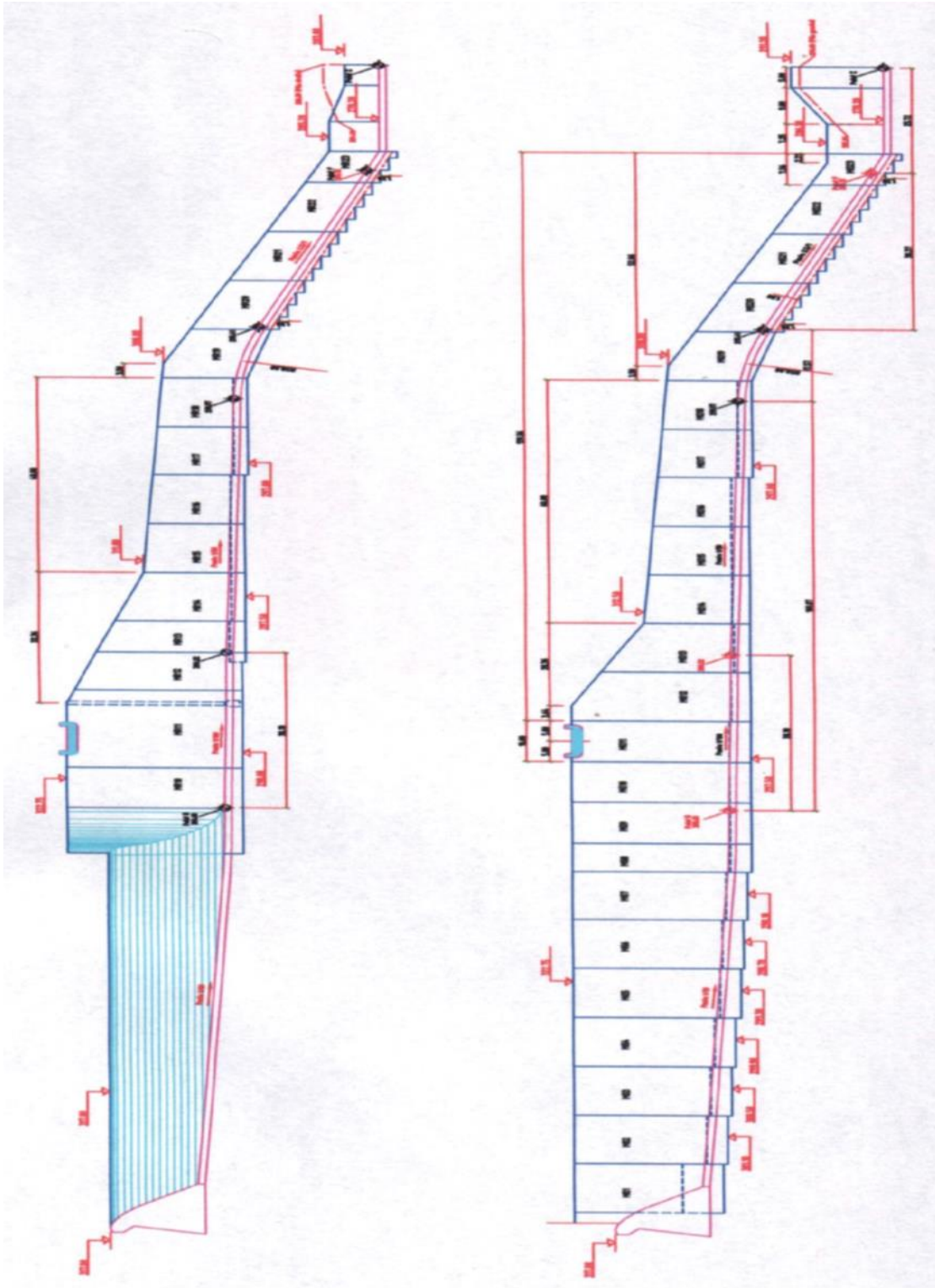


Figure.II.9 : Évacuateur de crue (coupe longitudinale).

b) Prise d'eau :

Une prise d'eau à une hauteur de 32,9m, verticale est immergée et est située en rive gauche. Elle comporte quatre prises d'air gérées par des vannes papillon, d'un diamètre de 650mm, chacune deux prises d'air à des niveaux différents de 278NGA et 290NGA, Collecté dans une canalisation de 650 mm de diamètre ; chaque entrée refoule un débit de 4,5 m³/s (figure.II.6).

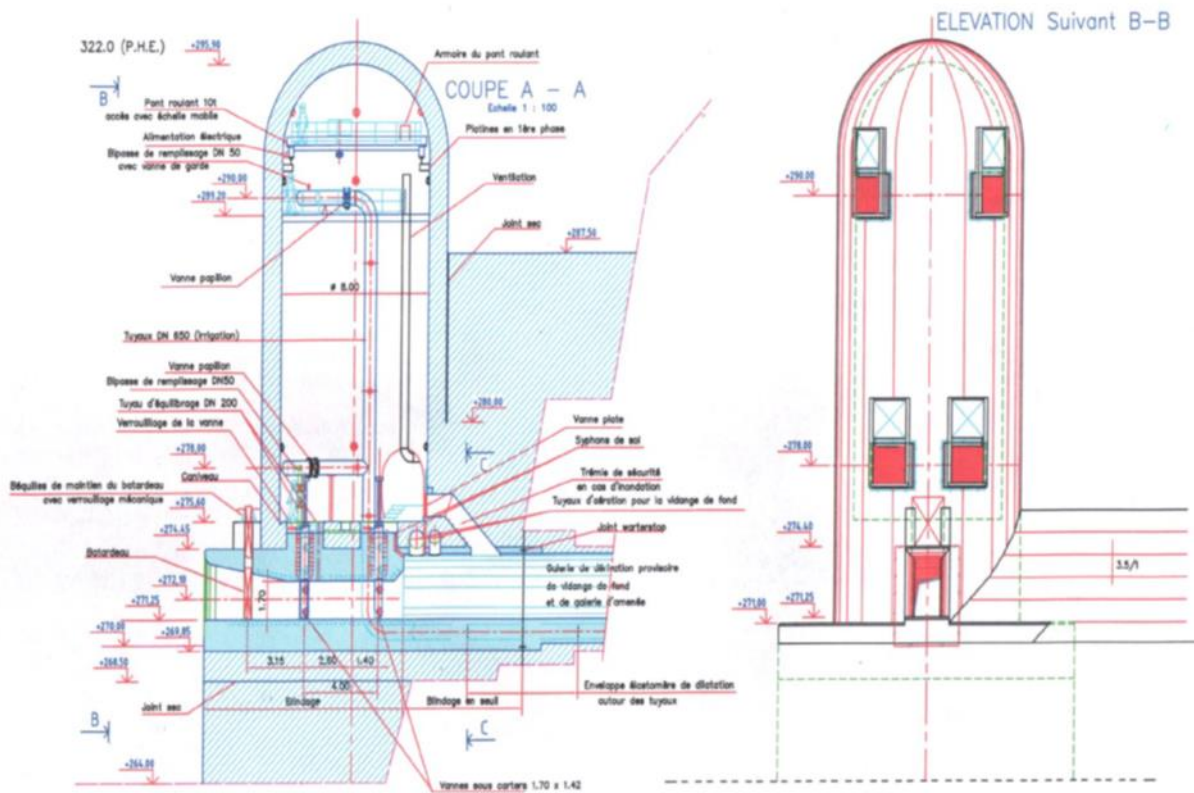


Figure.II.10 : Pris d'eau.

C) vidange de fond :

Galerie souterraine de 327 m de longueur.

Diamètre fini : le conduit hydraulique s'inscrit dans un cylindre de diamètre 4 m, assurant un passage libre de hauteur 2,83 m et de largeur 3,5 m.

Pertuis blindé équipé de deux vannes.

Vanne de garde : pertuis de hauteur : 1 760 mm, largeur 1 420 mm de type sous carter.

Vanne de service : pertuis de hauteur : 1 760 mm, largeur 1 420 mm de type étanchéité amont.

Aération des vannes : deux conduites prenant l'air à l'extérieur débouchant à l'aval de la vanne de service, de diamètre 800 mm et 600 mm.

Débit possible sous cote de RN : 53 m³/s

Evacuation des eaux : dans la fosse de dissipation de l'évacuateur de crue.
(figure.II.7).



Figure.II.11 : vidange de fond de barrage SMBT.

d) Couloir de drainage :

C'est une galerie souterraine de longueur 411 m. Diamètre fini : égal à 4,6 m. L'accès se fait par un conduit en béton armé de 2,5 m de largeur et 3 m de hauteur pour une longueur de 76 m environ. Cette galerie est à exhaure gravitaire.

Le revêtement de la galerie souterraine est en béton projeté sur treillis dans les zones de rocher de qualité acceptable, et avec des cintres métalliques et plaques lorsque le rocher est altéré.

Trois cheminées débouchant à l'air libre (deux d'entre elles sont situées à l'extrémité de la branche gauche ; la troisième à l'extrémité de la branche droite) assurent l'aération naturelle de cette galerie.

e) galerie d'injection :

Cette galerie souterraine a une longueur de 253 m.

Diamètre fini : 4,6 m

Cette galerie est à exhaure gravitaire.

Elle a été réalisée en vue d'y exécuter un voile d'injection profond au large, du fait du non fermeture hydraulique. Ce voile d'une longueur de 150 m laisse encore libre une longueur de 100 m où 3 piézomètres profonds ont été exécutés. Au vu de leur comportement, il pourra être décidé ultérieurement de compléter le voile d'injection existant.



Figure.II.12 : galerie d'injection.

f) Accéder à la galerie

Il s'agit d'un puits enterré d'une hauteur de 47m et d'un diamètre de 5,5m, suivi d'un couloir horizontal d'une longueur de 77m et d'un diamètre de 4m, avec une pente de 0,6%, qui pénètre dans la prise d'eau par des escaliers.

II.5. Étude géologique**II.5.1. Géologie du bassin versant**

L'étude de la géologie régionale a été faite à partir des cartes géologiques au 1 : 500 000 de l'Algérie du Nord et au 1 : 50 000 de Miliana (Feuille n°84, 2ème édition, 1954).

L'oued Ebda et ses deux affluents principaux Oued Ferhat et Oued El Had drainent une région composée de deux formations géologiques différentes, l'une constituée de roches métamorphiques pauvres et l'autre de roches sédimentaires.

La formation de roches métamorphiques inclut des calcaires schisteux, des marnes et des quartzites des périodes du Jurassique et du Crétacé, tandis que les formations sédimentaires du Miocène lui sont sous-jacentes, en forte discordance stratigraphique et sont constituées de brèches, de sable, de marnes et de microbrèches interstratifiés. De l'argile repose sur cette séquence, probablement en discordance moindre. Le site du barrage est situé à l'endroit où les strates du Miocène chevauchent les schistes et où la formation extensive de failles a créé des zones de brèches le long de l'axe de la vallée.

La compression tectonique a transformé les roches du Jurassique en des schistes pauvres, dans lesquels la schistosité est généralement parallèle à la stratification. Cette activité tectonique a eu lieu avant la période du Miocène, probablement au début de l'ère Tertiaire (Nummulitique, Paléogène, Pré Miocène) et a consisté en des plissements à grande échelle.

Au début du Miocène, un soulèvement, probablement accompagné de la formation de failles, a produit une formation montagneuse avec blocs de failles. Des cônes de déjection et des sédiments d'éboulis de glissement de terrain se sont déposés dans les vallées intermédiaires. Ces sédiments forment les couches de brèches, de microconglomérats et de sable du Miocène Inférieur, qui sont suivies de marnes et d'argiles (Helvétiques) du Miocène Moyen et de grès du Miocène Supérieur.

Des failles prononcées ENE – OSO et un cisaillement se sont produits le long de la vallée de l'Oued Ebda après le Miocène Moyen, mais probablement avant le dépôt des argiles Helvétiques ; cependant, celles-ci semblent avoir été impliquées dans la formation de petites

failles le long de la zone de faille de l'Oued Ebda et parallèlement à celle-ci. Ces évènements ont été suivis d'un affaissement de la plaine du Chéouiff, au temps du Plio-Pléistocène.

Aucune trace d'activité volcanique n'a été décelée dans la région, bien que des sources thermales surgissent à Hammam Righa, à 35 km au nord-est du site et à Hammam Slimane, à 60 km au sud-sud-ouest.

Les roches les plus anciennes de cette région sont constituées par les calcaires jurassiques du Zaccar, qui forme dans la zone du site la série jurassique de Littré (Arib).

Cette série est constituée d'un ensemble de calcaires bleu – noir, analogues aux calcaires du Zaccar, avec intercalations de marne à leur base, leur puissance est d'environ 1 000 m. Leur âge est encore incertain.

Ces calcaires azoïques contiennent des grains de quartz. Parfois rubanés, ils se sont souvent transformés, par dolomisation et métasomatose ferrugineuse.

Ils contiennent souvent des poches d'hématite, oligiste etc. Des brèches de métasomatose sont observées sur toute la longueur de la rive gauche de l'Oued Ebda. Ailleurs, elles contiennent des conglomérats à blocs de dimensions variables, en intrusions minces.

Les formations principales de la région sont :

- Les formations du Néocomien qui comprennent une série puissante d'argiles schisteuses atteignant 800 à 1000 m d'épaisseur et composées de schistes durs, argileux, bleuâtres. Elles correspondent sans doute à une série comprimée où sont représentés plusieurs étages allant du Crétacé Inférieur à l'Aptien, marquées par la présence de Nummulites (Dans la zone de Oued El Had).
- Les formations de l'Albien (ou Albo-Aptien) constituées de schistes gris ou brunâtres, en alternance avec des bancs de quartzites noirs, reposent, en discordance, sur le Jurassique, mais concordant avec le Crétacé Inférieur (Néocomien). Le Jurassique et le Crétacé Inférieur ont subi un métamorphisme de pression puissante et de température réduite (Anqui métamorphisme).
- Les formations du Miocène, reposant en discordance sur les roches du Néocomien et composées de :
 - Grès et poudingues à éléments autochtones, en discordance sur les termes antérieurs de la série stratigraphique. Parfois la série est entièrement conglomératique et peut contenir des fossiles tels que *Turritella Turris*, *Clypeaster confusus* etc...

- Brèches sédimentaires grises – bleu, à éléments de dimensions variables. Ces brèches contiennent des couches de conglomérats, microconglomérats, grès et sables. Elles contiennent également des fossiles (Gastéropodes et Bivalves).
- Argiles dites Helvétiques, bleues ou grises – bleu clair, homogènes, compactes dont la partie supérieure passe aux grès du Gontas par l'intermédiaire d'assises gréseuses à *Ostrea Crassissima*.
- Grès et poudingues de Gontas, grès sableux à *Ostrea Crassissima* et bancs de poudingues, en discordance sur le Crétacé et peut-être sur les couches antérieures.
- Les formations du Quaternaire, constituées de :
 - Alluvions anciennes des niveaux supérieurs, dominant à plus de 20 m, la vallée d'Oued Ebda.
 - Cônes de déjection des torrents descendant des massifs montagneux et qui continuent à se former actuellement.
 - Alluvions récentes, formées de cailloutis avec des bancs argileux et limoneux, couverts par un sol organique.
 - Alluvions actuelles des vallées, en déplacement dans les lits majeurs et mineurs des cours d'eau.
 - Eboulis de pente, en grande partie, calcaires ou schisto-quartzeux de la série du Zaccar et de Littré (Arib), contenant des fragments de taille variable plus ou moins consolidés.

II.5.2. Tectonique régionale :

La zone où se trouve le barrage de Sidi M'Hamed Ben Taiba correspond à un ensemble de plis orientés grossièrement E – O et affectant l'épaisse série allant du Quaternaire au Primaire. La tectonique y est extrêmement variée et différente selon que l'on s'intéresse aux formations tertiaires, du Crétacé ou jurassico-primaires.

Les formations souples des schistes du Crétacé, recouvert en discordance par le Miocène, présentent au contraire, du fait de leur plasticité, de nombreuses complications de détail, qui ne permettent pas d'en dégager les grands ensembles.

Le comportement tectonique des terrains rigides jurassiques et primaires est tout à fait différent. Leur morphologie et le simple fait de trouver sur les sommets les plus hauts les terrains les plus anciens dénotent l'ampleur des mouvements verticaux auxquels ils ont été soumis.

D'autre part, autour des massifs jurassico-primaires, on rencontre toujours de brusques rebroussements ou de nombreuses failles et la présence de l'Albien en transgression sur le

Jurassique du Zaccar montre bien que les mouvements verticaux commencent au Secondaire, car les plus puissantes masses, calcaires du Zaccar et de Doui, ne se retrouvent pas en dehors de ces massifs.

La structure actuelle de la région est due à la superposition de plusieurs phases de plissements et de déformations d'âges primaire, secondaire et tertiaire. Cette évolution, longue et complexe, a donné, à la fin de l'Oligocène, des massifs ascendants primaires et jurassiques extrusifs au milieu des schistes crétacés du sillon subsidient tellien.

Cet ensemble a été déformé en larges plis pendant le Miocène. A la fin du Pliocène, on a enregistré une nouvelle phase de surélévation, qui a généré des structures complexes et des failles, affectant toute la série sédimentaire, du Jurassique jusqu'à la fin du Pliocène.

On doit donc, quand on décrit la structure de la zone, en distinguer les différentes phases, qui sont caractérisées par une série de discordances accompagnées de lacunes stratigraphiques. Les grands ensembles stratigraphiques ont été reconnus grâce aux discordances observées.

Il convient de distinguer, à ce propos :

- Des discordances tectoniques ou discordances majeures, suivant les phases de plissements généralisés dus aux poussées tangentielles. On en reconnaît trois principales :
 - La première à la base des couches jurassiques,
 - La deuxième à la base du Miocène,
 - La troisième entre le Quaternaire récent et le Mio-Pliocène.
- Des discordances moins accusées (accompagnées souvent de lacunes), provenant de déformations et de mouvements épigénétiques. On reconnaît de tels phénomènes dans le Secondaire, au Néocomien et au début de l'Albien (le flysch albien est transgressif et discordant sur le primaire dans le Zaccar).

Les failles connues dans la région, les plus proches du site du barrage sont :

- La faille Nord – Chélifienne – Ligne source de 20 km de longueur et de direction E – O. Le long de cette structure se sont manifestés des mouvements différentiels dus, d'une part, à la surrection du bloc de Si Barnous et, d'autre part, à la subsidence de la plaine chélifienne. Actuellement ces mouvements différentiels sont caractérisés par des déplacements qui se traduisent par une activité sismique modérée à élevée au niveau de cette partie de la faille. La distance la plus courte de cette faille au site du barrage est de 5 km.

- La faille d'Ain Defla – Elle se présente entre le bloc de surrection de Doui et la subsidence de la partie Ouest. Elle a une longueur d'environ 20 km et une direction NE – SO et passe par le site du barrage de Sidi M'Hamed Ben Taiba (Faille F1).
- La faille de Miliana – Elle est représentée par la faille de la bordure Nord de la plaine du Chélif. Cette zone, à activité tectonique faible à modérée pendant la période récente est caractérisée par des mouvements différentiels modérés, mieux exprimés dans la partie Nord – Ouest. Cette faille est segmentée. Elle est de direction ONO – ESE et présente une longueur d'environ 50 km. La distance la plus courte de cette faille au site est de 2 km.

II.5.3.Géologie de la cuvette :

La cuvette du barrage de Sidi M'Hamed Ben Taïba se développe en deux bras, constitués, vers l'Ouest par Oued Ferhat et vers l'Est par Oued El Had et s'étend sur deux formations géologiques différentes, l'une schisteuse et mésozoïque et l'autre sédimentaire et tertiaire.

A l'ouest l'Oued Ferhat coule sur les argiles et les brèches du Miocène tandis qu'à l'Est Oued El Had coule dans les calcaires schisteux du Crétacé.

Les argiles Helvétiques (Miocène supérieur) forment le côté Sud de la vallée d'Oued Ferhat, bras Ouest de la retenue. Elles sont encadrées, à intervalles réguliers, par des terrasses fluviales de graviers, sables et silt. Les colluvions masquent les pentes collinaires dans la majorité des endroits. Les pentes du côté Nord de la vallée d'Oued Ferhat sont recouvertes d'une mince couche d'argile helvétique, sous-jacente à des brèches du Miocène Inférieur, qui se présentent surtout dans la vallée latérale et dans les ravines. L'oued Zebboudj, petit affluent étroit, venant du Nord-Est, a creusé son lit de la brèche Miocène, sous-jacente à des schistes et des quartzites du Crétacé Inférieur, qui du fait de leur plus grande résistance à l'érosion, donnent lieu à vallée aux rives beaucoup plus abruptes. En aval de la confluence de cet oued avec l'Oued Ferhat, une large terrasse de niveau moyen se développe sur le côté Nord de la vallée. Le côté Sud comporte une terrasse inférieure, à pente douce qui s'étend en aval et atteint l'axe du barrage.

Les terrasses de niveau plus élevé, formées de graviers sableux grossiers, sont présentes sur les deux côtés de la vallée et sont situées, dans leur majorité, au-dessus de la cote des plus hautes eaux de la retenue.

Sur toute la longueur de l'Oued El Had on observe des schistes d'âge Crétacé, à la fois Albiens et Néocomiens (Crétacé inférieur). Ceux-ci sont de composition marneuse et calcaire et les roches plus jeunes de l'Albien se présentent surtout sur une bande au nord du Néocomien. Les

roches albiennes et néocomiennes sont des schistes gris – bleu, les roches albiennes comportant des quartzites intercalés et les roches néocomiennes des bandes calcaires marneuses qui affleurent par endroits le long des côtes abruptes de la vallée au Nord –Est de l’axe du barrage. De petites terrasses fluviales sont présentes par endroits, dans les méandres encaissés de la vallée, les terrasses inférieures plus larges ne se présentant que près de sa confluence avec l’Oued Ferhat.

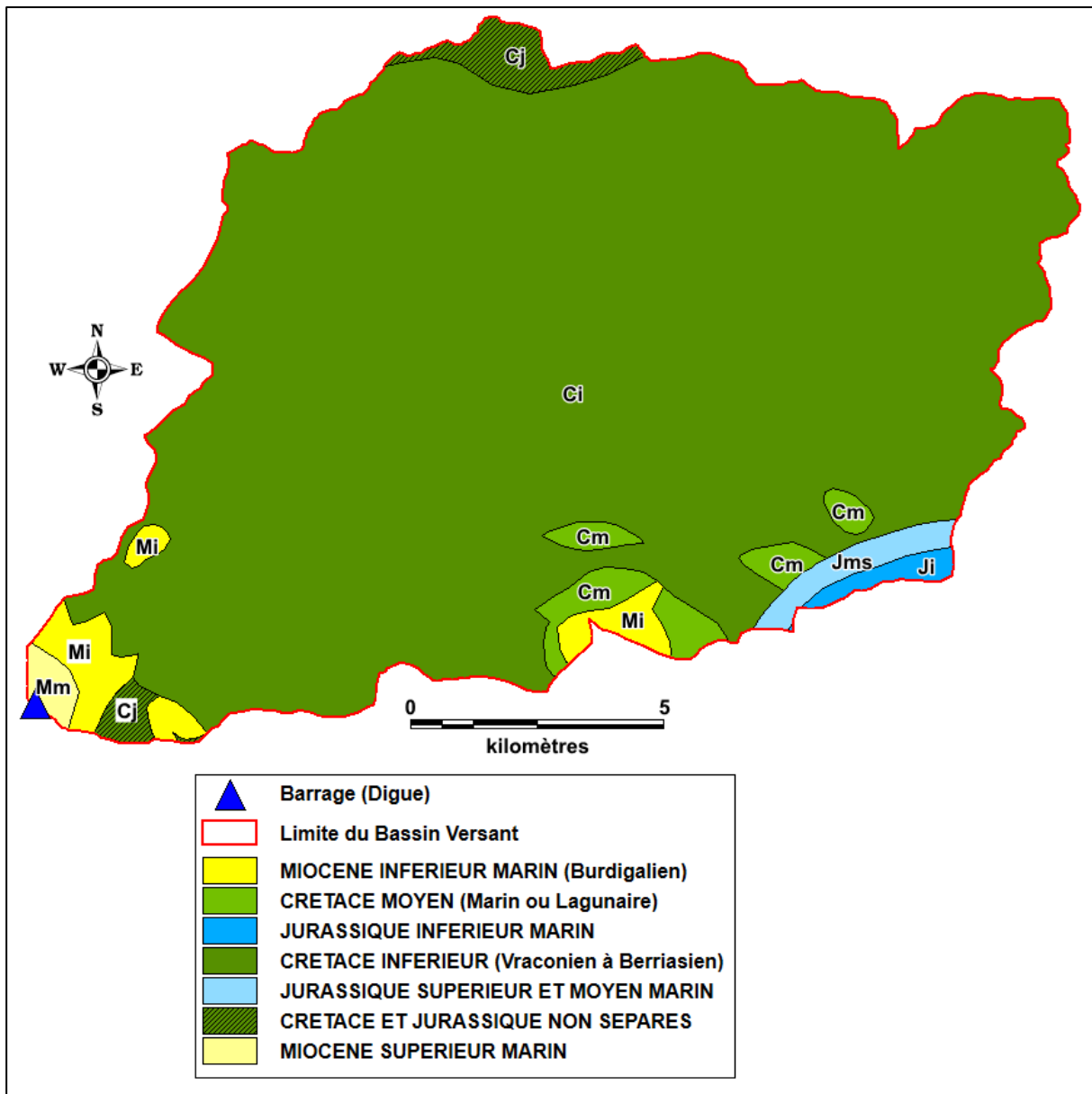


Figure II.13 : Carte géologique du bassin (Source : Extrait du Carte géologique Nord Algérien 250.000 ANRH.

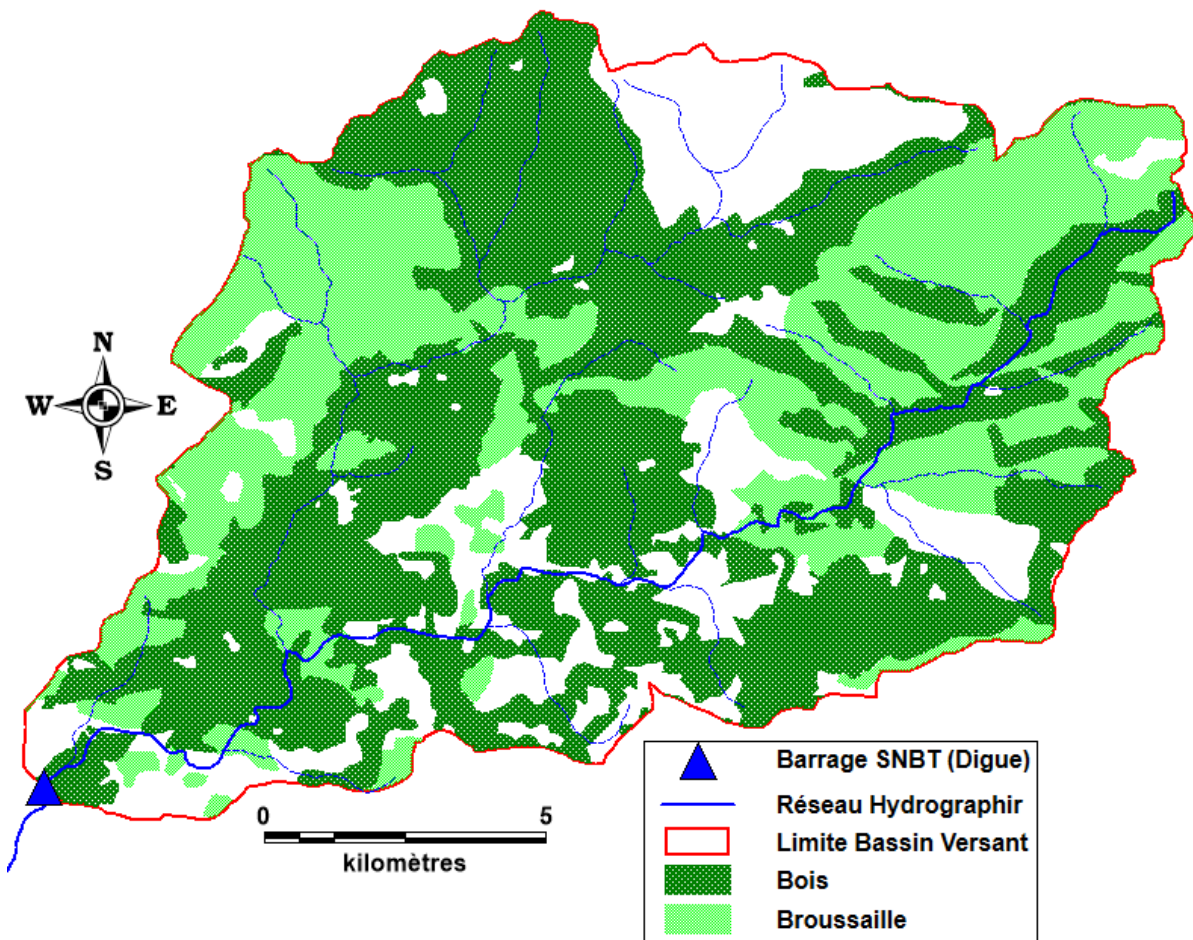


Figure II.14 : Carte géologique de bassin versant.

D'après cette carte on a remarqué que la majorité de superficielle de bassin versant est couverte par des bois et broussaille qui sont participé pour éviter l'érosion dans la région

II.6.Cadre socio-économique :

Le but de l'aménagement est essentiellement la régularisation des apports de l'oued Ebda, en vue de satisfaire les besoins pour l'irrigation du périmètre de El Amra – Abadia, dont la superficie est de 8500 hectares, ainsi que le renforcement de l'alimentation en eau potable des localités de Ain Defla, Khemis Miliana et Sidi Lakhdar.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

III.1 Introduction :

Pour améliorer les propriétés du sous-sol à traiter, il existe de nombreuses techniques. Chaque technique utilise des outils différents ou les utilise de différentes manières.

Ainsi, nous étudierons certains procédés de fabrication de conteneurs étanches, notamment pour les barrages SMBT. Nous avons vu au chapitre 1 que la fondation d'une digue est constituée de deux formations géologiques différentes qui ne peuvent être traitées de la même manière. La perméabilité à l'eau de la rive gauche n'est pas forte, et la roche fracturée peut être traitée au ciment. Mais pour la rive droite plus perméable, cette solution n'était pas fiable car l'injection ne réussirait pas pour la résurgence constatée lors de nos essais de Lugeons, nous nous sommes donc tournés vers une autre solution, le béton plastique pour murs étanches, qui Le mur de parement s'appelle paroi moulée.

III.2. Étude géotechnique de barrage sidi m'Hamed ben Taïba :

Des études géotechniques ou communément appelées activités de reconnaissance ont été réalisées afin d'approfondir le terrain. Celui-ci doit fournir :

- Différentes propriétés : sable, argile, roche...
- Échantillons intacts et retravaillés de conques caractéristiques pour études en laboratoire.
- Caractéristiques des aquifères.
- Perméabilité de la couche perméable.

Les reconnaissances géotechniques se déroulent généralement en trois étapes :

- Reconnaissance de tranchée.
- Enquêtes géotechniques supplémentaires.
- Accréditation du laboratoire.

Le tableau Suivant présente les détails de chaque étape :

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Tableau.III.1 : Résumée de l'étude géotechnique.

Reconnaissance au site		Essais de laboratoire				
étude initiale	étude complémentaire de la fondation		teneur en eau	identification	compactage des emprunts	comportement
Tranchées; (ou puits) A l'aide d'un pelle hydraulique (profondeur d'investigation)	Sondages carotés avec essais d'eau de type LEFRANC (terrain meuble) et LUGEON (roche avec pression maximale de 3 fois la hauteur d'eau) <u>Tranchées continues:</u> Dans certaines zones	Autres Essais in situ (pénétromètre, pressiomètre, géophysique...)	Effectuées sur chaque échantillon prélevé (d'un poids minimum de 2kg)	limites,d' ATTERBERG Des matériaux Suffisamment fins et granulométrie (éventuellement) Teneur en matière organique	Identification proctor normal et poids spécifique (échantillon D'au moins 20kg prélever).	Identification et proctral normal si emprunt compressibilité pour matériaux fins boite de cisaillement pour matériaux grossiers perméables
Prélèvement d'échantillons remaniés et aussi intacts en fondation si matériaux fins						

III.2. 1. Essai d'eau Lugeon :

L'essai d'eau Lugeon est un essai en place réalisé en sondage. Il s'applique au rocher et aux sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai

Principe :

L'essai consiste à :

- Réaliser à l'intérieure du sol, par extraction, une cavité a la base d'un forage puis à relier cette cavité a la surface du sol par un tube d'injection.la cavité est constituée d'une portion de forage comprise entre le fond et d'un obturateur qui la limite en partie haute.
- produire et maintenir constante une charge hydraulique à l'intérieur de la cavité en injectant de l'eau sous pression
- mesurer le volume injecté dans la cavité en fonction de temps

L'essai s'effectuer par palier de charges hydraulique croissantes puis décroissantes.

Essai d'eau Lefranc :

Prince :

L'essai d'eau Lefranc consiste à :

- créer à l'intérieure du sol par extraction, une cavité, à la base d'un forage, reliée à la surface du sol par un tube. La cavité est limitée par le fond et une partie de la paroi du forage. Cette

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

cavité doit être aménagée de telle sorte que la filtration ne s'effectue qu'au travers de ses parois et non par celles du forage ;

- produire une diminution de charge dans la cavité :

a) soit, de préférence, par prélèvement d'eau sous débit constant Q_a pendant tout l'essai

b) soit par prélèvement d'eau unique avant toute mesure ;

- mesurer la charge d'eau $h(t)$ dans le forage en fonction du temps t

Pour identifier le sol et son comportement, une série d'enquêtes ont été réalisées sur le terrain et les essais Lugeons correspondants ont été réalisés. Environ 174 tests Lugeons ont été effectués, dont 38 n'ont pas été terminés en raison du remouillage autour de la cellule fermée avant que toute la plage de pression puisse être appliquée, tandis que 11 tests ont montré une perte complète d'eau sans générer la pression requise pour le collecteur. Nous avons donné 4 exemples : un sur la rive gauche, le second sur la nappe de l'Oued, la faille séparant les rives droite et gauche, et les deux derniers sur la rive droite.

1. Sondage de la rive droite :

Le premier forage (N°802) est situé dans l'axe du barrage avec les références suivantes :

- Altitude : 275,28 m.

- Coordonnées : 439574.430E et 335572.630N.

- Inclinaison : verticale.

2. Sondage rive gauche :

Nous avons effectué une bathymétrie (N°804) sur l'axe du barrage avec les caractéristiques suivantes :

- Altitude : 328,36 m.

- Coordonnées : 439754.430E et 335465.07N

- Inclinaison : 60° vers le sud-est

- Profondeur : 90m.

2 - sondage dans le lit d'oued :

Les caractéristiques de cette enquête sont :

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

- Altitude : 268,64 m.
- Coordonnées : 439650,100E et 335532,800N
- Inclinaison : verticale.
- Profondeur : 80m.

Résultats des essais de Lugeon :

Les résultats des tests de Lugeon sont calculés à l'aide de la méthode HOULSBY suivante :

Valeur Lugeon : $10 \cdot q / I \cdot p$

Cela convertit tous les résultats en une pression standard de 10b, où :

q : est le débit en litres par minute.

L : est la longueur de tranche en mètres.

P : est la pression d'épreuve totale en bar.

La méthodologie suggérée par **HOULSBY** est basée sur l'interprétation de l'essai en type de débit.

Tableau.III.2 : Type d'écoulement.

Type d'écoulement	Symbole
-flux laminaire	L
-écoulement turbulent	T
-flux dilaté	D
-affouillement ou hydro fracture	A
-comblement de vide	C
-résurgence d'eau en surface	R
-perte d'eau totale	P

Les écoulements de type "R" "P" ne sont pas spécifiés dans la classification **HOULSBY** en supposant que les tests de résistance ont été effectués.

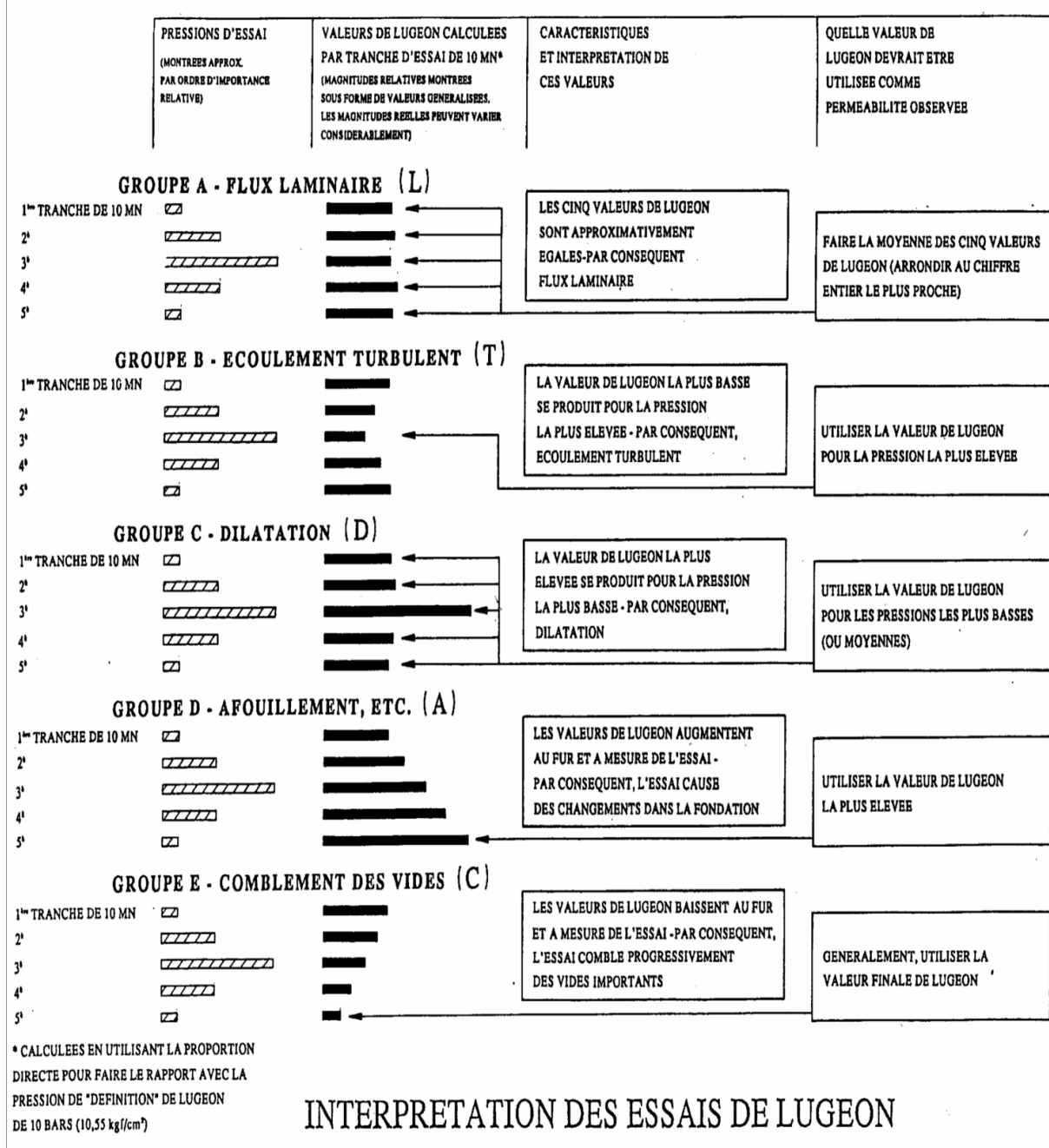
CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Lorsque la résurgence a lieu "R" et que l'on constate que les eaux réaffluent autour de l'obturateur mal assis, la valeur de Lugeon la plus élevée est enregistrée bien que la valeur de Lugeon réelle puisse être inférieure.

. Lors de l'enregistrement de débits importants à des pressions manométriques très basses, enregistrez la valeur la plus élevée. Dans ce cas, la valeur Lugeon peut être supérieure à la valeur enregistrée si une pression de test précise peut être obtenue.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Tableau III.3 : interprétation des essais Lugeon.



III.2.2. Les essais des Matériaux de construction :

Une brève étude de la zone a indiqué qu'il y avait une grande quantité d'argile disponible pour le noyau d'argile à la fois en amont et en aval du site du barrage, des fosses d'étude ont été creusées dans l'argile temporaire dans la zone d'emprunt et dans les sédiments alluviaux du canal, environ 21 fosses de reconnaissance ont été creusées dans 2 zones qui semblaient contenir de l'argile.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

D'après les résultats des essais Lugeon, les conclusions que l'on peut tirer de la voix de la rive droite sont :

- Le niveau des eaux souterraines est à **6,4 m** de la surface, qui est une zone riche en eau.
- Dans toutes les sections d'essai, nous avons remarqué une résurgence, c'est-à-dire qu'il y avait un écoulement souterrain donné par la valeur Lugeon.
- La bathymétrie indique que la composition du sol a une granulométrie élevée, ce qui est favorable à l'écoulement.

Le sondage en rive gauche a indiqué que la roche était fracturée ; les essais au Lugeon ont montré que l'écoulement dans la roche était laminaire avec à peu près la même perméabilité.

De plus, la bathymétrie du lit de la rivière montre qu'une faille sépare les formations géologiques des rives gauche et droite ; on peut également noter que la rive droite est en haut et la rive gauche est en bas.

III.2.2.1. L'essai Granulométrie :

Les études des zones d'emprunt de matériaux nécessaires à la construction du barrage, qu'elles aient été réalisées lors de l'étude d'avant-projet détaillé ou bien lors des études complémentaires menées en début de travaux, ont mis en évidence le fait qu'aucun des gîtes de matériaux prospectés ne suffisait à assurer la réalisation d'un remblai avec des caractéristiques homogènes.

Il a donc été nécessaire d'utiliser les matériaux disponibles dans les différents gîtes dans des zones différentes de la digue, en fonction de leurs caractéristiques.

C'est ainsi que, en sus de l'argile pour le noyau, il a été défini 9 types de matériaux différents :

Les tableaux et les graphes, ci-dessous, présentent les granulométries maximum, minimum et moyenne, des alluvions provenant de chaque gîte :

- matériau 1 : argile pour le noyau
- matériau 2 : transition zone 2 (filtre fin)
- matériau 3 : transition zone 3 (filtre grossier)
- matériau 4 : alluvions

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

- matériau 4-1 : alluvions d'Oued Ferhat (utilisation interdite à l'amont)
- matériau 4-2 : alluvions Oued Ebda écrêté
- matériau 5 : tapis drainant fin
- matériau 6 : tapis drainant grossier
- matériau 7 : rip-rap limité à 1000 mm
- matériau 8 : couche de pose
- matériau 9 : sous couche de pose

a) Matériaux argileux pour le noyau :

L'étude d'APD avait identifié deux gîtes potentiels de production de matériaux argileux pour le noyau du barrage, l'un à l'amont du site et l'autre à l'aval.

Lors de la réalisation, seul le gîte amont, situé sur la rive droite de l'Oued Ferhat, juste avant sa confluence avec l'Oued El Had, pour former l'Oued Ebda. Ce gîte avait fait l'objet de reconnaissances et d'essais lors de l'étude d'APD qui avaient conclu à la présence d'une argile relativement plastique (IP moyen = 28,6), avec présence de « miroirs de faille » qui risquaient de rendre nécessaire l'utilisation d'un roto cultivateur pour briser les mottes d'argile.

Lors de la campagne de reconnaissances complémentaires entreprise au début des études d'exécution ce gîte a fait l'objet de nouvelles investigations qui ont donné des résultats légèrement différents de ceux de l'étude d'APD.

La teneur en eau naturelle des matériaux argileux du gîte exploité est très variable, puisqu'elle s'échelonne entre 14,2 % et 28,6 %. Cette variation est observée aussi bien à une même profondeur du gîte qu'en un même point, à différentes profondeurs.

Pour la majorité des essais réalisés, la teneur en eau naturelle se situe entre 20 % et 25 %.

La densité naturelle du matériau in-situ n'est pas très élevée puisque la majorité des essais la situent entre 1,53 et 1,60.

La limite de plasticité des argiles du gîte varie de 17 % à 35 %, alors que le cahier des charges élaboré à l'issue de l'étude d'APD spécifiait que celle-ci devait être comprise entre 40 et 65 %.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

L'indice de plasticité des argiles est compris entre 20 et 40 %, conforme aux spécifications du cahier des charges. La limite de liquidité mesurée sur les échantillons est comprise entre 28 et 72 %. La valeur moyenne de cette limite de liquidité est plus faible que celle qui est spécifiée dans le cahier des charges.

Ces valeurs d'indice de plasticité et de limite de liquidité permettent de classer ces argiles comme très plastiques.

Les essais de détermination de la teneur en eau à l'optimum Proctor (OPN) réalisés sur les échantillons prélevés dans le gîte amont aux stades de l'APD et des études d'exécution donnent une valeur moyenne de 25 %.

La masse volumique du matériau à l'optimum Proctor est voisine de 1,60 t/m³. Les essais granulométrie réalisés sur les échantillons argileux indiquent que ce matériau comporte un pourcentage de particules de taille inférieure à 0,06 mm supérieur ou égal à 50 %, satisfaisant ainsi aux spécifications du cahier des charges en termes de granulométrie.

Les essais triaxiaux réalisés sur les matériaux argileux, aussi bien dans le cadre de l'étude d'APD que dans celui des études d'exécution aboutissent à un angle de frottement interne $\phi = 15^\circ$ et une cohésion $C' = 20 \text{ Kn/m}^2$.

Les résultats évoqués, ci-dessus, ont conduit à redéfinir, en les simplifiant, les spécifications pour la mise en place des matériaux argileux du noyau du barrage.

Les résultats évoqués, ci-dessus, ont conduit à redéfinir, en les simplifiant, les spécifications pour la mise en place des matériaux argileux du noyau du barrage.

Il a donc été convenu :

- D'abandonner les spécifications relatives à W_l et W_p ,
- De conserver les spécifications relatives à la granularité du matériau,
- De borner l'indice de plasticité par : $15 \% < I_p < 40 \%$,
- De limiter la densité sèche dans la fourchette 98 – 100 % de l'optimum Proctor,
- De mettre en place les matériaux à une teneur en eau ne dépassant pas $W_{opt} + 3$.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

De même qu'il a été décidé de remplacer la couche de contact prévue par l'étude d'APD avec une épaisseur de 60 cm par deux couches de 30 cm, mises en place à une teneur en eau égale à $W_{opt} + 3$.

b) Les résultats d'essai Granulométrie :

- Oued Ferhat :

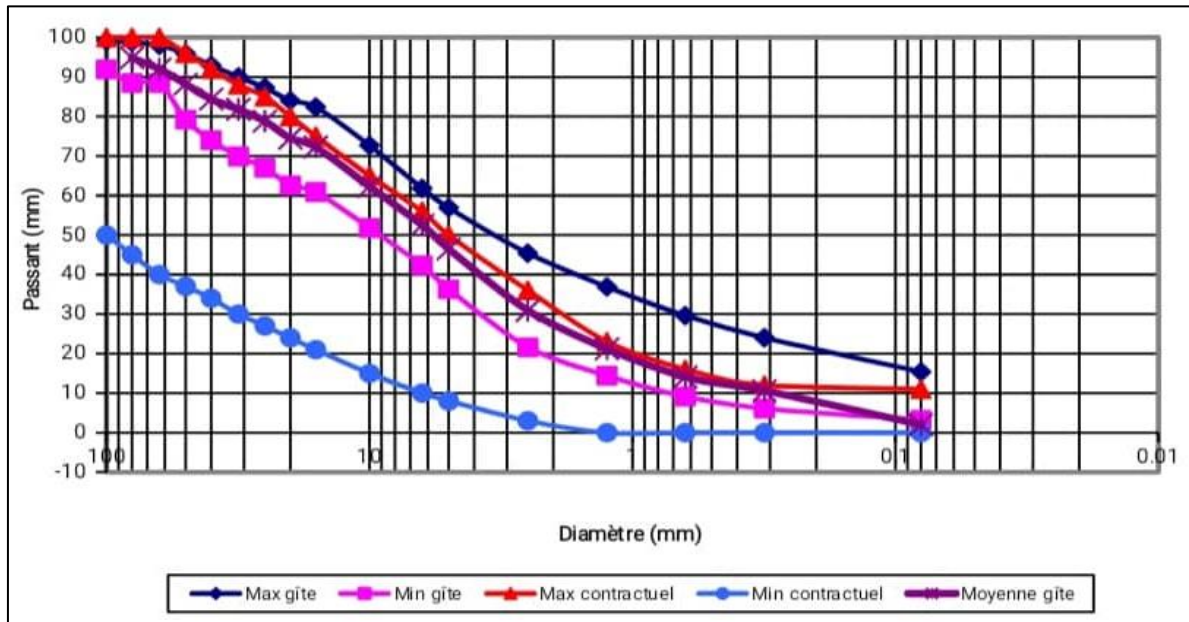
D (mm)	>100	100	80	63	50	40	31.5	25	20	16	12.5	10	8	6.3	5	4	2.5	1.25	0.63	0.315	0.15	0.075
Max		99.1	98.8	98	95.9	92.9	90	87.3	84	82.4	79.3	74.7	69.1	61.8	56.9	54	45.4	36.9	29.6	24	17.2	15.4
Min		91.9	88.5	88.5	79.2	74	69.9	67	62.6	60.9	57.5	51.8	48.7	42.3	36.3	32.4	21.6	14.4	9.1	6.1	4.2	3.2
Moy			94.8	92	88.2	84.4	81.8	78.8	74.5	72.3	68.7	62.3	58.6	52.5	46.5	42	30.9	21.2	14.1	10.6	7.5	2

Tableau.III.4 : granulométrie des alluvions de gîte d'oued ferhat.

Il s'agit d'un matériau granulaire homogène, uniforme (coefficient d'uniformité $C_u = 1,7$) avec un coefficient de courbure égal à 1,06. Il peut être classé comme matériau de type GW-GM.

Le graphe III.1, ci-dessous, représente le fuseau granulométrique contractuel des alluvions et celui des alluvions extraites du gîte d'Oued Ferhat :

Alluvions Oued Ferhat - Fuseaux granulométriques



Graphe III.1 : Fuseaux granulométriques des alluvions d'Oued Ferhat.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

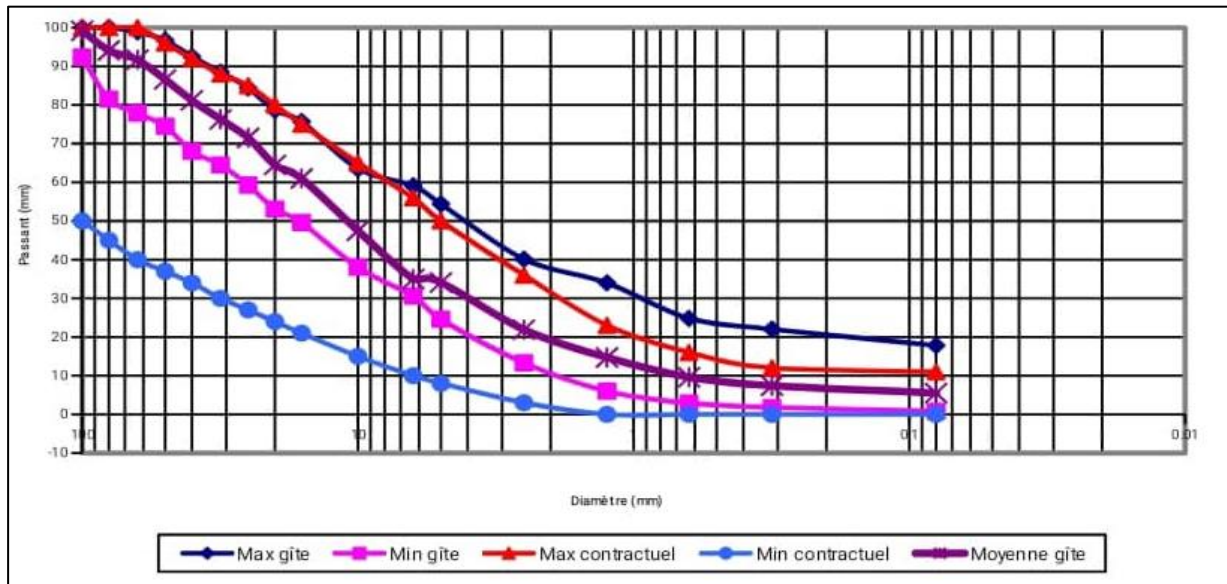
Oued El Had :

Ø (mm)	>100	100	80	63	50	40	31.5	25	20	16	12.5	10	8	6.3	5	4	2.5	1.25	0.63	0.3	0.15	0.08
Max		100	100	98.9	96.7	92.5	88.5	84.4	78.6	75.7	71.4	63.5	60.6	59.1	54.4	51	40.1	34	24.8	22	18.4	17.8
Min		92.4	81.5	77.9	74.5	68	64.5	59.3	53.1	49.6	45.6	38	35.4	30.6	24.6	22.8	13.3	6	2.9	1.8	0.8	0.8
Moy		99.2	94.1	91.7	86.6	81.2	76.3	71.5	64.5	61	55.6	47.5	44.1	35	34.1	31	21.9	14.7	9.6	7.4	5.7	5.5

Tableau.III.5 : Granulométrie des alluvions du gîte d'Oued El Had.

Le graphe III.2, Ci-dessous, représente le fuseau granulométrique contractuel des alluvions et celui des alluvions extraites du gîte d'Oued El Had :

Alluvions Oued El Had - Fuseaux granulométriques.



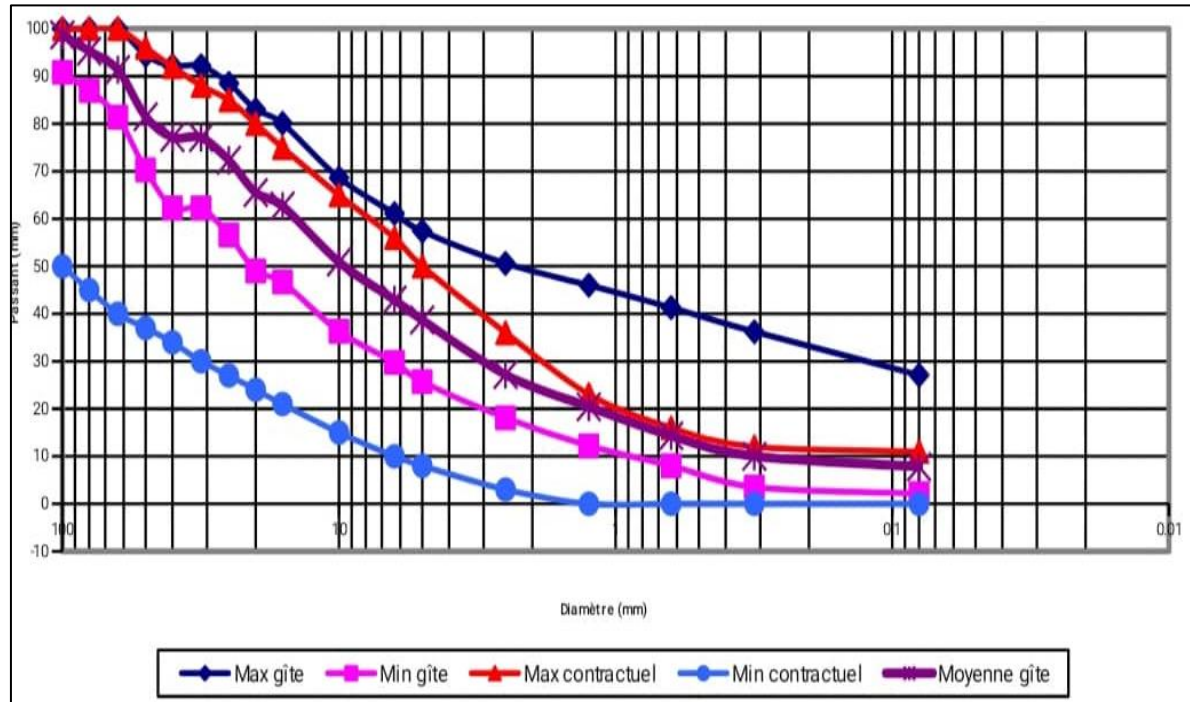
Graphe III.2 : Fuseaux granulométriques des alluvions de Oued El Had.

Oued Ebda :

Ø(m)	>100	100	80	63	50	40	31.5	25	20	16	12.5	10	8	6.3	5	4	2.5	1.25	0.63	0.3	0.15	0.08
Max		100	100	100	94.4	92.2	92.2	88.5	83.1	80.1	75.8	68.6	66.1	61.1	57.4	55.3	50.6	46	41.3	36.2	31.8	27.1
Min		90.8	87	81.4	70.3	62.2	62.3	56.6	49.9	46.7	42.4	36.3	33.8	29.8	25.7	24	18.1	12.2	8	3.5	2.5	2.18
Moy		98.7	95.3	91.4	81.5	77.1	77.1	72.3	65.5	62.7	58	50.9	48.2	42.9	38.7	35.5	27.2	20.4	14.3	10	8.01	7.8

Tableau III.6 : Granulométrie des alluvions d'Oued Ebda.

Le graphe III.3, ci-dessous, représente le fuseau granulométrique contractuel des alluvions et celui des alluvions extraites du gîte d'Oued Ebda :



Graphe III.3 : Fuseaux granulométriques des alluvions d'Oued Ebda.

Les essais réalisés sur les alluvions provenant des trois zones d'emprunt ont mis en évidence les conclusions suivantes :

Alluvions d'Oued Ferhat :

- L'analyse granulométrique de ces alluvions montre un niveau très étendu (80 μ à 500 mm) avec un fort pourcentage de fines (11 % au tamis de 80 μ).
- Forte sensibilité à l'attrition en présence d'eau (résultats élevés à l'essai MDE) potentiel élevé d'altérabilité. Très faible perméabilité

Alluvions d'Oued El Had :

- Potentiel d'altérabilité.
- Résultats élevés à l'essai MDE.

Alluvions d'Oued Ebda :

- L'analyse granulométrique montre un matériau assez étendu (80 μ à 500 mm) avec un faible pourcentage de fines (3 % au tamis de 80 μ).

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

III.3. Étude de l'Infiltration :

45 000 barrages au monde actuellement 90 % sont en terre, l'apparition de fuites de barrages en terre crée de multiples risques, en effet, une détérioration des conditions de stabilité due à l'augmentation de la pression interstitielle, et une érosion interne pouvant conduire à la rupture.

Quel que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau qui est due à la charge d'eau amont .L'étude des infiltrations consiste en la réalisation des étapes

Suivantes :

1. Détermination de la ligne de saturation ou ligne phréatique, qui est confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle.
2. Tracé du réseau des lignes équipotentiels, c'est à dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du corps du barrage et de ses fondations. Ce réseau nous permet de connaître la valeur de la pression interstitielle en chaque point du champ de filtration.
3. Tracé des lignes de courant, qui représentent la trajectoire de l'écoulement de l'eau à travers le corps du barrage. Ces lignes nous permettent de calculer le débit de fuite.
4. Estimation des débits de fuites.

III.3.1. Paramètres à mesure sur les barrages :

- Déplacements verticaux et horizontaux dans les parements ;
- Déplacements verticaux dans le corps des digues et de leurs fondations.
- Pressions hydrauliques internes.
- Débit de percolation.
- Température du béton, voir température ambiante ;
- Basculement et rotation de plots rigides ;
- Pression totale (sur ou dans le sol) par cellule de charge ;
- Ouverture et glissement des joints et fissures.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

III.3.2. Mesure des débits :

La recherche de fuites et de fuites est principalement visuelle, mesurant une condition préalable à l'écoulement est leur assemblage : les rainures des pieds, le développement des exutoires.

Deux méthodes de mesure de débit sont possibles :

- Par empotement
- Par seuil calibré

Ces appareils sont installés sur de nouvelles structures à la sortie du dispositif de contrôle.

Systèmes de drainage et barrages utilisés dans les zones où des infiltrations ont été observées.

a) Les mesures d'empotage sont effectuées à la sortie d'un tuyau ou d'un drain et utilisez un récipient à tiques et un chronomètre. Tu dois en avoir un dénivelé suffisant (au moins environ 10 cm) pour placer le récipient gradué collecter le débit ; la précision de la mesure est tout à fait satisfaisante le volume du récipient est adapté au débit à mesurer.

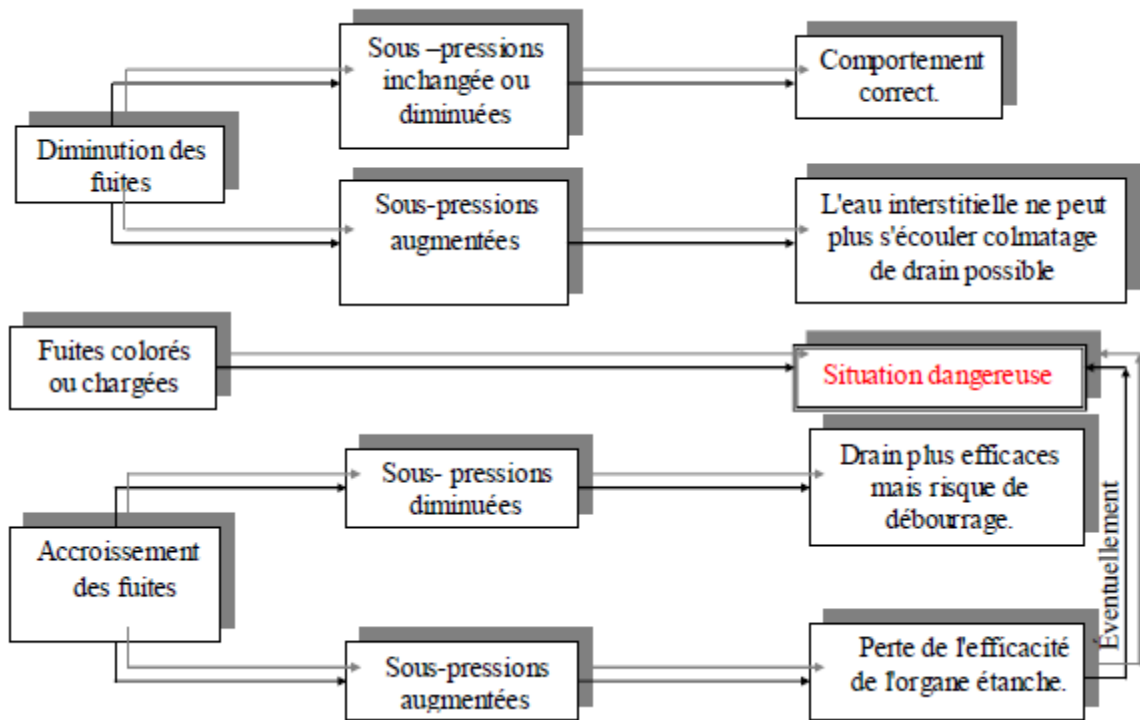
b) La mesure par seuil calibré se fait au débouché d'un caniveau. On y construit un petit ouvrage en béton sur le quel est fixé un déversoir à paroi mince. Ce déversoir peut être de forme rectangulaire ou triangulaire pour des débits de 1 à 10 l/s.

Une limnimétrie graduée en mm sera fixée de façon à ce que le zéro soit calé au niveau de fond du seuil.

III.3.3. Intérêt de mesure des fuites et de pressions hydrauliques :

L'eau soumet le barrage à ses effets permanents et agressifs : érosion, soulèvement, dissoudre. Il exploite les faiblesses du travail pour couler, les évolutions de la force hydraulique sont donc le signe de nouvelles faiblesses barrages ; ces changements sont indiqués ci-dessous :

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE



Les relations entre fuites et pressions hydrauliques.

III.3.4. Conséquences des infiltrations :

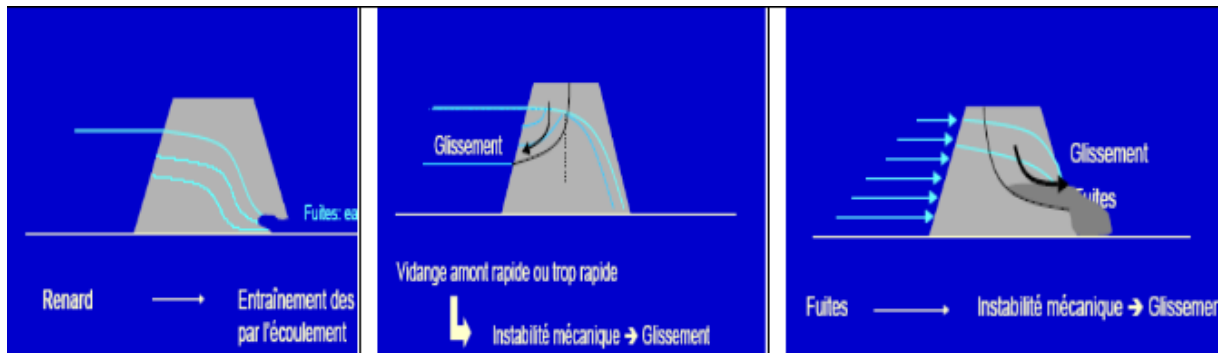


Fig.III.1 : les conséquences des infiltrations.

III.3.5. Le calcul de Débit de fuite à travers la fondation

Le débit de fuite à travers la fondation est calculé selon la formule suivante :

$$Q_2' = k_h \frac{h_e}{b_{eff}} TL$$

Avec

Q_2' : débit de fuite sans voile et paroi (m³/s).

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

k_h : coefficient de perméabilité horizontale de la fondation (m/s) = $1,5 \times 10^{-5}$ m/s.

he: charge d'eau à l'amont. he = 46 m.

beff: largeur de l'ancrage beff = 205 m

T: épaisseur jusqu'au substratum T = 79 m

L: longueur de la digue L = 252 m

$$Q_2' = 1,5 \times 10^{-5} \times \frac{46}{205} \times 79 \times 252 = 5800 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit de fuite calculé à travers la fondation est assez élevé et pour minimiser les infiltrations, pour cette raison il faut chercher des solutions pour minimiser ces fuites.

III.4. Traitements des fondations de SMBT :

III.4.1 Paroi moulée :

III.4.1.1 Généralités sur les parois moulées :

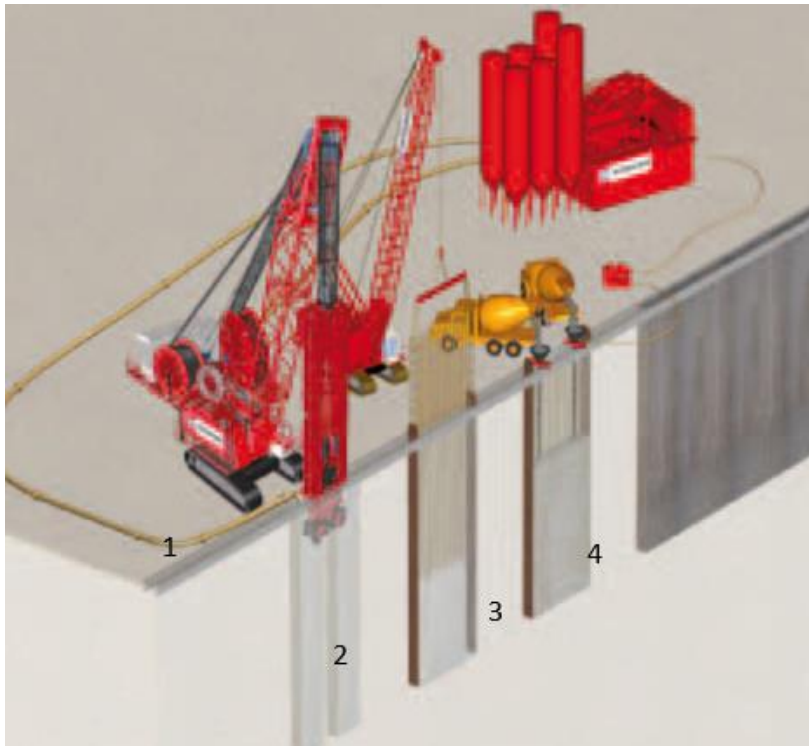
Les parois moulées sont des ouvrages de fondations en béton armé, utilisées comme structure définitive pour la réalisation de nombreux ouvrages.

La technique se prête à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variés. Elle permet de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions diverses jusqu'à des profondeurs très importantes.

Les parois moulées sont des constructions murales moulées en profondeur dans le sol, faites de béton, béton armé ou de liants. Elles ont une fonction statique et font office de barrière d'étanchéité. Lors de la réalisation d'une paroi moulée, des tranchées individuelles sont creusées dans le sol. Un fluide de support, habituellement de la bentonite, permet d'éviter l'effondrement des tranchées pendant l'excavation. Dans le cadre d'un procédé en une phase, une suspension auto-durcissant demeure dans le sol. S'il s'agit d'un procédé en deux phases, le fluide de support est extrait de la tranchée par pompage après avoir atteint la profondeur finale, et remplacé par du béton par exemple. Dans le cadre d'un procédé combiné, on utilise en plus des pièces préfabriquées en béton, des éléments en acier ou des bandes d'étanchéité qui sont alors introduits dans la suspension non encore solidifiée.

Les parois moulées sont réalisées par des pelles à câbles en combinaison avec des grappins ou des fraises.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE



1. Murette guide
2. Forage
3. Pose des armatures
4. Bétonnage

Fig.III.2 : procédé général de la réalisation de la paroi moulée

III.4.1.2. Processus général de production de parois moulée :

Pour réaliser la paroi moulée doit passer par deux étapes ; l'excavation et pour le coulage du béton, à chaque étape, les modes de réalisation peuvent varier d'une paroi à l'autre, selon le type de paroi, ce que nous détaillerons lors de la mise en place des parois moulées SMBT (figure.III.2).

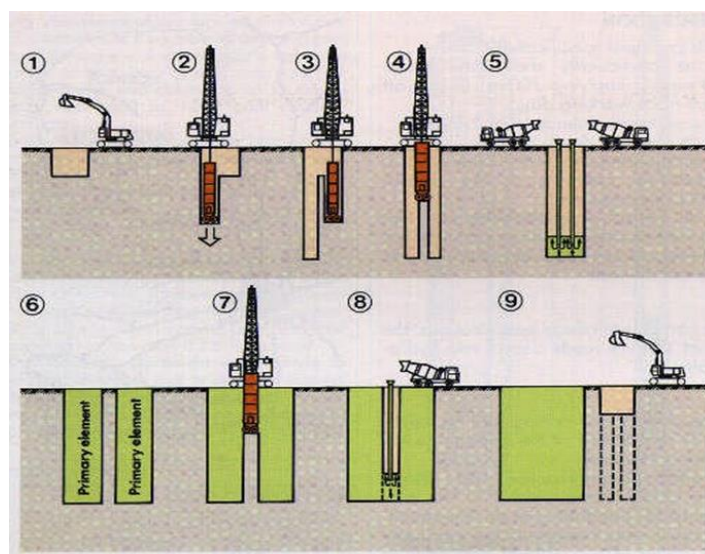


Figure.III.3 : Processus de production de parois moulée.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

a) Excavation :

- La tranchée guide :

Le chenal correspond à la première étape de creusement. La limite la plus courante est de 0,8 à 1,5 mètre de profondeur. La construction d'un muret, dit muret guidé d'un mur de tranchée, assure :

- Un repère pour assurer le bon alignement de la paroi moulée.
- Empêche l'instabilité de la surface de la tranchée due aux niveaux fluctuants de bentonite et à l'agitation de la boue pendant l'excavation.
- Prend en charge la stabilité des tranchées peu profondes grâce au poids vertical supplémentaire de l'excavatrice et d'autres équipements lourds à proximité de la conduite de gaz sur le site.

Les parois de guidage peuvent être réalisées de plusieurs manières. La plus classique est de les couler (dans le béton) en pleine excavation après décapage.

.Si le sol est trop meuble, encaisser les murs des deux côtés et remblayer à l'arrière. Nous pouvons fournir des parois de guidage avec des formes en L (droites ou inversées) qui leur confèrent une meilleure stabilité et rigidité.

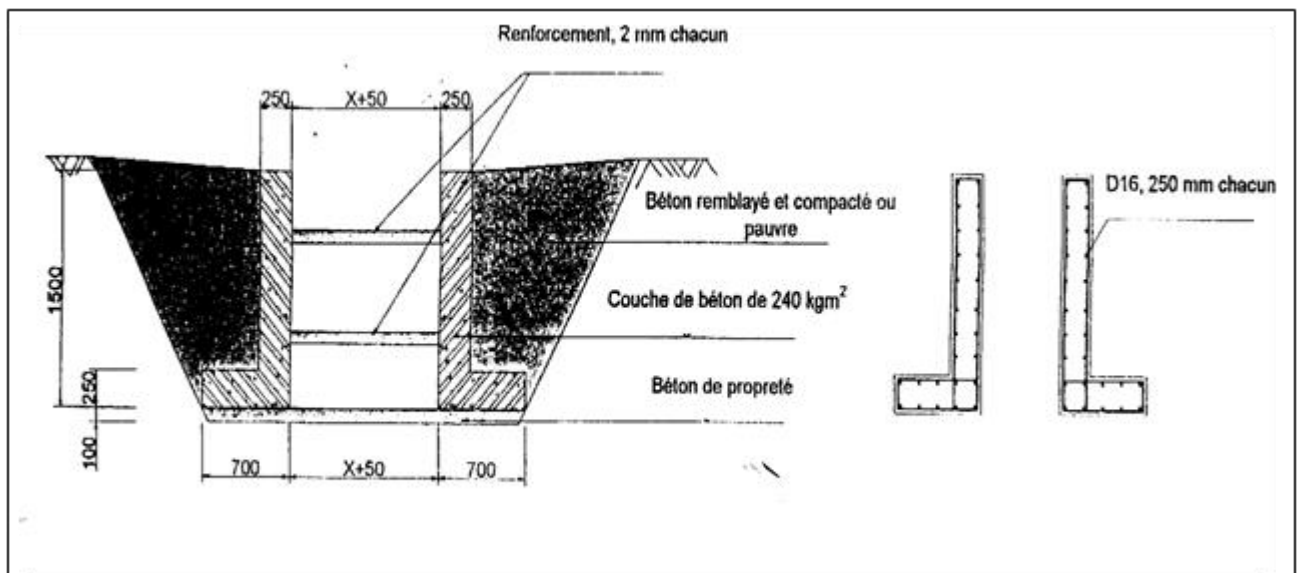


Figure III.4 : Murets guides.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

- Excavation en profondeur :

La deuxième étape consiste à créer des murs en profondeur. La technique d'exécution dépend de la surface du mur et de la nature du sol ainsi que des dimensions caractéristiques du mur.

- Le sol est ferme et la surface du mur est ferme petit, l'excavation peut être achevée en une seule fois et le scellement peut être effectué dès que possible après l'excavation.
- Le site est mal appuyé contre le mur ou en présence de la nappe phréatique, l'excavation des panneaux doit être réalisée sous injection, c'est-à-dire que le matériau excavé est progressivement remplacé par l'injection, qui assure la bonne tenue de la tranchée par sa pression.
- Pour les murs de grande surface, comme les barrages SMBT, le creusement se fait avec des panneaux alternés dont la surface unitaire est compatible avec le débit de l'équipement d'injection. La procédure de minage est différente pour les panneaux primaires et secondaires.

a) Excavation des panneaux primaires :

La longueur minimale du panneau est de 2,8m (3,2m possible). De grands panneaux principaux constitués de trois sections continues distinctes peuvent être creusés en fonction des conditions du sol et de la géométrie des murs (par exemple : section gauche 2,8 m, section droite 2,8 m, section centrale de 0,5 à 1,5 m). La longueur totale du panneau principal est de 6,1 m. à 7,1 m). Tous les panneaux ont une longueur de rainure de 800 mm (Figure.III.5). Les niveaux de boue de bentonite dans les tranchées d'excavation seront continuellement surveillés et contrôlés pour assurer la stabilité du canal ouvert.

Une fois la profondeur finale atteinte, le coulis de bentonite sera recyclé pour répondre à des critères précis.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

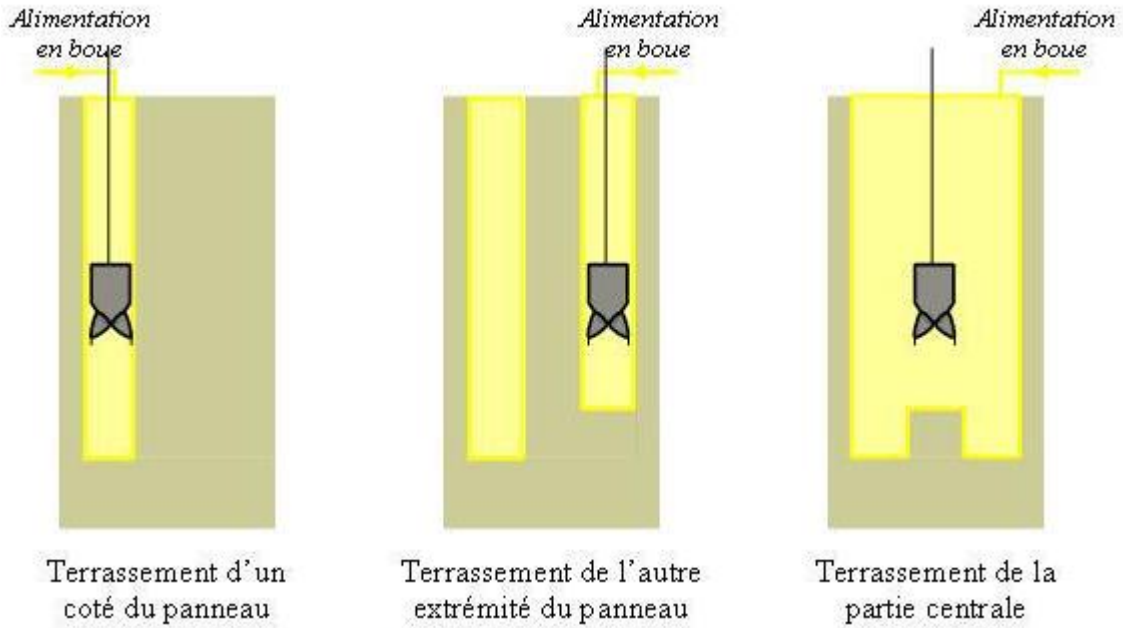
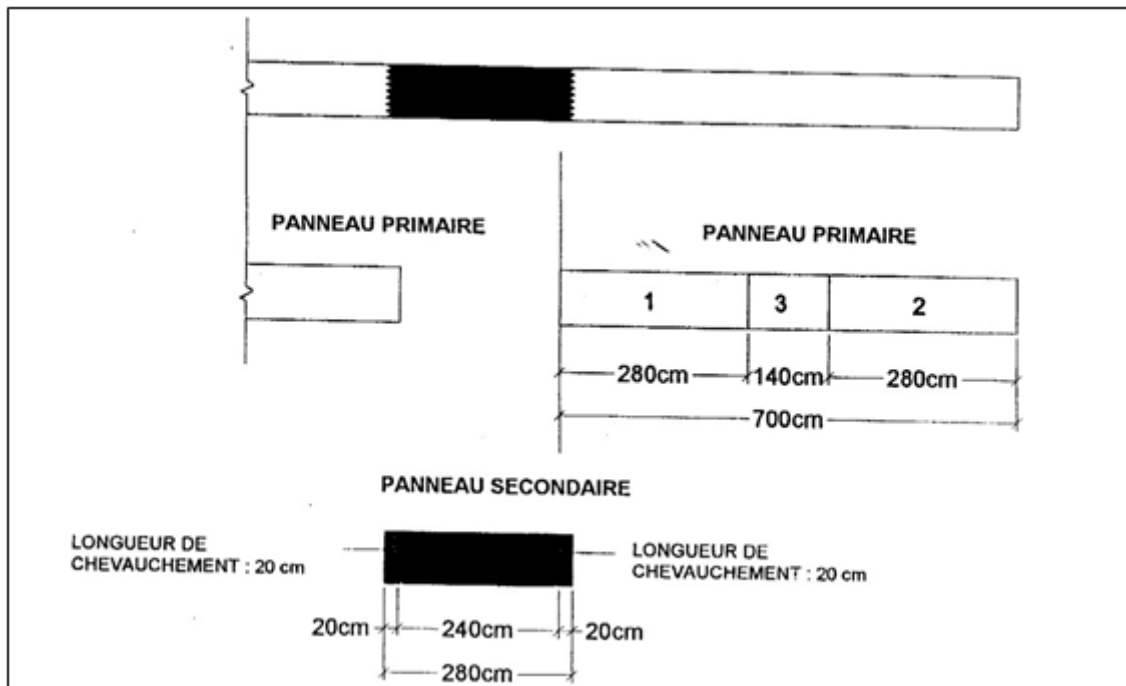


Fig.III.5 : Figure d'excavation.

b) Excavation des panneaux secondaires et formation des joints :

Une fois l'excavation du panneau primaire arrière terminée, le panneau secondaire médian sera excavé. La distance entre les panneaux primaires adjacents a été déterminée pour permettre un espace de 2,5 m pour l'excavation des panneaux secondaires.



FigureIII.6 : Joint de chevauchement (les dimensions sont données à titre indicatif).

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

À cette fin, une pelle avec un châssis de 2,80 m de long peut creuser environ 15 cm du béton plastique de deux plaques principales adjacentes, ce qui entraîne une surface rainurée rugueuse sur la plaque principale coulée.

Lors de la mise en place des panneaux secondaires, des rainures dans la face exposée des panneaux primaires permettront aux panneaux primaires d'être en contact étroit avec les panneaux secondaires en béton fraîchement coulés, assurant des joints verticaux serrés.

c) Boue de forage :

La boue de forage est une argile, la bentonite, en suspension dans l'eau, elle tire son nom du gisement de Fort Benton (Wyoming, USA) C'est une argile appartenant à la famille des montmorillonites aux propriétés spécifiques, notamment dans l'eau.

Un mélange vigoureux permet d'obtenir des suspensions colloïdales très stables à des concentrations relativement faibles.

L'argile bentonite utilisée pour le forage est souvent traitée

Chimiques (échange d'ions) et mécaniques (broyage très poussé) mettent en évidence leurs propriétés intéressantes ceux-ci sont :

- Stabilité de la suspension, ne s'affaissant pas même après des périodes prolongées ou de repos.
- La bentonite forme un film d'argile imperméable appelé cake sur une paroi poreuse à fines particules.

La membrane agit comme un point d'application de la pression que la boue exerce sur la paroi, stabilisant ainsi l'excavation. Si la granulométrie est plus grossière, la boue va s'infiltrer dans le sol et se coaguler, créant une zone étanche de bentonite gelée où s'exerce la pression de la boue.

- **Thixotropie** : La boue de forage a une certaine rigidité au repos et disparaît lorsqu'elle se remet en mouvement.

Permet la formation rapide de gâteau ou de bentonite congelée tandis que la boue reste fluide et maniable lors de l'excavation.

Si de l'eau est présente dans le sol, la boue doit être en surpression par rapport à l'eau pour qu'elle puisse pénétrer dans le sol, ou maintenir le gâteau de boue stable. La fabrication des

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

boues peut se faire dans un malaxeur haut pression un écoulement turbulent fonctionnant en boucle fermée, qu'il passe par un éjecteur (mélangeur à jet) ou circulant dans un grand réservoir à boue, comprenant une ou plusieurs mitrailleuses qui activent le mélange, doit commencer par une bonne dispersion de la boue à partir de la boue. Bentonite. De plus, la suspension doit pouvoir s'étendre avec le temps.

b) Les armatures :

Les barres d'armature sont assemblées dans des cages rigides et descendues dans la boue avant le coulage du béton. Des tests pour voir si la présence de bentonite ne réduisait pas l'adhérence de ces barres au béton ont montré que la réduction d'adhérence était plus faible pour les barres verticales et plus importante pour les barres horizontales. En pratique, de plus en plus d'aciers à haute adhérence sont utilisés, ce qui devrait lever tout souci.

c) Bétonnage de la paroi :

- La mise en place du béton :

La méthode utilisée est la méthode du tube plongeur. La goulotte descend au fond de l'excavation, arrive du fond et recure la boue de forage vers le haut à une densité plus élevée.

Au fur et à mesure que le béton monte pendant l'excavation, la hauteur de la colonne immergée dans le bloc de béton augmente, l'écoulement du béton devient plus difficile, la colonne doit être relevée, mais doit rester immergée dans le béton en permanence pendant un mètre ou un deuxièmement, il doit être estimé par Longueur de tuyau appropriée pour raccourcir la goulotte afin de maintenir la trémie à un niveau où elle peut être alimentée facilement.

Pour améliorer la descente du béton, pratiquez l'essuyage, c'est-à-dire l'impression de bosses verticales avec un treuil muni d'un tube plongeur.

Exigences de qualité du béton :

La composition du béton dépend évidemment des granulats disponibles. Cependant, on peut dire que le béton du mur est généralement riche en sable et ne doit pas contenir d'agrégats supérieurs à 25 - 30 mm.

Ci-dessous, à titre indicatif, la dose standard approximative pour un mur résistant en béton de 1m^3 est de 400 kg/m^3 .

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Ciment	400 kg/ m ³
Sable	400 l
Gravillons (3/8)	900 l
Eau	140 l/ m ³ .

La paroi ainsi réalisée peut être utilisée comme élément porteur et comme élément d'étanchéité. Cela empêche les eaux souterraines de s'infiltrer dans les structures souterraines.

III.4.2. Dimensionnement :

Le processus de dimensionnement du mur est très simple par rapport à la réalisation, car le mur du barrage agit comme un mur d'étanchéité au lieu d'un mur de soutènement qui nécessite un calcul de plasticité et d'élasticité.

Les dimensions de la paroi moulée sont les suivantes

a) Largeur :

En générale, la largeur du mur continu est supérieure ou égale à 0,80 m, et ici la largeur est de 0,8 m.

b) Longueur :

Le mur part de la faille asséchée du lit de la rivière qui sépare les deux structures géologiques sur les deux rives, et sort du support vers la rive droite pour s'assurer qu'aucune eau ne s'infiltré dans la rive. Sa longueur est de 308 m.

c) Profondeur :

La profondeur du mur suit le niveau de la roche (schiste) ; elle varie de 16m à 52m. Par exemple, le lit de la rivière a une profondeur de mur de 51,50 m et une profondeur de roche de 50,5 m.

III.4.3. Réalisation de la paroi moulée du barrage SMBT :

La paroi moulée est installée dans l'axe du barrage avec une épaisseur minimale de 80 cm. Sur six plates-formes, la séquence de minage est la suivante :

1°: PF3

2°: PF6

3°: PF1

4°: PF5

5°: PF2

6°: pf4

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Le béton est coulé au pied du mur de guidage du panneau principal, et le niveau théorique d'ingénierie du panneau secondaire est augmenté de 1,5 m pour des raisons de sécurité.

III.4.4. Matériel :

a) Ciment :

Le ciment utilisé pour le creusement de la paroi moulée est un ciment de haut-fourneau : CEMIII/42.5. La composition du ciment est :

Clinker 33% laitier 63% gypse 4%.

b) Eau :

L'eau d'Oued el Had est utilisée pour produire du béton plastique et de la boue de bentonite à p L'analyse chimique de cette eau a montré qu'elle répondait aux normes requises. Le rapport ciment/eau dans le béton plastique est de 0,35.

c) Bentonite :

La bentonite LAVIOSA importée est utilisée pour produire du béton plastique, tandis que la bentonite MAGNHIA locale est utilisée pour produire de la boue de forage.

c1) Boue de forage benthique :

L'action de cette boue est d'exercer une pression hydrostatique correspondant à la profondeur considérée et à la gravité spécifique de la boue, agissant par la formation d'un film imperméable sur la paroi de l'excavation, le pourcentage rapporté de bentonite (poids en eau) est d'environ 4 %.

c2) Boue de béton benthique :

Le coulis sert à maintenir en suspension les particules de ciment et les granulats, et à assurer l'étanchéité et la plasticité de la paroi moulée. Son pourcentage (par rapport au poids d'eau) est de 10% à partir du forage.

d) Agrégation :

Les produits ENOF sont utilisés dans la production de béton plastique avec un ratio global de **1m³** soit :

Sable traité : 40% gravillons 3/8 : 22%
Gravier 8/15: 23% gravier 15/25: 15%.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Le sable traité est obtenu en lavant 0/3 du sable et en le mélangeant avec du sable fin jusqu'à obtenir un module de finesse d'environ 2,80.

III.4.5. Les Phase d'exécution :

III.4.5.1. Mise en place de la plateforme :

La plate-forme est construite de telle manière qu'elle supporte le mouvement des fraises mécaniques et hydrauliques, et draine l'eau pour détourner ou évacuer l'eau stagnante indésirable, garantissant ainsi la stabilité de la plate-forme. Leur localisation est effectuée par des topographes selon le plan de fouille.

III.4.5.2. Construction de murs guides :

Les murs de guidage sont en béton armé et ont une profondeur comprise entre 1,20 m et 1,5 m, selon les conditions du sol et le processus d'excavation, et sont espacés d'au moins 80 cm. Sur la surface du mur de guidage, l'emplacement et le numéro de référence des panneaux (primaires et secondaires) ont été marqués.

III.4.5.3. Les pré fouilles :

Pour chaque panneau, il est réalisé à l'aide d'un grappin à câble hissé depuis une grue à une profondeur de 3 à 4 m pour permettre l'entrée du corps de fraisage dans le panneau.

La première opération de pré-excavation a été réalisée à 13 m de profondeur dans PF3, mais elle n'a pas été répétée car la verticalité des panneaux n'a pas pu être vérifiée.

III.4.5.4. Installation de la machine de découpe hydraulique :

Une fois l'excavation de l'herbe terminée, installez la fraise hydraulique parallèlement au panneau à excaver, de sorte que le corps de fraisage pénètre dans la surface de pré-excavation et coïncide avec l'axe du dispositif de guidage. Celui-ci fournit tous les paramètres techniques permettant de contrôler le bon déroulement du creusement, notamment la verticalité des panneaux (inclinomètres, profond mètres, enregistreurs de moteurs de forage).

III.4.5.5. Les Excavations :

Selon les techniques et les méthodes des parois moulées, l'excavation est réalisée à l'aide d'une fraise hydraulique, un dispositif capable d'atteindre la profondeur maximale du projet avec un minimum de chocs et de vibrations dans le sol à forer. Moulé avec un minimum de chocs et de vibrations dans le sol.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Selon la séquence d'excavation déterminée précédemment, la construction est effectuée d'abord sur le panneau primaire, suivi du panneau secondaire (milieu), et après que le béton plastique du panneau adjacent a atteint une résistance suffisante. Pour éviter toute détérioration de la paroi moulée (4 à 5 jours)

Pour les panneaux principaux plus longs que le corps de fraisage (7m), l'excavation est réalisée en trois étapes différentes

- Excavation de la première plaque extérieure d'une longueur de 2,80m.
- Creuser un second panneau extérieur de même longueur.
- Creuser une longueur de dalle centrale de 2,8 m tout en fraisant 70 cm de chaque côté de la dalle excavée.

Sur chaque panneau latéral qui a été fouillé.

D'autre part, en tant que panneaux auxiliaires fermés entre les deux panneaux principaux, leur excavation s'est faite en une seule opération en fraisant 40 cm de béton déjà de chaque côté des panneaux principaux. Les paramètres d'excavation sont contrôlés et enregistrés à l'aide de l'électronique de la fraise hydraulique. Pour l'équerrage, respectez toujours une tolérance de 0,5 %. La valeur moyenne enregistrée est de plus ou moins 2 cm.

III.4.5.6. Enlèvement de sable :

L'opération s'effectue au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation, en utilisant la pompe hydraulique de la fraise pour transporter la boue benthique nécessaire à la stabilisation des panneaux ainsi que les matériaux d'excavation jusqu'au dessaleur, qui est chargé de la récupération des boues et de l'extraction des déchets (sable, gravier, pierres), tout en vérifiant la teneur en sable sur l'échantillon de boue.

III.4.5.7. Fabrication de béton plastique :

La préparation du béton plastique se fait dans une centrale à béton de type CIFA d'une capacité de production de 60m³/h. La composition du béton a été déterminée sur la base des résultats d'essais préliminaires en laboratoire, en tenant compte de deux paramètres : la plasticité des parois et l'étanchéité.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

III.4.5.8. Coulage du béton :

Le coulage du béton plastique a lieu après l'excavation et le nettoyage des panneaux, auxquels le béton est livré par une bétonnière à une vitesse suffisante pour assurer une coulée constante et uniforme. Le coulage impliquait l'utilisation de colonnes constituées de tubes plongeurs d'un diamètre de 20 cm et de longueurs variant entre 50 cm et 800 cm, assemblés à partir de fils ronds, avec un entonnoir au sommet de la colonne pour l'introduction du béton. Pour le béton du panneau primaire, deux poteaux sont utilisés, tandis que pour le panneau secondaire, un seul suffit.

Au début du coulage du béton, placer les colonnes à 30 cm du bas des panneaux pour permettre au béton de s'écouler librement et de remonter en déplaçant la boue dans l'excavation. Le béton de la première coulée est séparé de la boue pour former un ballon en plastique qui est placé à l'intérieur du tube avant que le béton ne commence. Le débit de béton doit être maintenu constant et le tube plongeur doit être immergé dans au moins 3 m de béton frais pour éviter de couper les panneaux et de mélanger le coulis avec le béton.

III.4.6. Voile d'injection barrage SMT :

III.4.6.1. Injection cutanée :

Les injections cutanées sous le noyau sont nécessaires pour atteindre les objectifs suivants :

- Assurez-vous que la partie supérieure de la fondation du noyau est étanche.
- Construire un bon lien entre la fondation et le noyau.
- Assurer la liaison entre le voile et l'interface entre l'âme et la fondation.

Les trous sont systématiquement perpendiculaires à la pente, avec des lignes d'injection espacées de 2 m à une profondeur de roche de 5 m.

Le long de chaque ligne, les trous sont espacés de 2,5 m.

Tranche concernée	Pression injection
0 à 2,5 m	1,5 bars
2,5 à 5 m	5 bars

Pour toute la base du noyau, les positions des trous sont géométriquement décalées selon deux lignes adjacentes.

Le forage a commencé par deux passages descendants de 2,5 m de large.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Au total, 305 trous de forage ont été forés et les trous de forage cumulés ont été injectés dans les trous de forage de 1882,45 m (car les trous de forage traversaient le sol), dont les trous d'injection étaient de 1530,45 m.

La quantité moyenne de ciment absorbée dans les 5 premiers mètres de toute la fondation du noyau rive gauche est de 27,74 kg/m

Le coulis utilisé était un coulis eau-ciment de type bentonite et le tableau suivant montre la composition des trois types de coulis. (Le ciment utilisé est de type CHF, rarement de type CPJ).

Tableau III.7 : la composition de trois types de coulis

Coulis	Eau	Bentonite	Ciment.	C/E	Viscosité, sec
C1	890L	30kg	300kg	0,34	34
C2	842L	41kg	420kg	0,50	40
C3	831L	56kg	435kg	0,52	50

III.4.6.2. Injection du voile d'étanchéité :

Le voile d'étanchéité est supposé être en rive gauche et il part de la faille du lit de l'Oued couplé à la paroi moulée sur une longueur de 70m, atteint la rive gauche (sous le déversoir), puis se prolonge en rive gauche sur la colline sur 150m.

Le voile d'étanchéité se compose de 28 trous de forage, de SP17 à PP32, la distance entre les trous de forage primaire et secondaire est de 2,5 m et la longueur du canal d'injection est égale à 3 m, augmentant comme indiqué dans la figure ci-dessous.

Tranche concernée	Pression d'injection
3 m	1,5 bars
3 à 6m	5 bars
6 à 9m	7 bars
9 à 12m	10 bars
12 à 15m	13 bars
15 à 18m	16 bars
18 à 21m	19 bars
21 à 24m	22 bars
Au-delà de 24m.	30 bars

Les 28 forages d'une longueur totale de 1499,8 m dont 1454,0 m injectée.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

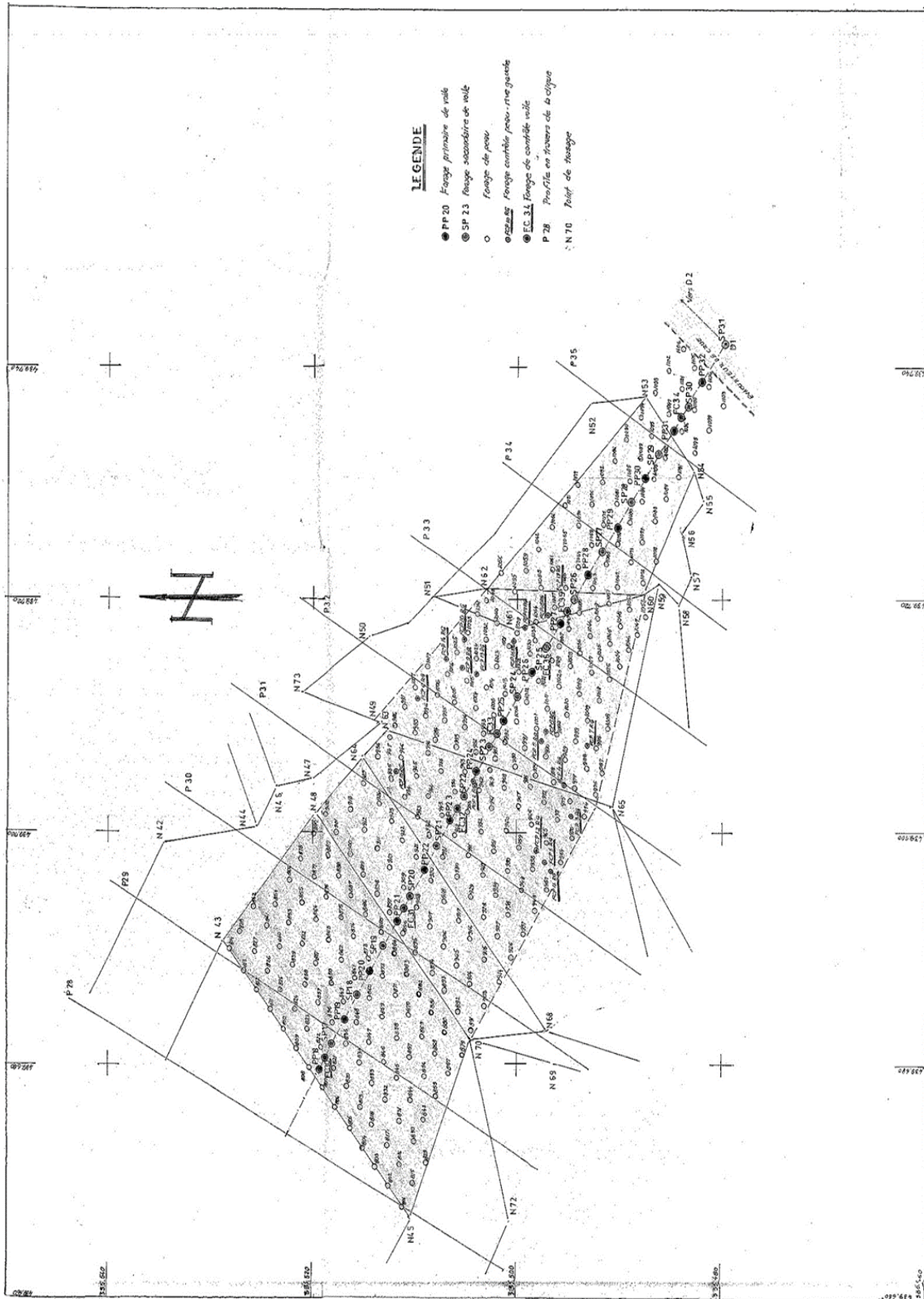


Figure III.7 : vue en plan du voile d'injection du barrage de SMBT.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

III.4.6.3. Pression d'injection :

Concernant la pression d'injection, elle peut être déterminée en fonction de la nature et de la charge du sol en fonction de la pression de rejet.

C'est par l'expérience et les premiers essais sur le terrain que cette pression est déterminée en fonction de la profondeur d'injection.

La pression de rejet du voile étanche peut varier de 10 à 50 daN/cm².

En général, utiliser un coulis de type C1 et continuer à injecter jusqu'au rejet. Lorsqu'aucun refus n'était obtenu, les injections étaient reprises quelques jours plus tard jusqu'au refus.

III.4.6.4. Contrôle des injections :

Le seul moyen direct de vérifier l'efficacité de l'injection d'un barrage est d'effectuer un test d'eau dans la roche injectée. Les résultats sont souvent épars et pas assez fiables pour être sûr que l'écran est vraiment étanche et ne présente pas de lacunes. La seule réponse sûre est de remplir partiellement ou complètement le réservoir la première fois.

Sur un total de 483 tranches, 38 tranches (7,9 %) avaient un taux d'absorption de 50 kg/m. Il a été observé en injectant le coulis C1+C2 qu'après 24 heures, l'injection du coulis C1 était suffisante pour obtenir le rejet, indiquant que l'utilisation du coulis C1 jusqu'au rejet a permis de réduire l'absorption de ciment à 280-350 kg/m.

En général, l'absorption la plus élevée a été obtenue à l'emplacement de la zone médiane rive gauche entre les forages PP23 et SP26.

L'absorption moyenne du calcaire jurassique dans le noyau de fondation rive gauche en profondeur est de 12,55 kg/m.

Le tableau ci-dessous montre l'absorption moyenne et le coulis utilisé pour chaque tranche.

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

N° Forage	Tranche (m)	Absorption (Kg/m)	Observations
PP 25	34 -37	2613,0	Coulis C1+C2+C3+C1+C2+C3 (Réinjection I) +C1+C2+C3 (réinjection II)+C3 (réinjection III) +C3 (réinjection IV) +C3
SP 17	43,6- 46,6	879,7	C1+C2+C3+C1+C2+C3 (réinjection I) +C1 (réinjection II)
SP 23	35 -38	785,2	C1+C2+C3+C1+C2+C3 (réinjection)
PP 27	29 -32	613,6	C1+C3+C1+C3(réinjectionI)+C1 (réinjection II)
SP 23	38-41	550,6	C1+C2+C3+Cl (réinjection)
PP 21	25-28	534,0	C1+C2+C3+Cl (réinjection)
SP 20	11,3-14,3	492,3	Cl+C2+C3+Cl (réinjection)
SP 22	11-14	474,4	Cl+C2+C3+Cl (réinjection)
PP 23	39-42	466,6	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
SP 22	29-32	460,1	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
SP 23	29-32	460,0	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
PP 22	25,7-28,7	454,4	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
PP 29	46-49	451,3	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
PP 21	31-34	449,6	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
PP 23	42-45	448,8	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
PP 24	32-35	448,8	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
PP 21	19-22	437,9	C1+C2+C3+C1 (réinjection)
SP 17	28,6-31,6	434,9	C1+C2+C3+Cl (réinjection)
SP 26	36-39	353,8	Cl+C3+Cl (réinjection)
SP 23	32-35	337,9	Cl+C2+C3+Cl+C2+C3 (réinjection)
PP 31	52-55	307,4	C1+C3+C1 (réinjection)
PP 26	49-52	296,7	C1+C3+C1 (réinjection)
SP 26	54-57	294,5	C1+C3+C1 (réinjection)
SP 23	47-50	294,0	C1+C2+C3

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

PP 27	17-20	291,4	C1+C3+C1 (réinjection)
SP 23	20-23	285,4	C1+C2+C3(résurgence)+C1réinjection)
SP 26	6-9	283,7	C1+C3+C1 (réinjection)
PP 26	43-46	283,6	C1+C3+C1 (réinjection)
PP 32	9-12	183,4	C1+C2
PP 21	40-43,6	126,0	C1+C2
SP 17	9-12	90,4	C1
PP 21	22-25	85,2	C1
PP 19	23-26	79,0	C1
PP 23	45-49	78,0	C1
PP 27	50-53	68,5	C1
PP 26	46-49	59,7	C1
PP 22	2,5-5,5	58,6	C1
SP 20	32,3-35,3	52,0	C1

Tableau III.9 : Absorption des terrains de différents forages.

III.5. Résumé du projet d'injection :

En général, l'absorption de ciment pour les injections cutanées et les voiles d'étanchéité peut être considérée comme acceptable. Pour chaque morceau que nous avons injecté, jusqu'au rejet, nous avons pu observer qu'en surface, l'absorption d'eau moyenne de la rive gauche était plus élevée, et en profondeur, l'absorption d'eau moyenne de la rive gauche était deux fois inférieure à la fondation du déversoir, et presque trois fois moins que la zone centrale (voir tableau 3.4).

Tableau III.10 : Les absorptions moyennes de ciment (kg/m)

La profondeur	Zone centrale (c)	Talus de la rive Gauche	Fondation de l'évacuateur
Les premiers 5 m (injection de peau)	18,40	27,74	20,40 Kg/m
Les injections profondes (voile d'étanchéité)	32,58	12,55	27,59 Kg/m

CHAPITRE III : TRAITEMENTS DES FONDATIONS DE BARRAGE

Le débit de fuite à travers la fondation après le traitement est calculé selon la formule suivante :

$$Q'_2 = 2,30 \times 10^{-7} \times \frac{46}{205} \times 79 \times 252 = 90 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.6. Conclusion :

L'étanchéité de la fondation du barrage SMBT est assurée par une paroi moulée dans les formations miocènes en rive droite et une partie du centre de la vallée, et un voile d'injection dans les formations jurassiques (calcaires, schistes) en rive gauche. Calcaire avec de rares intercalaires de brèche).

Une fois l'étanchéité assurée, le débit de fuite est plus faible avec le voile et paroi moulée, passant de 5800 m³/j à 90 m³/j. Et une fois l'étanchéité réalisée, il faut observer si cela fonctionne comme prévu ou s'il y a une anomalie, c'est ce que nous verrons au chapitre suivant, la partie contrôle des infiltrations du barrage SMBT.

**CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE
SURVEILLANCE ET
D'AUSCULTATION**

IV Dispositifs de surveillance et d'auscultation

IV.1. Présentation générale de l'auscultation du barrage

Le barrage de SMBT est un barrage en remblai en alluvions dont l'étanchéité est assurée par un noyau en argile.

A ce titre, l'étanchéité du noyau doit être contrôlée. Elle l'est par le biais de cellules de pression interstitielle situées dans le noyau lui-même, mais aussi dans le drain aval. La mise en pression du pied aval d'un barrage en remblai est un risque. Compte tenu de la complexité néotectonique de la fondation, des puits drainants y ont été installés en vue de casser la pression d'éventuels écoulements qui contourneraient le voile ou la paroi moulée.

Les alluvions de la recharge amont ont été sélectionnées parmi les plus perméables des gîtes existants. Cependant, en cas de vidange de la retenue, leur perméabilité naturelle était telle que de pressions risquaient d'y être piégées. Pour éviter ce phénomène, des cordons drainant y ont été installés. Leur objectif est de rabattre les pressions interstitielles durant la vidange, rapide ou pas, du plan d'eau. en vue de tester leur efficacité, des cellules y ont été installées.

En rive gauche, le voile d'étanchéité n'a pas permis d'assurer la fermeture hydraulique, car la nappe phréatique y était très basse. Ce phénomène est représentatif d'une rive dont la perméabilité est élevée. Par contre, le voile ne pouvant raisonnablement pas assurer la fermeture hydraulique, des fuites se produiront au large. Le dimensionnement du voile est tel que les gradients de l'écoulement sont a priori acceptables. Les piézomètres mis en place dans la rive gauche ont pour objectif de vérifier que les écoulements sont en effet acceptables. Si, au cours des années d'exploitation, un colmatage, même faible, ne se produit pas, et qu'à contrario, les fuites augmentent (soulignées par des pressions qui tendent à augmenter avec le temps), une extension du voile pourra être envisagée car une extension de la galerie souterraine d'injection en rive gauche a été prévue à cet effet.

En rive droite, une paroi moulée assure l'étanchéité de la fondation sous le noyau. Cette disposition a été retenue du fait de la présence d'horizons perméables difficilement injectables par des moyens conventionnels. Cependant, les reconnaissances ont montré que des terrains fins et étanches s'y trouvaient également. De ce fait, la saturation de la rive droite par la retenue peut se produire lentement. Pour palier à une montée en pression qui pourrait mettre en question la stabilité de la rive, des piézomètres (au titre du contrôle de la piézométrie) et des drains (en vue de rabattre d'éventuelles pressions) ont été installés dans la galerie de rive

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

droite. En parallèle, la montée de la nappe phréatique en rive droite favorise la fermeture hydraulique par le voile d'injection. De ce fait, une légère montée en pression est favorable à l'étanchéité globale de la rive.

La fouille de la rive gauche est haute puisqu'elle s'étend de la cote 323 à 400 environ. Elle surplombe l'évacuateur de crue. De ce fait, son auscultation s'impose comme un des éléments de sécurité. En cas de séisme, l'apparition de mouvements ou de changement de piézométrie par jeu de failles devra y être contrôlée.

La galerie de vidange de fond située en rive gauche sous l'axe de l'évacuateur de crue est à écoulement libre. Des drains y ont été percés, en vue de réduire la pression sur le revêtement en béton, mais également pour drainer la rive gauche. Deux drains longs ont pour but de drainer le massif en profondeur. L'évolution de leur débit durant la montée et descente du plan d'eau devrait donner de bonnes indications sur le mécanisme qui gouverne l'hydraulique de la rive gauche.

Ces considérations ont servi de ligne directrice dans la conception du dispositif d'auscultation destiné à la surveillance et à l'évaluation de l'état du barrage.

Ce dispositif est constitué de trois volets :

- Auscultation interne, pour surveiller et évaluer le comportement hydraulique du barrage et de sa fondation,
- Auscultation externe (topographique), pour le suivi du comportement mécanique du barrage et de ses ouvrages annexes,
- Auscultation sismique en vue de connaître le comportement du barrage en cas de séisme, d'autant qu'il se situe dans l'une des zones les plus sismiques du pays.

Le dispositif d'auscultation interne, destiné à la surveillance de la piézométrie et des écoulements dans le corps de la digue, dans sa fondation et dans les rives, ainsi que des déplacements internes du barrage, est constitué de :

- Cellules de pression interstitielle,
- Cellule de pression totale,
- Piézomètres,
- Puits de décharges,

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

- Drains,
- Inclinomètres – tassomètres.

Le dispositif d'auscultation externe, dédié à l'évaluation du comportement mécanique du barrage est constitué de :

- Piliers d'observation topographique,
- Repères topographiques,
- Fissuromètres,
- Barres VINCHON.

Le dispositif d'auscultation sismique est constitué de 3 accélérographes, destinés à enregistrer les mouvements du remblai et de la fondation en cas de séisme.

Une description exhaustive de ces dispositifs est donnée, ci-après :

IV.2. Auscultation Interne

L'auscultation interne du barrage, de sa fondation et des rives est assurée, comme indiqué, ci-dessus, à l'aide d'un dispositif comprenant des cellules de pression interstitielle et totale, des piézomètres et des drains.

Une description détaillée de ce dispositif est donnée ci-dessous.

IV.2.1. Cellules de pression interstitielle

Afin de contrôler l'évolution des pressions interstitielles dans le barrage, il a été mis en place, au fur et à mesure de la montée des remblais, 53 cellules de pressions interstitielles dans la fondation, au contact du remblai avec le rocher et dans le corps de la digue.

Ces cellules sont réparties sur trois profils d'auscultation bien définis, le profil 1 en rive droite, le profil 2 en partie centrale de la vallée et le profil 3 en rive gauche.

Les cellules installées dans le remblai l'ont été à quatre niveaux (280,00, 286,50, 300 et 315 m NGA).

Ces cellules, de type électrique, à corde vibrante, de marque GLOTZL, sont repérées selon le code suivant C/P/X/Z/Y, avec :

- C pour cellule,
- P est le numéro du profil d'auscultations (1, 2 ou 3),

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

- X = F pour une cellule placée dans forage en fondation,
- X = C pour une cellule placée au contact de la fondation,
- X = R pour une cellule placée dans le remblai,
- Z = niveau en m sous la PHE pour les cellules placées dans le remblai,
- Z = niveau en m sous la fondation pour les cellules placées en fondation ou au contact de la fondation,
- Y = rang de la cellule depuis l'amont pour le niveau instrumenté.

Les mesures des cellules de pression interstitielle ont commencé à être effectuées aux dates suivantes :

- Cellules en fondation – Profil 1 : Juillet 2004
- Cellules en fondation - Profil 2 : Janvier 2004
- Cellules en fondation – Profil 3 : Mars 2004
- Cellules dans le remblai – Niveau 280 : Avril 2004
- Cellules dans le remblai – Niveau 286,50 : Juin 2004
- Cellules dans le remblai – Niveau 300 : Décembre 2004
- Cellules dans le remblai – Niveau 315 : Juillet 2005

Les mesures étaient effectuées à un pas de temps hebdomadaire et depuis le début de la mise en eau, en septembre 2005, à un pas journalier.

Les cellules répertoriées C/2/C/0/2, C/3/C/0/1, C/3/R/35,6/1 et C/3/R/22,1/2 sont hors service depuis Juin 2004 et Décembre 2005.

Les meures effectuées sur ces cellules depuis leur installation confirment le comportement satisfaisant du barrage.

IV.2.2. Cellule de pression totale

Afin de mesurer les risques d'occurrence de phénomènes de fracture hydraulique, une cellule de pression totale, désignée par CPT 2, et ayant pour référence EEVW2030, a été installée dans la fondation, à la cote 262, dans le profil d'auscultation n° 2.

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Les mesures effectuées sur cette cellule, depuis Février 2004, indiquent une pression égale à 65 % du poids des remblais, valeur tout à fait acceptable pour le barrage de Sidi M'Hamed Ben Taiba.

IV.2.3. Piézomètres

Pour la surveillance et le contrôle des écoulements et des niveaux piézométriques dans la fondation du barrage et dans les rives, le site du barrage a été équipé de 25 piézomètres, répartis comme suit :

- Rive gauche : 8 piézomètres dont 3 dans la galerie d'injection RG (PZ 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16 et 17)
- Rive droite : 1 piézomètre (PZ 1)
- Pied aval du barrage : 2 piézomètres (PZ 8 et 9)
- Aval de la paroi moulée : 2 piézomètres (PZ-PM1-2 et PZ PM3)
- Galerie de drainage RD : 12 piézomètres (PZ-GD 1 à 12)

Piézomètres de la rive gauche

La rive gauche du barrage de Sidi M'Hamed Ben Taiba est caractérisée par une perméabilité importante et par l'impossibilité qu'il y a eu à assurer la fermeture hydraulique par le voile d'injection, rendant possible des fuites au large.

Pour ces raisons, la surveillance de la piézométrie de cette rive est d'une importance capitale pour l'ouvrage, en vue, d'une part, d'y évaluer les écoulements et d'autre part, de prendre la décision, si nécessaire, de procéder au prolongement du voile d'injection.

Il y a donc été implanté 8 piézomètres, dont 3 dans la galerie d'injection (PZ 15, 16 et 17).

Le tableau IV.1. Ci-dessous, donne les positions et les caractéristiques de ces piézomètres :

Tableau 4.1 : Coordonnées des piézomètres de la rive gauche

N °	Coordonnées			Profondeur (m)
	X	Y	Z (Tête)	
PZ 10	439 800,00	335 445,00	337,13	70,76
PZ 11	439 836,00	335 398,00	338,19	61,17
PZ 12	439 845,00	335 354,20	345,19	64,77

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

PZ 13	439 928,80	335 471,00	397,60	86121
PZ 14	439 987,60	335 485,00	402,62	120
PZ 15	440 015,07	335 539,67	323,85	53,57
PZ 16	440 055,75	335 538,33	324,55	60
PZ 17	440 096,09	335 536,98	325,09	51,76

Les mesures de ces piézomètres ont commencé à être effectuées aux dates suivantes :

- PZ 10, PZ 11 et PZ 12 Novembre 2004
- PZ 13 et PZ 14 Décembre 2004
- PZ 15, PZ 16 et PZ 17 Février 2006

L'analyse des résultats de ces mesures a mis en évidence les faits suivants :

- Avant la mise en eau du barrage, le niveau piézométrique dans la rive gauche était assez bas et s'établissait à environ 275 m NGA.
- Au début de la mise en eau ce niveau a évolué très peu et s'établissait à 276 – 277 m NGA.
- Lorsque le niveau du plan d'eau a atteint la cote 298, il a été constaté une montée rapide du niveau piézométrique qui s'établit à environ 1 – 1,50 m au-dessous du niveau de la retenue et qui en suit exactement le mouvement.
- Les piézomètres situés dans la galerie d'injection (PZ 15, PZ 16 et PZ 17) qui ont commencé à être mesurés en Février 2006, ont indiqué immédiatement un niveau piézométrique en relation directe avec le niveau de la retenue, puisqu'il s'établissait à 1 m au-dessous de ce dernier.
- Lors de la baisse du plan d'eau, amorcée depuis le 15 Mai 2006, il est constaté que le niveau piézométrique suit cette baisse, à l'exception des piézomètres PZ 12 et PZ 14 qui restent stables à 297 et 306,50 m NGA respectivement.

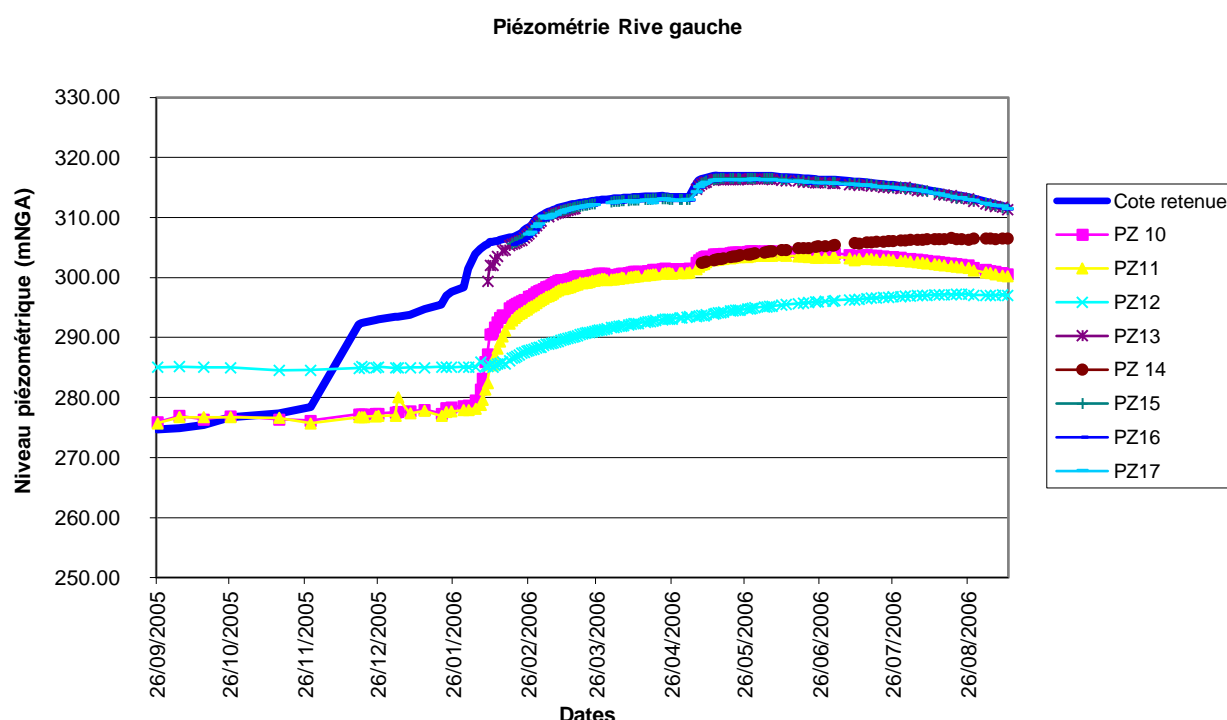
Ce comportement du massif de la rive gauche n'a pas d'explication technique plausible, toutefois les niveaux piézométriques bas, indiqués par les puits de décharge, situés plus en aval, semblent exclure l'existence d'écoulements importants dans ce massif.

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

L'hypothèse qui pourrait expliquer ce comportement serait l'existence d'un caisson perméable, encadré par des joints étanches et qui se serait "rempli" lorsque le niveau de la retenue a atteint puis dépassé la cote 298 m NGA.

Cette hypothèse ne pourra être vérifiée que lorsque le niveau du plan d'eau descendra au-dessous de la cote 298.

Le graphe IV- 1, ci-dessous, illustre la piézométrie de la rive gauche, depuis le début de la mise en eau du barrage :



Graphe IV – 1 : Piézométrie de la rive gauche

Piézomètre de la rive droite

La rive droite, constituée de terrains du Miocène est nettement plus étanche que la rive gauche et la nappe phréatique y est assez élevée, assurant ainsi la fermeture hydraulique.

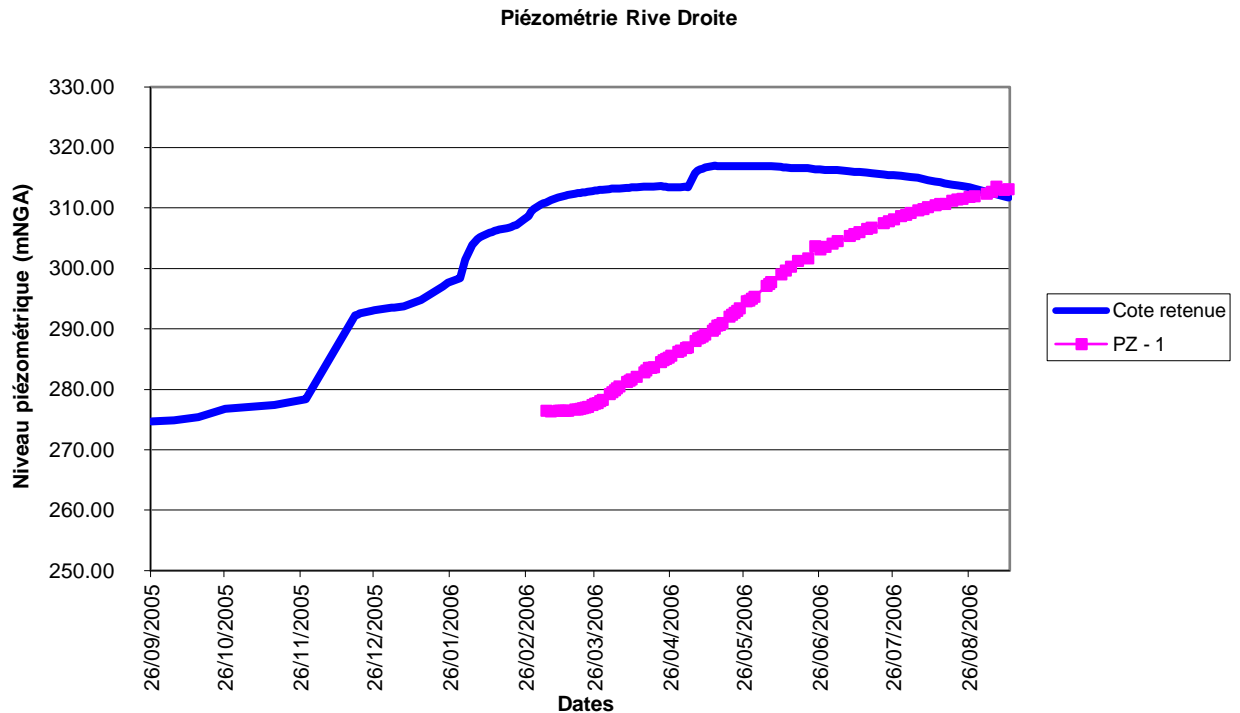
Afin de suivre l'évolution de la nappe dans cette rive, à l'amont de la paroi moulée, un piézomètre y a été installé. Il s'agit du PZ 1, ayant les caractéristiques contenues dans le tableau IV – 2, ci-après : **Tableau IV .2 : Piézomètre en rive droite.**

N °	Coordonnées			Profondeur (m)
	X	Y	Z (Tête)	
PZ 1	439 324,33	335 695,16	327,69	54,43

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Les niveaux indiqués par ce piézomètre montrent que la nappe y est assez haute et se situe au-dessus du niveau de la retenue, ce qui contribue à assurer la fermeture hydraulique en rive droite.

Le **graphe IV – 2**, ci-dessous, montre l'évolution de la piézométrie dans la rive droite :



Graphe IV – 2 : Piézométrie de la rive droite

Piézomètres à l'aval du barrage

Afin de contrôler l'efficacité du voile d'injection, deux piézomètres ont été implantés en pied de barrage. Il s'agit de PZ 8 et PZ 9, dont la situation et les caractéristiques figurent dans le tableau IV – 3, ci-dessous :

N °	Coordonnées			Profondeur (m)
	X	Y	Z (Tête)	
PZ 8	439 390,50	335 330,00	273,02	18,98
PZ 9	439 452,88	335 371,55	274,14	20,42

Tableau IV .3 : Piézomètres à l'aval du barrage

Ces deux piézomètres indiquent des niveaux qui correspondent au niveau aval, observé dans la fosse de dissipation, ce qui traduit une bonne efficacité du voile d'injection.

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Piézomètres à l'aval de la paroi moulée :

L'étanchéité de la fondation du barrage de Sidi M'Hamed Ben Taiba est assurée, en partie centrale de l'oued et en rive droite, par une paroi moulée.

Afin d'en contrôler l'efficacité, deux piézomètres ont été installés sur le parement aval du barrage. Leur situation et leurs caractéristiques sont indiquées dans le tableau IV – 4, ci-dessous :

N°	Coordonnées			Profondeur (m)
	X	Y	Z (Tête)	
PM 1-2	439 600,21	335 529,94	315,24	61,36
PM 3	439 543,84	335 551,65	313,67	57,02

Tableau IV.4 : Piézomètres à l'aval de la paroi moulée

Ces deux piézomètres indiquent également des niveaux correspondant au niveau aval, traduisant ainsi une parfaite étanchéité de la paroi moulée.

Piézomètres de la galerie de drainage Rive Droite :

Pour suivre l'évolution de la piézométrie dans la rive droite, à l'aval de la paroi moulée, il a été installé douze (12) piézomètres, numérotés PZ-GD 1 à PZ-GD12, dans la galerie de drainage située dans cette rive.

La position de ces piézomètres ainsi que leurs caractéristiques sont donnés dans le tableau IV – 5, ci-après :

Tableau IV.5 : Piézomètres de la galerie de drainage Rive Droite:

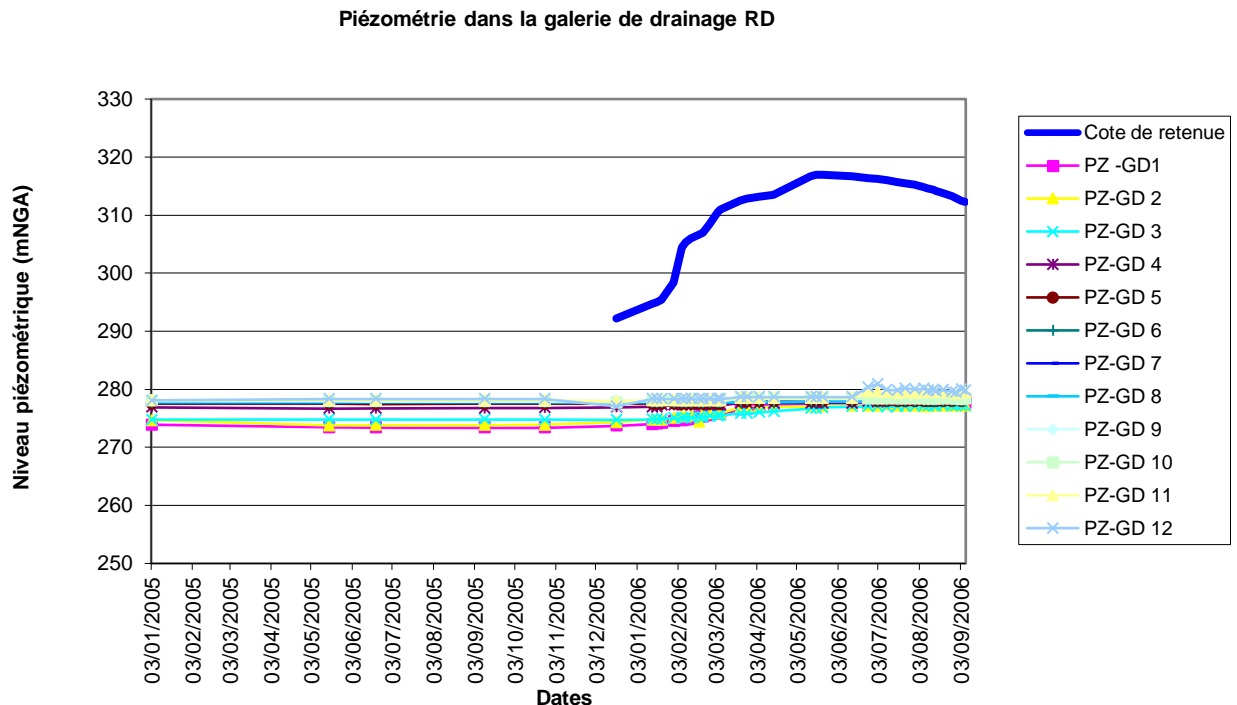
N°	Distance du fond de la galerie		Cote de tête	Profondeur (m)
	Partielle	Cumulée		
Fond Galerie	0,00	0,00		
PZ-GD 1	0,00	0,00	278,35	21,45
PZ-GD 2	37,10	37,10	277,66	14,83
PZ-GD 3	48,35	85,45	277,43	20,97
PZ-GD 4	24,25	109,70	277,62	15,31
PZ-GD 5	24,25	133,95	277,94	11,32
PZ-GD 6	17,50	151,45	278,21	3,56
PZ-GD 7	7,50	158,95	278,18	4,24
PZ-GD 8	7,80	166,75	278,30	5,45

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

PZ-GD 9	7,60	174,35	278,32	13,22
PZ-GD 10	7,55	181,90	278,46	15,19
PZ-GD 11	7,45	189,35	278,44	9,49
PZ-GD 12	7,45	196,80	278,66	23,64

Les résultats des mesures de ces piézomètres montrent que le niveau piézométrique dans la rive droite, à l'aval de la paroi moulée a très peu évolué depuis la mise en eau du barrage.

Le graphe IV – 3, ci-dessous, montre l'évolution de ce niveau piézométrique depuis le début de la mise en eau du barrage :



Graphe IV – 3 : Piézométrie dans la galerie de drainage rive droite

IV.2.4. Puits de décharge :

Afin de contrôler les écoulements éventuels dans la rive gauche et à travers la paroi moulée et en vue de dissiper les pressions éventuelles, quatorze (14) puits de décharge, numérotés de PD 1 à PD 14 ont été installés au pied du talus de la rive gauche et au pied du barrage.

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Les coordonnées et la profondeur des ces puits sont données par le tableau IV – 6, ci-dessous :

N °	Coordonnées			Profondeur (m)
	X	Y	Z (Tête)	
PD 1	439 500,00	335 416,00	273,38	20,52
PD 2	439 517,86	335 407,00	274,50	19,23
PD 3	439 535,72	335 398,00	274,71	19,77
PD 4	439 553,58	335 389,00	275,08	17,81
PD 5	439 571,44	335 380,00	276,93	17,43
PD 6	439 589,30	335 371,00	270,74	15,45
PD 7	439 607,16	335 352,00	271,17	15,48
PD 8	439 627,00	335 352,00	266,17	13,81
PD 9	439 691,00	335 348,50	289,01	16,94
PD 10	439 700,00	335 329,00	290,39	19,06
PD 11	439 719,00	335 320,00	293,28	19,37
PD 12	439 732,20	335 306,00	291,23	18,45
PD 13	439 750,10	335 295,80	291,25	20,85
PD 14	439 763,90	335 281,80	292,67	16,81

Tableau IV – 6 : Puits de décharge

Les puits PD 1 à PD 8 contrôlent les écoulements éventuels à travers la paroi moulée et qui ressortiraient au pied du barrage ou celui du contrefort, tandis que les puits PD 9 à PD 14 contrôlent les écoulements dans le massif de la rive gauche.

Le puits PD 8 est immergé dans la fosse de dissipation et ne peut plus être mesuré.

Mesurés comme des piézomètres, ces puits indiquent un niveau correspondant au niveau aval pour les puits situés en partie centrale de la vallée et légèrement supérieur pour les puits situés en rive gauche, à cause certainement de la présence de la nappe de versant.

IV.2.5. Drains :

Le drainage de la fondation du barrage et des rives est assuré par des drains, implantés dans :

- La galerie de vidange de fond,

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

- La galerie de drainage de l'évacuateur de crues,
- La galerie de drainage rive droite.

- **Drains de la vidange de fond :**

En vue de dissiper les pressions autour du revêtement de la galerie de vidange de fond, cette dernière a été équipée, sur une longueur de 220 m d'auréoles de drainage, composées chacune de 3 drains, de 2 m de longueur, disposés en éventail et espacés de 3 m. Les drains sont constitués de tubes en PVC de DN 50 mm, crépinés sur toute leur longueur.

Les drains verticaux, situés en calotte sont équipés de manomètres, alors que les drains inclinés sont laissés libres.

Par ailleurs et pour drainer le massif de la rive gauche, deux drains supplémentaires, appelés DVF 1 et DVF 2, ont été forés dans le parement rive gauche de la galerie de vidange de fond, aux PM 150 et 160, à partir de la vanne de vidange.

Ces deux drains, inclinés à 32° vers le haut ont été orientés de manière à aller drainer la zone du massif où le niveau piézométrique est le plus haut.

- **Drains de la galerie de drainage de l'évacuateur de crues :**

Le seuil déversant de l'évacuateur de crues est constitué par un barrage poids de 16 m de hauteur et de 12,50 m de largeur à la base.

Afin de casser les sous pressions sous cet ouvrage, 25 drains ont été réalisés dans une galerie prévue à cet effet dans le corps du seuil de l'évacuateur.

Ces drains, numérotés FD 1 à FD 25, depuis le fond de la galerie, espacés en moyenne de 5 m, ont été réalisés inclinés à 80° sur la verticale, vers le talus de la fouille de l'évacuateur de crues, avec des profondeurs variables de manière à atteindre le niveau de la nappe estimé à 275 m NGA.

Les drains FD 2 et FD 9, qui affichent les débits les plus importants, ont été équipés de manomètres pour mesurer la pression dans la fondation du seuil.

Le tableau IV – 7, ci-dessous, donne les positions des ces drains, par rapport au fond de la galerie :

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Tableau IV-7 : Positions des drains de la galerie de drainage de l'évacuateur de crues.

Point	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)
Fond galerie	0,00	0,00
FD 1	4,38	4,38
FD 2	4,98	9,36
FD 3	4,98	14,34
FD 4	5,10	19,44
FD 5	10,20	29,64
FD 6	4,66	34,30
FD 7	5,04	39,34
FD 8	5,00	44,34
FD 9	5,06	49,40
FD 10	4,90	54,30
FD 11	5,00	59,30
FD 12	5,00	64,30
FD 13	5,05	69,35
FD 14	5,05	74,40
FD 15	5,00	79,40
FD 16	4,95	84,35
FD 17	5,08	89,43
FD 18	5,15	94,58
FD 19	4,90	99,48
FD 20	5,18	104,66
FD 21	4,95	109,61
FD 22	4,90	114,51
FD 23	5,07	119,58
FD 24	5,15	124,73
FD 25	4,75	129,48

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Les débits et les pressions mesurés dans cette galerie montrent qu'il n'existe pas d'écoulement en pression dans cette fondation.

- **Drains de la galerie de drainage en rive droite :**

La rive droite du barrage est constituée de matériaux du Miocène, plus étanches que ceux de la rive gauche et la nappe y est nettement plus élevée.

Afin de drainer cette rive et de contrôler les écoulements éventuels qui viendraient à travers, ou sous la paroi moulée, une galerie de drainage de 411 m de longueur a été creusée dans cette rive, à l'aval de la paroi moulée.

Cette galerie a été équipée de 27 auréoles de drainage constituées chacune d'un drain vertical, foré en calotte, encadré par deux drains inclinés à 30° sur la verticale.

La longueur des drains verticaux est de 33 m pour les auréoles 1 à 15 et variable pour le reste de manière à arrêter les drains à 10 m du terrain excavé. Celle des drains inclinés est de 2 m.

En fond de galerie, vers la rive, une auréole constituée de quatre drains en éventail, situés dans l'axe de la galerie et inclinés sur l'horizontale de 10°, 30°, 50° et 70° a été réalisée. La longueur de ces drains est de 35 m.

Tous ces drains sont équipés de manomètres. Leurs débits observés durant la mise en eau du barrage sont quasiment nuls.

IV.2.6. Inclinomètres – Tassomètres :

Pour suivre les déplacements internes du remblai, il a été installé un inclinomètre - tassomètre sur chaque profil d'auscultation.

Ces appareils, de marque GLOETZ, désignés par IT 1, IT 2 et IT 3, ont été installés dans des tubes au fur et à mesure de la montée des remblais.

En inclinométrie, les mesures sont effectuées à l'aide du passage d'une sonde dans un tube à rainures.

Pour les mesures tassométriques, les tubes ont été équipés d'anneaux magnétiques, dont le **tableau IV – 8**, ci-dessous, donne les positions et les dates d'installation :

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Tableau IV – 8 : Positions et dates d'installations des anneaux tassométriques.

Année	T 1		T 2		T 3	
	Date d'installation	Cote d'installation	Date d'installation	Cote d'installation	Date d'installation	Cote d'installation
Fond	13/07/2004	280	18/01/2004	258,45	14/03/2004	263,63
1	25/07/2004	290	11/02/2004	264	21/04/2004	273
2	18/09/2004	295	05/04/2004	269	05/05/2004	278
3	04/12/2004	300	23/04/2004	274	07/06/2004	283
4	18/03/2005	305	16/05/2004	279	20/07/2004	288
5	19/04/2005	310	07/07/2004	284	01/09/2004	293
6	25/06/2005	315	21/07/2004	289	19/10/2004	298
7	04/09/2005	320	11/09/2004	294	11/01/2005	303
8			24/11/2004	299	09/04/2005	308
9			06/02/2005	304	18/05/2005	313
10			13/04/2005	309	25/07/2005	318
11			28/05/2005	314		
12			23/08/2005	319		

Ces appareils n'ont pas fait l'objet de mesure initiale, à l'achèvement de leur installation.

Les premières mesures ont été effectuées en Avril 2006 et ont permis de constater que les tubes étaient soit cisailés, soit bouchés à une profondeur de 30,94 m pour le profil 1, 17, 98 m pour le profil 2 et 38,44 m pour le profil 3.

Cet état de fait, conjugué à l'absence de mesure initiale ne permet plus à ces appareils de donner des informations fiables sur les déformations et les tassements du remblai.

IV.3. Auscultation externe :

Le comportement mécanique du barrage est contrôlé par les mesures d'auscultation externe. Cette dernière est basée principalement sur les mesures topométriques de haute précision et sur le suivi et l'analyse des résultats des fissuromètres installés sur les banquettes de la fouille de l'évacuateur de crues.

IV.3.1. Auscultation topographique :

Pour les besoins de l'auscultation topographique, destinée à quantifier les mouvements planimétriques et altimétriques du barrage et de ses ouvrages annexes, un réseau d'observation topographique a été réalisé.

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

- **Planimétrie :**

Pour l'exécution des mesures planimétriques, le réseau est constitué de six (06) piliers d'observation constituant le canevas de base de triangulation et de 48 repères, disposés Comme suit :

- **Piliers d'observation :**

- Pilier I à l'aval en rive droite,
- Pilier II à l'aval en rive droite,
- Pilier III à l'aval au pied du barrage,
- Pilier IV à l'aval en rive gauche,
- Pilier VI à l'aval en rive gauche.

Ces piliers sont du type 'ANB'. Ils ont été réalisés à partir de plans fournis par l'ANBT et sont constitués de deux buses cylindriques concentriques de diamètres respectifs 40 cm et 30 cm, l'intervalle étant rempli de laine de verre pour l'isolation thermique de la buse intérieure. Ils sont équipés de plaques de bronze de dimensions normalisées, destinées à recevoir les appareils de mesures ou les cibles coniques de visées.

Les mesures sont effectuées avec l'hypothèse que les piliers P II, P V et PVI sont fixes, puisque les piliers PV et PVI sont fondés au rocher et le pilier P II a été réalisé sur fondation profonde.

- **Repères :**

- 13 repères (n° 5 à 16) sur la crête aval, à la cote 323.50,
- 03 repères (n° 17 à 19) sur le parement aval, à la cote 315,
- 03 repères (n° 20 à 22) sur le parement aval, à la cote 300,
- 03 repères (n° 23 à 25) sur le parement aval, à la cote 290,
- 03 repères (n° 26 à 28) au pied aval du barrage,
- 06 repères (n° 29 à 34) sur le contrefort en rive droite.

Par ailleurs, pour suivre les mouvements des murs bajoyers de l'évacuateur de crues et du talus de sa fouille, il a été installé :

- 06 repères (MD 9, 10, 11, 13, 15 et 23) sur le mur bajoyer droit,

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

- 05 repères (MG 11, 13, 15, 19 et 23) sur le mur bajoyer gauche,
- 06 repères (RG 1 à RG 6) sur les banquettes du talus de la fouille de l'évacuateur de crues.

Les repères sur la digue sont constitués de poutres topographiques, équipées de repères à douille lisse, en bronze, de type ANB, destinés à recevoir une cible conique lors des mesures de planimétrie et une mire lors des mesures de nivellement.

Les repères installés sur les murs bajoyers de l'évacuateur de crues sont constitués de repères à douille lisse en bronze, scellés directement dans le béton.

Les repères installés sur le talus de la fouille de l'évacuateur consistent en des bornes en béton, équipées de repères à douille lisse en bronze.

- **Nivellement :**

Pour les mesures de nivellement, destinées à quantifier les déplacements altimétriques, le réseau mis en place sur le barrage se compose de 7 repères de référence et 57 repères de nivellement, disposés comme suit :

- **Repères de référence :**

- RP II sur le socle du pilier P II
- R₁ et R₂, dans le rocher, en rive gauche au niveau du pilier P V
- RP V sur le socle du pilier P V
- R₄ et R₅, dans le rocher en rive gauche au niveau du pilier P VI
- RP VI sur le socle du pilier P VI

Ces repères sont constitués par des rivets en bronze, de dimensions normalisées, scellés soit dans le rocher, soit dans le béton des socles de piliers.

- **Repères de nivellement**

- 03 repères (n° 1 à 3) sur le parement amont, à la cote 315
- 13 repères (n° 5 à 16) sur la crête aval, à la cote 323.50
- 03 repères (n° 17 à 19) sur le parement aval, à la cote 315
- 03 repères (n° 20 à 22) sur le parement aval, à la cote 300
- 03 repères (n° 23 à 25) sur le parement aval, à la cote 290

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

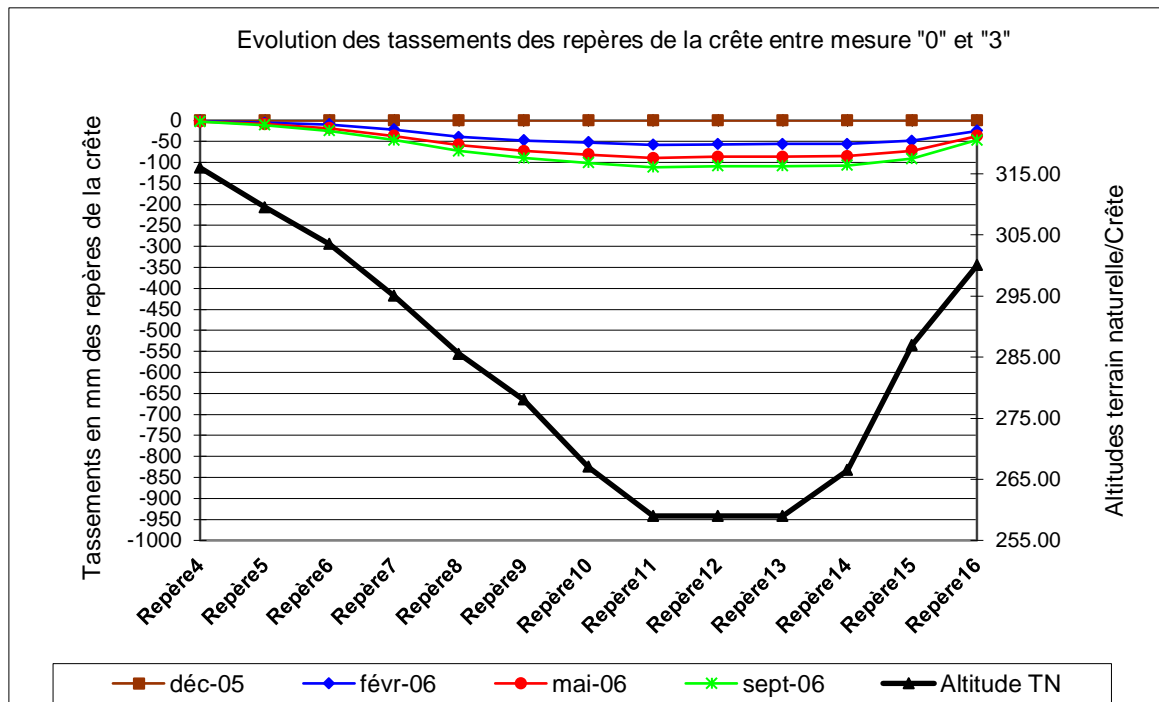
- 03 repères (n° 26 à 28) au pied aval du barrage
- 06 repères (n° 29 à 34) sur le contrefort en rive droite
- 06 repères (MD 9, 10, 11, 13, 15 et 23) sur le mur bajoyer droit.
- 11 repères (MG 1, 3, 5, 6, 7, 9, 11, 13, 15, 19, 23) sur le mur bajoyer gauche
- 06 repères (RG 1 à RG 6) sur les banquettes du talus de la fouille de l'évacuateur de crues

Le barrage de Sidi M'Hamed Ben Taiba a fait l'objet de quatre mesures d'auscultation topographique, aux dates suivantes :

- Mesure « 0 » Décembre 2005
- Mesure « 1 » Février 2006
- Mesure « 2 » Mai 2006
- Mesure « 3 » Septembre 2006

Les résultats de ces mesures ont montré que les mouvements enregistrés entre la mesure « 0 » et la mesure « 3 » ne représentent que quelque pourcent de la hauteur du remblai et tendent à se stabiliser, confirmant ainsi le comportement satisfaisant du barrage au cours de son premier remplissage.

Le graphe IV – 4, ci-dessous, montre les tassements enregistrés au niveau de la crête du barrage, entre les mesures « 0 » et « 3 » :



Graphe IV – 4 : Evolution des tassements au niveau de la crête du barrage

IV.4. Auscultation Sismique

Afin d'évaluer le comportement du barrage en cas de séisme, ce dernier a été équipé d'un réseau de surveillance sismique, composé de trois (03) accélérographes, installés comme suit :

- Un accélérographe sur le parement aval du barrage, à la cote 300, destiné à enregistrer la réponse du remblai au séisme.
- Un accélérographe à l'intersection des galeries d'accès et de drainage rive droite (point triple) destiné à enregistrer la réponse de la fondation Miocène.
- Un accélérographe dans la galerie d'injection rive gauche, destiné à enregistrer la réponse de la fondation du Jurassique.

Ces accélérographes, fournis par la société GLOTZL France, sont de type AC – 23 couplés avec des enregistreurs de mouvements sismiques de type GSR-12/16.

Les données enregistrées sont traitées à l'aide du logiciel de dépouillement Géodes, fourni avec l'équipement.

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

IV.4.1. Fissuromètres

Le talus de la fouille de l'évacuateur est très haut et sa stabilité est impérative pour la sécurité du barrage.

Afin de suivre et d'évaluer les mouvements potentiels de ce talus, qui peuvent se traduire par l'apparition de fissures, des fissuromètres, de fabrication locale, ont été installés sur les plateformes 330 (F-330-1, F-330-2, F-330-3 et F-330-4), 337 (F337-1) et 365 (F365-1 et F365-2), au droit de certaines fissures déjà identifiées et traitées.

Les coordonnées approchées de ces appareils sont données dans le tableau IV –9, ci-dessous :

TABLEAU IV – 9 : COORDONNEES APPROCHEES DES FISSUROMETRES

Désignation	X NGA	Y NGA	Z (m)
F-330-1	439 827	335 502	330
F-330-2	439 835	335 520	330
F-330-3	439 838	335 527	330
F-330-4	439 844	335 532	330
F-337-1	439 823	335 496	337
F-365-1	439 865	335 481	365
F-365-2	439 865	335 483	365

IV.4.2. Barres Vinchons

Afin de sécuriser les conduites d'irrigation vis-à-vis des déplacements différentiels entre la structure de la tour de prise et la galerie de vidange de fond, ces dernières ont été équipées de deux joints à onde (compensateurs), destinés à absorber ces éventuels mouvements.

Pour suivre et évaluer ces mouvements, deux jeux de barres VINCHONS, répertoriés V 01 et V 02, ont été installés au droit du joint entre le rocher de la rive et le béton de la structure de la tour de prise, à 2 m de hauteur du radier de la galerie de vidange de fond.

L'exploitation des résultats de ces équipements permettra de prendre la décision de procéder au remplacement des compensateurs lorsqu'ils auront atteint le maximum de leur déformation admissible.

Les résultats de la mesure initiale, exprimée en mm, de ces barres, effectuée le 12/02/2007 sont donnés dans le tableau IV – 10, ci-dessous :

CHAPITRE IV: DISPOSITIFS DE SURVEILLANCE ET D'AUSCULTATION

Tableau IV – 10 : Mesure initiale des barres VINCHON

Barre	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
V 01	104,63	81,21	61,21
V 02	104,09	81,29	61,50

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale :

Les infiltrations d'eau comptent parmi les facteurs affectant la stabilité des massifs en pente. Seuls, ou associés à d'autres paramètres (suppression interstitielle, chargement en amont, déchargement en aval, etc.), ils provoquent des mouvements de masse (notamment dans les sols meubles et les roches argileuses tendres) souvent spectaculaires (déplacement sur une longue distance, escarpement, bourrelets éventuels ; etc.)

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour but d'étude contribution au traitement des fondations du barrage de Sidi M'Hamed ben Taïba.

A la fin de cet ouvrage on voit le barrage de Sidi M'Hamed Ben Taïba est l'un des barrages d'Algérie, formé par la fusion de deux barrages une méthode de traitement de sa fondation ; la première est une paroi moulée la rive droite, l'autre est le voile d'injection de la rive gauche.

Pourquoi utiliser les deux méthodes en même temps ?

C'est de la géologie une fondation pour les deux solutions est nécessaire ; parce que la fondation géologique les deux côtés sont si différents que l'on ne peut pas être considéré comme une autre.

L'importance des barrages SMBT réside dans leur régularité un affluent est une source permanente qui mène à 70,22 millions de mètres cubes de barrage, ce qui est relativement rare dans nos sauts, la plupart n'ont même pas fait la moitié du chemin volume désiré.

Deuxième année de remplissage, le barrage déborde le débit est de 54 m³ /s, bien que la vitesse de remplissage soit rapide, Le barrage a ne semble pas inhabituel ou attentif au danger, il se comporte normalement dans des conditions de sécurité acceptables, c'est certificat d'auscultation. Les parois moulées ont prouvé leur efficacité réduire le taux de fuite à une valeur assez faible ; mais le débit rive gauche (jet sail) fuite 2,8 l/s reste à surveiller si à au fil des années, cette valeur de taux de fuite a augmenté et nous sommes obligés de les injections se font depuis la galerie d'injection de la rive gauche.

Pour finir, nous pouvons dire que le barrage de SMBT est récent et le jugement de sa fiabilité reste ouvert pour les années qui viennent.

L'objectif de cette étude est d'identifier les techniques de réalisation des barrages, d'étudier comment calculer les fuites d'eau et la méthode pour les contrôler, et de renforcer les fondations avec des techniques modernes pour maintenir la digue du barrage et le bassin versant.

BIBLIOGRAPHIE

Liste des références :

- [1]. **Anton S., Pougatsch H. (2011)**. Les barrages du projet à la mise en service. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), école polytechnique fédérale de Lausanne, pp714.
- [2]. **(Benlaoukli et Touaïbia, 2004)**. L'expérience algérienne dans le domaine des études de Retenues collinaires. Revue des sciences de l'eau, journal of water, vol.17, n°2, pp.153-162.
- [3]. **Benkaci S. (2014)**. Chap.6 –barrages en remblais .umt (Tizi-Ouzou), PP103.
- [4]. **(Cherif et al, 2013)**. Yan, Z., Jouandau, N., & Cherif, A. A. (2013). A survey and analysis of multi-robot coordination. International Journal of Advanced Robotic Systems, 10(12), 399.
- [5]. Cahier d'instruction du barrage Sidi M'Hamed ben Taïba.
- [6]. **(Delliou, 2003)**. Le Delliou, P. (2003). Les barrages : conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon. Vaulx-en-Velin, vol .1, PP270.
- [7]. EDF, "Rapport de la réalisation du voile d'injection dans la rive gauche du barrage SMBT", 66 Pages.
- [8]. Étude annexe ouvrage du barrage Sidi M'Hamed ben Taïba.
- [9]. Étude géotechnique du barrage Sidi M'Hamed ben Taïba.
- [10]. **(Femmam et als, 2014)**. Femmam, H. (2014). Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus (Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider Biskra).
- [11]. **(Heragmi, 2009)** Heragmi, A. (2009). Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre barrage el-agrem jijel (Doctoral dissertation, Annaba).
- [12]. **(Messaid, 2009)**. Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre, Mémoire doctorat université de Batna -Algérie.
- [13]. **(Mériaux et al, 2001)** Mériaux, P., Royet, P., Cote, P., Larousse, A. H., & Frappin, P. (2001). Méthodes de reconnaissance géophysique à grand rendement pour les digues de protection contre les crues. In 3ème colloque GEOFCAN sur la géophysique des sols et des formations superficielles, Orléans, 25-26 septembre 2001 (pp. 111-115).
- [14]. Monographie du barrage Sidi M'Hamed ben Taïba.
- [15]. **(Rolley et al , 1977)**. Rolley, R., Kreitmann, H., Dunglas, J., Pierrejean, A., & Rolland, L. (1977). Technique des barrages en aménagement rural.
- [16]. **(Rolley, 1977) Fügner, A. (1977)**. Inhibition of antigen-induced histamine release by β -adrenergic stimulants in vivo. International Archives of Allergy and Immunology, 54(1), 78-87.
- [17]. **(Rodriguez et al, 2004)**. LL, E., EE, I., & EE, S. Manuel de conception et projets typiques des digues en terre.