

République Algérienne Démocratique & Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Université de BOUMERDES
Faculté Des Sciences de L'Ingénieur
Département de Génie Civil
قسم الهندسة المدنية



Mémoire de Projet De Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme Master En Génie Civil

Option:

Géotechnique

Thème :

Etude De Stabilité Du Barrage Souk Tlata
« WILAYA DE TIZI OUZOU »

Promotrice :
- Mme Z.kechouane

Présenté par :
- Melle AZIZOU Hadjira
- Melle MOUISSI Naziha

Promotion 2017/2018



REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

Nous adressons tous nos respects et nos remerciements à ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'élaboration de cette étude et particulièrement à :

- *Notre promotrice Mme Z.KECHOUANE pour ses orientations et son soutien.*
- *Notre encadreur Mr D.BENZADI pour ses orientations et ses remarques.*
- *A tous les enseignants de la faculté des sciences de l'ingénieur -université M'Hamed Bouguerra BOUMERDAS- département Génie civil- qui ont contribué à notre formation.*
- *Aux membres de jury qui ont bien voulu examiner notre travail et de l'apprécier à sa juste valeur.*
- *Au directeur de barrage de souk tlata "tizi ouzou" M.r Y.BERRAHAL et son équipe . (ANBT - Tizi Ouzou)*
- *Au bureau d'études Français COB-TRACTEBEL.*
- *Au groupement d'entreprises Turque NUROL OZALTIN.*
- *Mme OUZHIR et Mme BOUGHLALI du bureau d'étude SAETI pour leurs orientations et conseils.*
- *Melle MOUISSI NEYLA pour sa contribution à la perfection de ce modeste travail.*



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A mes chers parents et ma grand mère qui ont su être toujours présent à mes
cotes, tout au long de ma vie, pour me soutenir.*

A mes chers frères (ELYES ,NADJIB et WALID) et ma chère sœur YOUSRA

Et à SMAIL

A ma binôme NAZIHA

A tout le groupe de géotechnique M 2

A mes amies (kawthar .nesrine et Lynda)

A decorative border of colorful butterflies (purple, orange, and green) surrounds the text. The butterflies are arranged in a continuous line along the top, bottom, and sides of the page.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A mes chers parents qui ont su être toujours présent à mes côtés, tout au long de
ma vie, pour me soutenir.*

A mes très chères sœurs (AFFEF ET NEYLA)

A TOUTE MA FAMILLE

A ma binôme HADJIRA

A tout le groupe de géotechnique M 2

A mes amis : IKRAM, HADJER, LYDIA, IMENE, ROA ET RACHID

Sommaire

Chapitre I : Etude bibliographique sur les barrages

I-	Définition d'un barrage	09
II-	Les différents types de barrage	09
	1. Barrage poids.....	09
	2. Barrage voute.....	10
	3. Barrage contrefort ou multi voutes.....	11
	4. Barrage en terre (barrage en remblais).....	12
	4.1- différents types de barrage en terre.....	12
	A. Barrage homogène.....	12
	B. Barrage zoné avec noyau étanche.....	12
	C. Barrage a masqua amont.....	13
III-	La rupture des barrages.....	15
	1. Les causes de rupture	15
	2. Quelques rupture graves des barrages.....	16

Chapitre II : Généralité sur la stabilité des barrages

I-	Facteurs déterminant la stabilité du remblai.....	21
	1. Caractéristiques des matériaux constitutifs.....	21
	2. Profil du remblai	21
	3. L'hydraulique interne.....	21
II-	Calcul de stabilité des barrages en remblai.....	22
	1. Infiltration a travers le corps du barrage.....	24
	2. Etude de pression interstitielle.....	26
	3. Phénomène de renard.....	27
	4. Débit de fuite par infiltration à travers le corps de la digue.....	27

Chapitre III- Présentation du projet « barrage souk tlata »

1. Généralité	30
2. Descriptions du site du projet	33
3. Géologie du site	34
4. Caractéristiques générales du barrage de souk tlata.....	38

Chapitre IV- Identification géotechnique du site du barrage

I. Roche de fondation.....	40
1. Méthodes de carottage.....	41
2. Les essais in-situ	42
3. Les essais de laboratoire.....	45
4. Traitement de fondation.....	46
II. Matériaux de remblai.....	50
1. Zones d'emplacement.....	50
2. Zones d'emprunt.....	50
3. Essais effectués sur matériaux de remblai.....	55
A. Définition des essais.....	55
B. Résultats des essais.....	56
4. Les planches des essais	68
5. Les essais de contrôle	77

Chapitre V : Etude de stabilité du barrage

1. Notion du coefficient de sécurité.....	79
2. Reconnaissances géotechnique du terrain	80
3. Vérification de la stabilité à l'aide de la méthode de bishop	81
4. Cas de charges et combinaison.....	84
5. Critères de vérification.....	88
6. Résultats de l'étude statique	89
7. Méthode de calcul et résultats (dynamique).....	96

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Etude bibliographique sur les barrages

- Figure 1 : un barrage poids évidé (le barrage amont d'Aussois en Savoie).
- Figure 2 : barrage poids.
- Figure 3 : un barrage voute (le barrage de montagnard).
- Figure 4 : un barrage voute
- Figure 5 : les voutes multiples et contrefort (barrage Daniel-Johnson).
- Figure 6 : barrage contrefort.
- Figure 7 : barrage homogène.
- Figure 8 : barrage zoné avec noyau étanche.
- Figure 9 : barrage à masque amont.
- Figure 10 : photo de barrage de Swift à l'USA avant la rupture.
- Figure 11 : photo des premières heures de rupture du barrage de Swift.
- Figure 12 : état final de la rupture du barrage de Swift.
- Figure 13 : photo de vue de barrage de Teton (rive nord proche de l'évacuateur).
- Figure 14 : rupture de barrage de Teton.

Chapitre 2 : Généralité sur la stabilité des barrages

- Figure 1 : ligne de courant à travers un barrage homogène sans dispositif de drain.
- Figure 2 : ligne de courant à travers un barrage homogène avec un dispositif de drain.
- Figure 3 : ligne de saturation dans un barrage homogène (méthode de kozney).
- Figure 4 : données nécessaires pour trouver la parabole de kozney.

Chapitre 3 : Présentation du projet barrage souk tlata- tizi ouzou-

- Figure 1 : coupe type du barrage principal.
- Figure 2 : esquisse géologique de la région de l'oued sébaou.
- Figure 3 : coupe caractéristique de la région de l'oued sébaou.

Chapitre 4 : Identification géotechnique du site du barrage

- Figure 1 : vue en plan des sondages de l'aménagement de souk tlata
- Figure 2 : réalisation des carottages SPT.
- Figure 3 : Schéma d'implantation des sondages SPT.
- Figure 4 : Caisse de carottage SPT.
- Figure 5 : Affleurement de grès très dur en haut de la rive gauche.
- Figure 6 : photo de machine d'injection.
- Figure 7 : les zones d'emplacement pour les matériaux de remblais.
- Figure 8 : les zones d'emprunt pour les matériaux de remblais.
- Figure 9 : la réalisation d'une planche d'essai.
- Figure 10 : les méthodes de mesures de densité.

Figure 11 : les résultats des essais (troxiler et cône de sable) argile-couche N° 1-

Figure 12: les résultats des essais (troxiler et cône de sable) argile-couche N°2

Figure 13: les résultats des essais (troxiler et cône de sable) transition.

Figure 14 : les résultats des essais (troxiler et cône de sable) alluvions-couche N°1-.

Figure 15 : les résultats des essais (troxiler et cône de sable) alluvions-couche N°2-.

Figure 16 : les résultats des essais (troxiler et cône de sable) grès-couche N°1-.

Figure 17: les résultats des essais (troxiler et cône de sable) grès-couche N°2-.

Chapitre 5 : Etude de stabilité du barrage

Figure 1 : état de contrainte le long de la courbe de rupture.

Figure 2 : profil type du barrage de souk tlata (statique).

Figure 3 : cercle de glissement et description.

Figure 4 : données pour la méthode de bishop.

Figure 5 : présentation du logiciel GEOSTUDIO 2012.

Figure 6 : cercle de glissement-FCON Amont-

Figure 7 : cercle de glissement-FCON Aval-

Figure 8 : cercle de glissement-RN Amont-

Figure 9 : cercle de glissement-RN Aval-

Figure 10 : cercle de glissement-PHE Amont-

Figure 11 : cercle de glissement-PHE Aval-

Figure 12 : cercle de glissement-VRAP Amont-

Figure 13 : cercle de glissement- VRAP Aval-

Figure 14 : cercle de glissement-SBE Amont-

Figure 15 : cercle de glissement-SBE Aval-

Figure 16 : cercle de glissement-SMD Amont-

Figure 17 : cercle de glissement-SMD Aval-

Figure 18 : profil type du barrage souk tlata (dynamique).

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 : Etude bibliographique sur les barrages

Tableau 1 : les accidents les plus graves entre 2010 et 2017

Chapitre 3 : Présentation du projet barrage souk tlata- tizi ouzou

Tableau 1 : caractéristique principal de l'aménagement

Chapitre 4 : Identification géotechnique du site du barrage

Tableau 1 : les sondages carottés de site de barrage

Tableau 2 : les essais effectués en 2012 sur la fondation du barrage

Tableau 3 : rapport géotechnique des sondages spt de la fondation du barrage

Tableau 4 : résultats des essais d'eau (lugeons)

Tableau 5 : caractéristiques géotechniques de la fondation du barrage

Tableau 6: composition de coulis proposé pour l'injection

Tableau 7 : pressions préconisées pour les injections

Tableau 8 : résultats des essais (los Angeles, fragmentabilité et dégradabilité)

Tableau 9 : résultats d'essai dégradabilité.

Tableau 10 : résultats d'essai fragmentabilité.

Tableau 11 : résultats d'essai granulométrique pour sable.

Tableau 12 : résultats d'essai granulométrique pour transition.

Tableau 13: résultats d'essai granulométrique pour tvo.

Tableau 14: résultats des essais Proctor pour tvo.

Tableau 15: récapitulatif des essais d'essais limites d'Atterberg

Tableau 16 : résultats d'essai Proctor

Tableau 17 : résultats d'essai cisaillement

Tableau 18 : résultats d'essai oedometrique

Tableau 19 : résultats de planches d'essai pour argile couche 1

Tableau 20 : les valeurs moyennes des résultats de planche d'essai pour argile couche 1.

Tableau 21 : résultats de planches d'essai pour argile couche 2

Tableau 22 : résultats de planches d'essai pour transition.

Tableau 23 : résultats de planches d'essai pour alluvion couche 1.

Tableau 24 : résultats de planches d'essai pour alluvion couche 2.

Tableau 25 : résultats de planches d'essai pour grès couche 1.

Tableau 26 : résultats de planches d'essai pour grès couche 2.

Chapitre 5 : Etude de stabilité du barrage

Tableau 1 : paramètres géotechnique des matériaux de remblai

Tableau 3 : accélérations sismique considéré

Tableau 4 : facteur de sécurité et facteur partiel

Tableau 5 : variation de c' et ϕ'

Tableau 6 : résultats des calculs statique

Tableau 7 : caractéristique des matériaux

Tableau 8 : résultats de calculs dynamique

Liste des Abréviations

RG : rive gauche

RD : rive droite.

GISD : galerie d'injection sous digue

Am : amont

Av : aval

CPE : cote du plan d'eau

NRN : niveau normale de la retenue.

NPHE : niveau des plus hautes eaux

NGA : niveau géographique algérien

A, B, C, D, E : nom des séries d'injection

APD : avant projet détaillé

Fpc : filtre produit au concasseur

Fs : coefficient de sécurité

Fp :facteur de Security partiel.

Le CFBR : Comité Français des Barrages et Réservoirs.

SMD :Séisme Maximum de Dimensionnement .

SBE :séisme de base d'exploitation .

RN 25 :route national numero 25.

CW128 :chemin de la wilaya numero 128.

INTRODUCTION

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'aménager de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton.

L'analyse de la stabilité de tels barrages (glissement, tassement, infiltrations...etc.) nécessite une campagne de reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique rigoureuse et bien conduite.

Les barrages sont soumis aux efforts liés à l'action de l'eau :

- La pression hydrostatique sur les parois en contact avec la retenue
- La pression dynamique exercée par les courants d'eau ;
- La pression interstitielle des eaux d'infiltration dans le sol de fondation (sous pression) qui non seulement réduisent les actions de contact du sol sur son support mais réduisent aussi la résistance de ces terrains.

On doit prendre en compte le poids propre du barrage et les actions de liaison du sol de fondation.

On devra vérifier :

- La stabilité d'ensemble de l'aménagement (barrage et massif de fondation) qui dépend des qualités du massif de fondation
- La stabilité propre du barrage sous l'ensemble des actions extérieures.
- La stabilité interne du barrage sous les sollicitations.

Notre travail consiste à analyser et la stabilité du barrage de Souk Tleta situé dans la wilaya de Tizi Ouzou, dont la capacité atteint les 98 Hm³ et une hauteur de 95 m ;

Notre mémoire est structuré en deux parties, une première partie bibliographique, composée de deux chapitres :

- **Le chapitre 1** Est consacré aux aspects généraux sur les barrages, leurs types, ainsi ces risques de rupture.
- **Le chapitre 2** Présente les différentes actions qui peuvent menacer la stabilité des barrages et provoquer un risque, et présente aussi les méthodes d'analyse de la stabilité d'un barrage aux glissements, tassements...etc.

La deuxième partie concerne l'étude du cas pratique du barrage de Souk Tleta, il est composé de trois chapitres,

- **Le chapitre 3** Présente le barrage de de Souk Tleta, sa situation géographique, une synthèse du contexte géologique et hydrologique, la sismicité de la région, et son climat.
- **Le chapitre 4** Expose les zones d'emprunt des matériaux ainsi que leur zones d'emplacement, et les résultats des essais géotechniques effectués sur la fondation du barrage et ces matériaux de remblai.
- **Le chapitre 5** Contient une étude de la stabilité statique et dynamique de la digue au glissement, par la méthode d'équilibre limite au moyen du logiciel GEOSTUDIO 2012.

I. Définition d'un barrage :

Un barrage est un ouvrage d'Art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver. Les techniques de la fin du XIX e et du début du XX e siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation. L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX e siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique. La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), commande le type de barrage utilisé.

II. Les différents types de barrages :

1. Barrage poids :

Un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à s'opposer à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangle). On compte deux grandes familles de barrage-poids, les barrages poids-béton, et les barrages en remblais (ces derniers n'étant d'ailleurs généralement pas qualifiés de barrage-poids, mais de barrage en remblais).

Même si les barrages voûtes ou à contrefort nécessitent moins de matériaux que les barrages poids, ces derniers sont encore très utilisés de nos jours. Le barrage-poids en béton est choisi lorsque le rocher du site (vallée, rives) est suffisamment résistant pour supporter un tel ouvrage (sinon, on recourt aux barrages en remblais), et lorsque les conditions pour construire un barrage voûte ne sont pas réunies. Le choix de la technique est donc d'abord géologique : une assez bonne fondation rocheuse est nécessaire. Mais il faut également disposer des matériaux de construction (granulats, ciment) à proximité.

La technologie des barrage-poids a évolué. Jusqu'au début du XX^e siècle (1920-1930), les barrage-poids étaient construits en maçonnerie (il existe beaucoup de barrages de ce type en France, notamment pour l'alimentation en eau des voies navigables). Plus tard, c'est le béton conventionnel qui s'est imposé.

Depuis 1978, une nouvelle technique s'est substituée au béton conventionnel. Il s'agit du béton compacté au rouleau. C'est un béton (granulats, sable, ciment, eau) avec peu d'eau, qui a une consistance granulaire et non semi-liquide. Il se met en place comme un remblai, avec des engins de terrassement. Il présente le principal avantage d'être beaucoup moins cher que le béton classique.

Le barrage de la Grande-Dixence en Suisse, exploité par Alpiq, est le plus haut barrage-poids du monde (285 m).

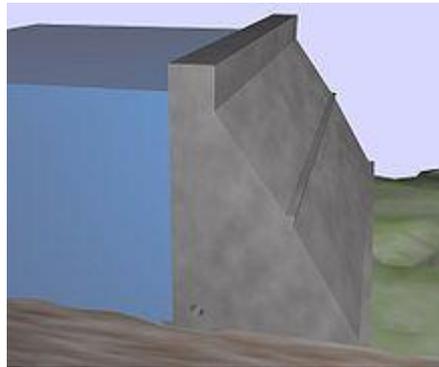


Figure 1 : Un barrage-poids évidé **Figure 2 :** Barrage poids le barrage amont d'Aussois en Savoie

2. Barrage voûte :

La poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée au moyen d'un mur de béton arqué horizontalement, et parfois verticalement (on la qualifie alors de voûte à *double courbure*).

La technique de barrage-voûte nécessite une vallée plutôt étroite (même si des barrages-voûtes ont été parfois construits dans des vallées assez larges, poussant cette technologie à ses limites) et un bon rocher de fondation. Même lorsque ces conditions sont réunies, le barrage-voûte est aujourd'hui souvent concurrencé par les barrage-poids en béton ou le barrage en enrochements, dont la mise en œuvre peut être davantage mécanisée.

En raison du relativement faible volume de matériaux nécessaires, c'est évidemment une technique très satisfaisante économiquement.

Cependant, la plus grande catastrophe hydraulique survenue en France (Malpasset, au-dessus de Fréjus, le 2 décembre 1959) concernait un barrage-voûte en cours de mise en eau ; l'un des appuis latéraux de la voûte (et non le barrage lui-même) n'a pas supporté les efforts appliqués par la retenue, ce qui a provoqué la rupture presque totale et très brutale de l'ouvrage, et le déclenchement d'une onde de rupture extrêmement violente, capable d'entraîner des morceaux de la voûte pesant des centaines de tonnes. Cette catastrophe a fait des centaines de victimes, détruit de nombreux immeubles et un pont autoroutier, et ravagé de grandes surfaces agricoles.

Malpasset est le seul cas connu de rupture d'un barrage-voûte. Ce barrage est toujours aujourd'hui dans l'état où il a été laissé après l'accident, et les énormes morceaux du barrage sont toujours abandonnés dans la vallée à l'aval.

Avant cet accident (et, pour certains, aujourd'hui encore), la voûte est considérée comme le plus sûr des barrages. La catastrophe du Vajont en Italie le démontre d'ailleurs : alors qu'une double vague de grande hauteur est passée par-dessus la voûte, à la suite de l'effondrement d'une montagne dans le plan d'eau, le barrage est demeuré intact. L'onde de submersion provoquée par la vague a cependant fait des milliers de victimes.

On rencontre aussi des barrages avec plusieurs voûtes comme le barrage de l'Hongrin en Suisse.



Figure 3 : Un barrage-voûte
le barrage de Monteynard.

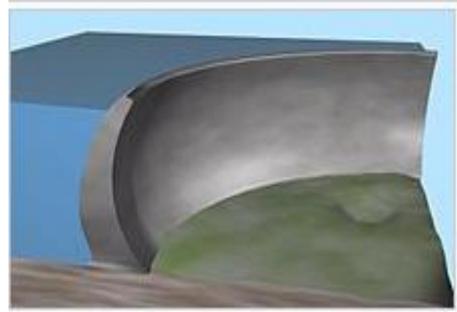


Figure 4 : Un barrage-voûte

3. Barrage contrefort ou multi voûtes :

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est tellement compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux.

Le mur plat ou multivoûtes (Veziens, Migoëlou ou Bissorte) en béton s'appuie sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives.

Un des exemples le plus important de ce type est le barrage Daniel-Johnson au Québec, complété en 1968 dans le cadre du projet Manic-Outardes. Haut de 214 m et large de 1 312 m, le barrage, conçu par André Coyne, est soutenu par deux contreforts centraux écartés par 160 m à leur base. Les 13 voûtes latérales forment des demi-cylindres inclinés qui ont 76 m d'entraxe. Au-delà des considérations esthétiques, Hydro-Québec a choisi de construire un barrage en voûtes et contreforts pour des raisons économiques. Selon les études de conception, la construction de l'ouvrage a requis un peu plus de 2,2 millions de m³ de béton, soit cinq fois moins qu'un barrage poids.



Figure 5 : Les voûtes multiples



Figure 6 : Barrage contreforts.

et contreforts (Barrage Daniel-Johnson.)

4. Les barrages en terre (barrage en remblai) :

On appelle barrages en remblais tous les barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin ou très grossier (enrochements).

Cette famille regroupe plusieurs catégories, très différentes. Les différences proviennent des types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

4.1. Différents types de barrages en terre :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- Le barrage homogène,
- Le barrage à noyau étanche,
- Le barrage à masque d'étanchéité

A. Barrage homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont. C'est la technique la plus ancienne pour les barrages en remblais.

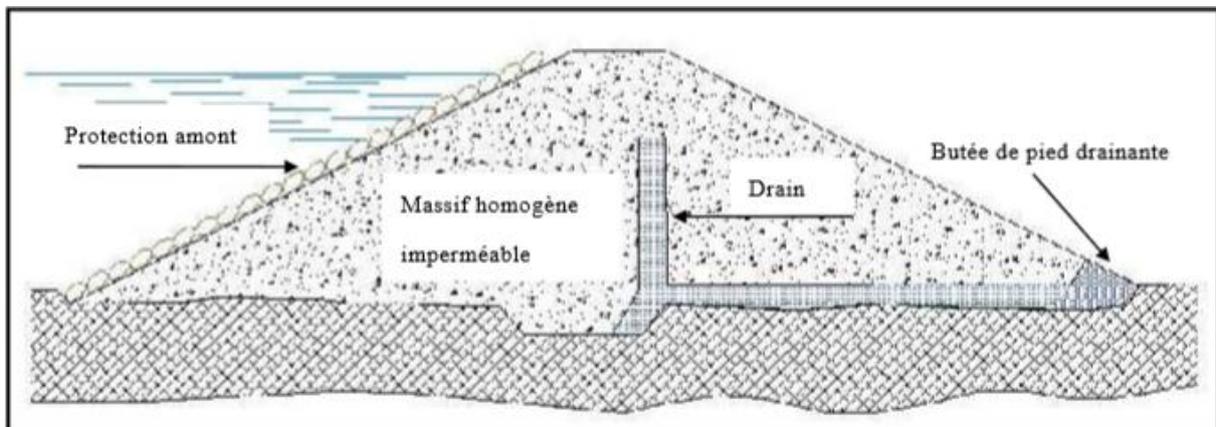


Figure 7 : Barrage homogène.

B. Barrage zoné avec un noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche.

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci.

Les barrages zonés, comme le barrage de Serre-Ponçon (Hautes Alpes $h=24$ m), sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposées de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et l'étanchéité.

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui peut avoir recours à des matériaux de substitution telsqu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide.

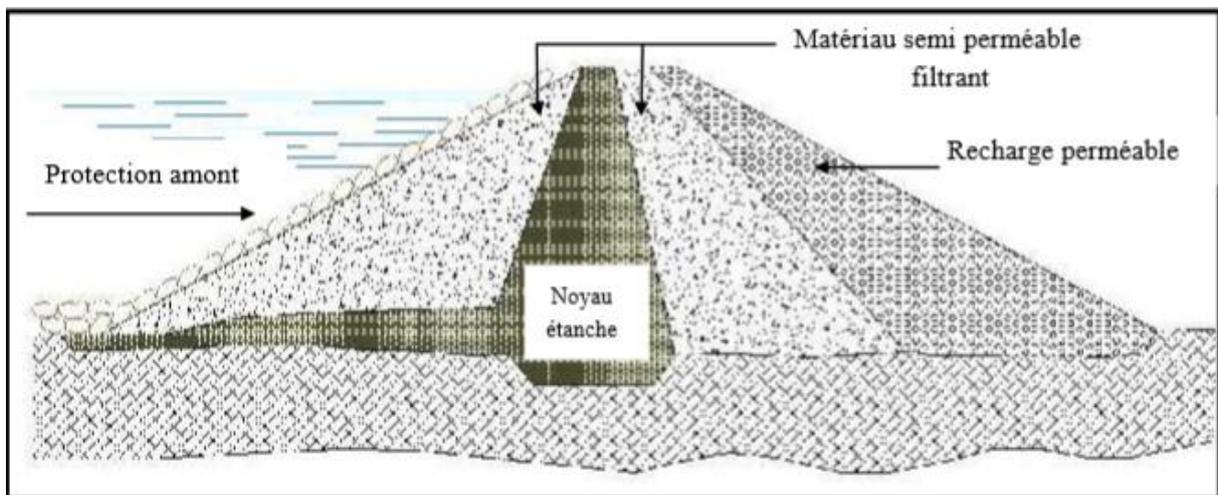


Figure 8 : Barrage zoné avec un noyau étanche.

C. Barrage à masque amont

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir. Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géomembrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géomembranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable.

De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs.

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels.

- Un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et lamettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support ;
- Une cheminée drainant, un tapis drainant ou les deux pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque ;
- Des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.

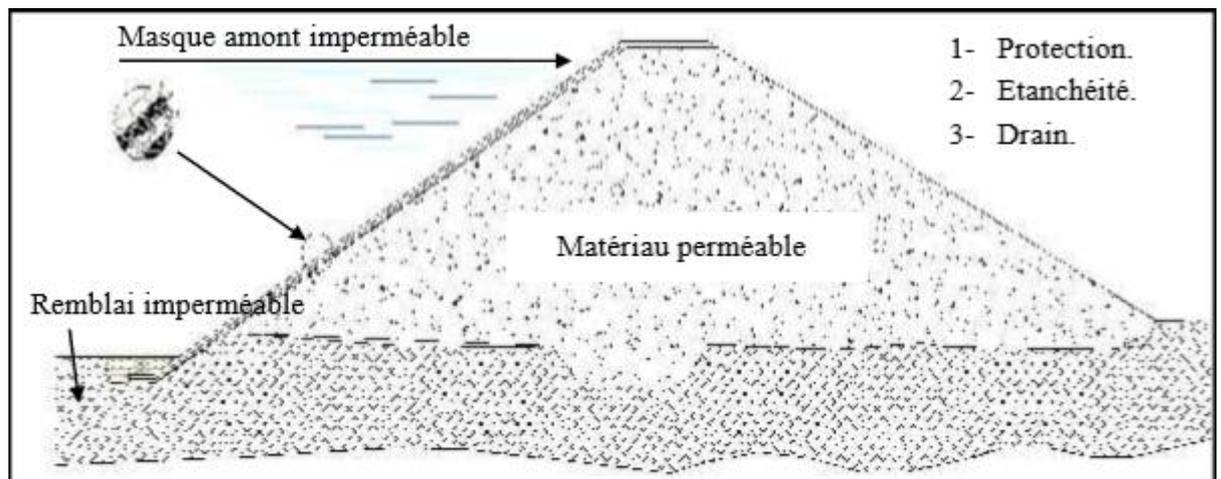


Figure 9 : Barrage à masque amont.

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables et la difficulté de mise en œuvre. Nous devons comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples. Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément.

III. La rupture des barrages

Le phénomène **de rupture de barrage** correspond ainsi à la **destruction** partielle ou totale de l'ouvrage, qui entraîne la formation d'une **onde de submersion** se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval

1. Les causes de rupture :

Les causes de rupture peuvent être diverses :

- **Techniques** : Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.
- **Naturelles** : Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenue est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels. Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue.
- **Humaines** : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance. Le phénomène de rupture de barrage dépend des caractéristiques propres du barrage.

Ainsi, la rupture peut être :

- **Brutale** : dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. Seed suggère les recommandations pratiques suivantes pour éviter les effets néfastes des séismes, sur la base d'une analyse des ruptures des barrages, et certains critères de leur comportement défectueux :
 - Drains généraux pour évacuer l'eau à travers les milieux poreux ;
 - Noyau étanche épais, constitué de matériau plastique non fissurant ;
 - Drains cheminés dans la partie centrale de la digue ;
 - Filtre à granulométrie continue à l'amont du noyau utilisé pour réduire le phénomène de renard ;
 - Confortement des talus de la retenue pour éviter les glissements ;
 - Transitions larges, constituées de matériaux non fissurants ;
 - Revanche suffisante pour tenir des tassements, des affaissements a noté que dans la majorité des cas de rupture des barrages en remblai sont due à l'augmentation des pressions interstitielles dans le corps des barrages.

2. Quelques ruptures graves des barrages

Entre 2010 et 2017, plusieurs accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde. Seuls les accidents ayant causé plus de morts sont répertoriés dans le tableau ci-après (Tableau I.1).

Tableau 1 : Les accidents les plus graves entre 2010 et 2017

Barrage	Province ; pays	date	N° de décès	Perte ; commentaire
Hope Mills Dam	Caroline du Nord (États-Unis)	2010		Doline causée par une rupture du barrage
Delhi Dam	Iowa (États-Unis)	24 juillet 2010	0	Pluies fortes, inondations.
Niedow	Voïvodie de Basse-Silésie(Pologne)	07 aout 2010		Fortes pluies, submergé par l'inondation
Accident de l'usine d'aluminium d'Ajka	Hongrie	04 octobre 2010	10	Rupture du béton sur une retenue de résidus dans
KenmareRessourcesretenue de résidus	Mozambique	8 octobre 2010	15	rupture d'une retenue de résidus dans une mine de titane.
Barrage Fujinuma, Sukagawa	Fukushima, Japon	11 mars 2011	4 mort et 18 disparus	À la suite du tremblement de terre de Tōhoku
Barrage de Campos dos Goytacazes(Brésil)	État de Rio de Janeiro(Brésil)	04 janvier 2012	45	Rupture après une période d'inondation
Barrage Ivanovo	Biser (Bulgarie)	06 février 2012	8 plusieurs communautés noyées	Après une période de forte neige, des fissures étant restées sans réparation plusieurs années.
Köprülü Dam	Adana(Turquie)	24 février 2012	10 travailleurs	Un batardeau dans un tunnel de diversion s'est rompu après une période de fortes pluies pendant le premier remplissage du bassin.
Bento Rodrigues	Mariana (Minas Gérais)	5 novembre 2015	1 confirmé, une quarantaine de disparus	2 barrages se sont effondrés
Barrage de Guajataca	Porto Rico	22 septembre 2017	0	barrage fissuré à cause de fortes pluies, ville inondée

❖ Exemple de la rupture par la submersion

La figure suivant représente la rupture de barrage Swift (en remblai de hauteur < 30 m) par la submersion 1964 aux USA.



Figure 10 : Photo du Barrage de Swift aux USA avant la rupture.



Figure 11 : Les premières heures de rupture du barrage de Swift.



Figure 12 : Etat final de la rupture du barrage de Swift.

❖ **Exemple de la rupture par l'érosion régressive**

- ✓ **Exemple :** Barrage de Teton Plusieurs accidents provoqués par l'érosion, parmi les exemples les plus connus on a la rupture du barrage de Teton. Le barrage de Teton a été situé sur la rivière de Teton (U.S.A). À une hauteur maximum de remblai de 93 mètres au-dessus de la rivière et la capacité de réservoir est de 356 millions de mètres cubes une fois rempli jusqu'au-dessus. La rupture du barrage de Teton pendant le remplissage initial du réservoir, 3 juin 1976 a tué quatorze personnes et a causé des centaines de millions de dollars dans des dégâts matériels en aval.
 - Plusieurs petites infiltrations observées dans le mur de rive nord ;
 - La première fuite principale coulait à environ 500 à 800 litres par seconde dans la rive droite de la roche.
 - Gros morceau de 6 mètre du barrage est tombé dans le tourbillon et dans des minutes le barrage entier s'est effondré (Panel indépendant, 1976), cité par.
- ❖ **Cause de rupture**
- L'érosion par le contact direct pourrait être produite, où l'eau était en contact avec les joints ouverts ; L'infiltration par le matériel pourrait avoir causé l'érosion en arrière ;
 - Les roches volcaniques de site sont « fortement perméables et modérément intensément à joint » ;
 - La présence des sols argileux légèrement plastiques, est fortement érodables ;



Figure 13 : Photo de vue du barrage de Teton (rive nord proche de l'évacuateur).



Figure 14 : Rupture du barrage de Teton

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier) et des principes du drainage à appliquer : deux paramètres qui conditionnent, bien sûr, le volume et la nature des matériaux à mettre en œuvre et, donc, le prix de revient final de l'aménagement. En outre, il est évident qu'un barrage mal dimensionné et instable porte, d'une part, préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien (recharge des talus, par exemple) – voire de reconstruction- dont le coût remettra généralement vite en cause les économies éventuellement réalisées en négligeant les études préalables ...

I. FACTEURS DETERMINANT LA STABILITE DU REMBLAI :

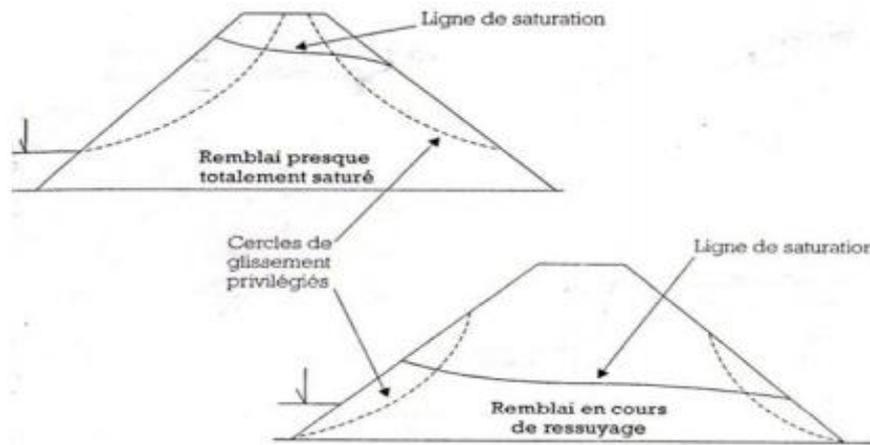
1. **Caractéristiques des matériaux constitutifs** : C'est bien évidemment, le premier paramètre qui vient à l'esprit dans l'explication de la stabilité d'un remblai .Il s'agit des caractéristiques des matériaux constitutifs : d'une part, du remblai proprement dit : rappelons ,à ce propos, que dans un barrage en terre, le matériau de construction est, par définition, un sol ... remanié par les travaux de terrassement (déblai et transport) et de mise en œuvre (compactage destiné justement à améliorer les propriétés mécaniques du matériau initial) ; d'autre part, de sa fondation : le matériau correspondant est alors un sol en place, généralement décapé en surface. Parmi les caractéristiques intrinsèques de ces matériaux, les propriétés mécaniques jouent, logiquement, un rôle primordial et direct dans la stabilité de l'ouvrage :
 - **la cohésion et l'angle de frottement interne** du (ou des) matériau(x) de remblai et de fondation déterminent la résistance au cisaillement et, donc, au glissement des talus sur leur fondation ; ces paramètres sont mesurés lors d'essais triaxiaux consolidés non drainés (C.U) avec mesure de la pression interstitielle ;

Il n'y a, à l'évidence, pas d'étude de stabilité possible sans détermination préalable des caractéristiques des matériaux constitutifs de l'ouvrage : ce qui justifie l'importance de la campagne de reconnaissance des sols et des essais de laboratoire sur les échantillons prélevés in situ dans les zones d'emprunt et en fondation.

Dans ce cadre, les caractéristiques de la fondation sont obtenues grâce à des essais in situ, ou à des essais en laboratoire réalisés sur des prélèvements remaniés puis compactés.

2. **Profil du remblai** La largeur en crête du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication d'une rive à l'autre ($l=3.5$ m au minimum). La configuration du noyau éventuel est généralement fixée par des questions d'étanchéité et de gradient hydraulique Les pentes des talus amont et aval apparaissent comme les paramètres déterminants de la stabilité du remblai sur sa fondation.
3. **L'hydraulique interne** : Au plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol au sens large réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent, et par la cohésion entre particules dans

le cas de matériaux fins. Or, la pression interstitielle c'est –à-dire la pression de l'eau présente entre les grains diminue, voire annule, le frottement. Aussi, les sols saturés résistent beaucoup moins bien aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser suivant des surfaces de rupture privilégiées. On conçoit, des lors, aisément que la configuration dans le remblai influence grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité, comme l'illustre le schéma ci-dessous :



Variation de la stabilité au glissement selon la position de la ligne de saturation

Le concepteur peut donc également jouer sur le drainage du remblai pour améliorer, à géométrie extérieure égale (pente des talus fixée), les caractéristiques de stabilité de l'ouvrage étudié.

II. Calcul de stabilité des barrages en remblai

Le coefficient de sécurité F_s d'un talus et en fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement inter granulaire et du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent. Dans le cas d'un barrage en terre, les pressions interstitielles dans le corps de la digue évoluent considérablement au cours de la vie de celui-ci, les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage surtout C peuvent également subir des variations lors de la mise en eau aussi, la stabilité d'une digue en terre doit être donc vérifiée aux différents stades de son histoire :

- En fin de construction.
- Lorsque l'eau est à son niveau normal dans la retenue est qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire, dans les conditions normales d'exploitation.
- Vidange rapide.
- État normal en service pendant un séisme.

❖ Comportement du barrage pendant et en fin de construction

Pendant la période de construction, la stabilité d'un barrage en terre peut être comprise lorsque les pressions interstitielles excessives se développent dans le corps c'est-à-dire, lorsque celui-ci est constitué en grande partie de sols fins et argileux de teneur en eau élevée ayant une perméabilité de façon à qu'ils ne se drainent très lentement. Dans ce cas on peut diminuer sensiblement les pressions interstitielles qui se développent dans le corps du barrage en augmentant le degré de saturation du sol d'où une diminution de la compressibilité du fluide interstitielle.

❖ Comportement du barrage en fonction normal

Lors du remplissage de la retenue, un écoulement permanent s'établit plus ou moins rapide à travers l'ouvrage. Une fois le régime permanent établi, on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui déterminent pour une large part les caractéristiques de l'ouvrage ;

Lorsque le régime permanent s'établit, les pressions interstitielles dans le corps de la digue sont totalement indépendantes des contraintes existantes dans le sol. L'étude de la stabilité ne peut, dans ces conditions, être faite à partir des contraintes effectives. Il est alors nécessaire de connaître les paramètres inter granulaires.

Cette méthode est basée sur la bonne estimation de la ligne de saturation.

1. Infiltration à travers le corps du barrage

Le barrage en terre possédant deux talus amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée à différentes phases de la vie de l'ouvrage, en particulier du fait du développement de pression interstitielle dans le corps du barrage. Pour une retenue est plane, (conditions normales d'exploitation), un écoulement se produit à travers le barrage ; défavorable à la stabilité du talus aval, puisqu'une surface de suintement peut apparaître sur ce talus et que la poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides a tendance à la déstabiliser. C'est pourquoi un drainage de ce talus est généralement prévu.

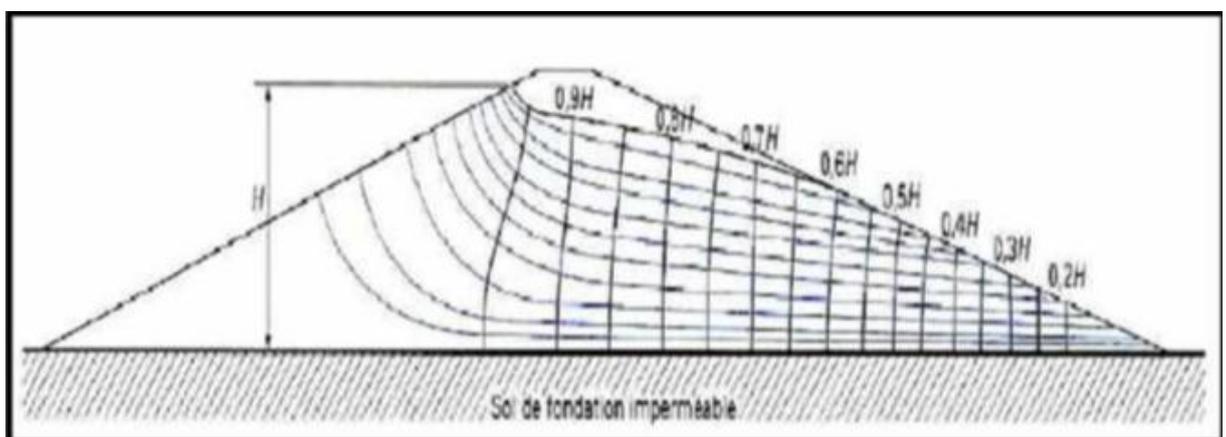


Figure 1 : Lignes de courant à travers un barrage homogène sans dispositif de drain.

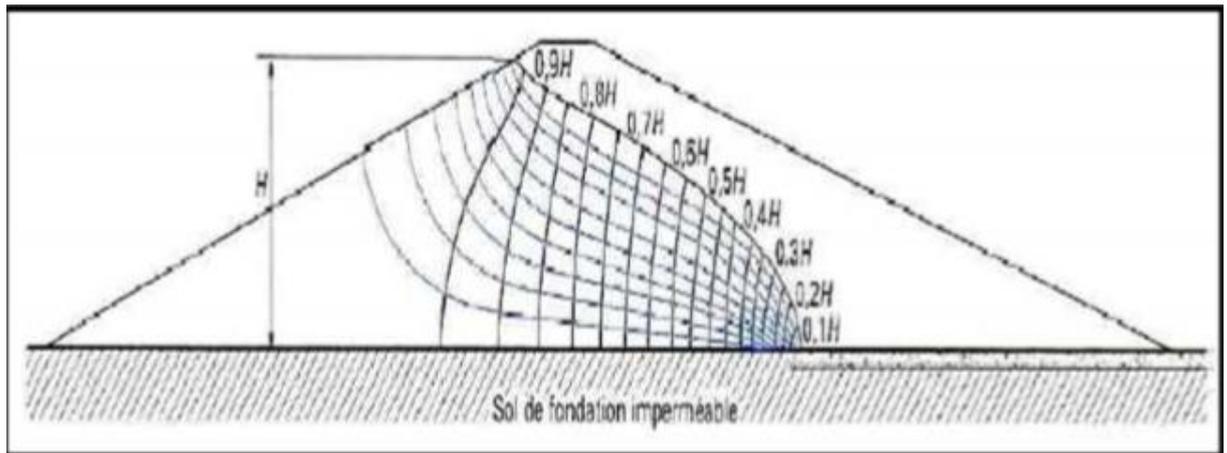


Figure 2 : Lignes de courant à travers un barrage homogène avec un dispositif de drain.

L'étude d'infiltration consiste essentiellement sur la détermination des équipotentiellles et des lignes de courant qui permettent de trouver les éléments suivants :

- La ligne de saturation du massif du barrage, qui en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage.
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée d'un réseau des lignes équipotentiellles, c'est-à-dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et de fondation. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité.
- Le débit de fuite du aux l'infiltration qui peut s'obtenir à partir du réseau de ligne de courant, orthogonales aux équipotentiellles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la ligne de trajectoire de l'eau à travées le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office il faut alors augments la taille des parties imperméables du corps de digue.
- La détermination du linge de saturation se fait de diverses manières plus au moins compliquées selon le besoin. On peut se faire des résolutions analytiques complète, soit simulation numérique, où soit utilisée des méthodes simplifiées telles que la méthode de Kozeny qui utilisée des approximations et propriété graphique du réseau d'écoulement.

❖ Méthode de kozeny

Le grand avantage de la méthode de Kozeny, c'est quel permet de trouvée les paramètres qui nous avons cites, sans être réellement obligé de connaître la réparation de toutes les lignes de courant .il est juste de respecté quelques réglé de distribution des linge :

- La fondation est une ligne de courant, cas d'une fondation imperméable.
- La ligne de saturation une ligne de courant.
- Le parement amant est une ligne équipotentielle.
- La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentielle est point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- Les équipotentiellles sont perpendiculaires aux linge de courant.

❖ Cas de la digue homogène sur une fondation imperméable

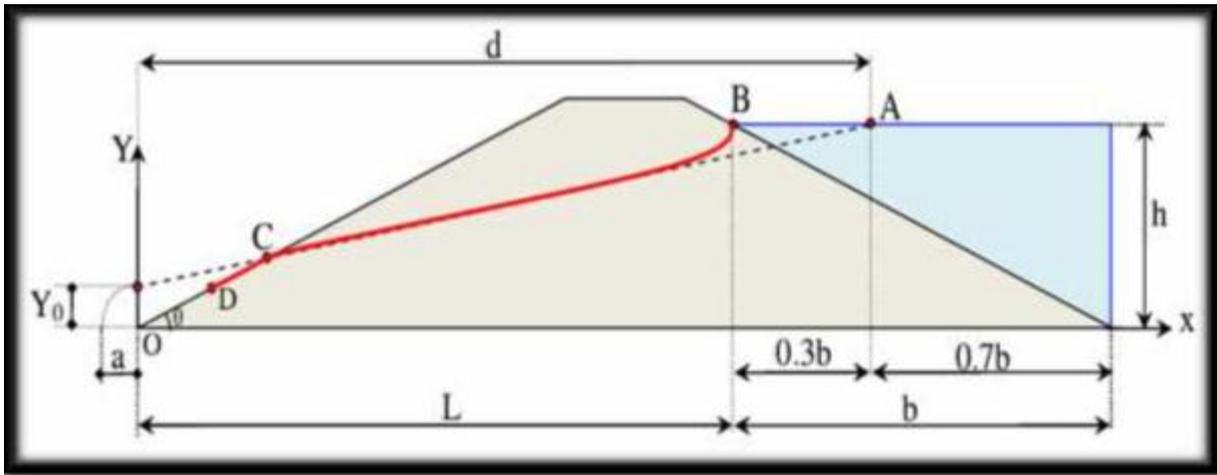


Figure 3 : Ligne de saturation dans un barrage homogène (Méthode de Kozeny).

Kozeny a montré que dans un barrage homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

D : étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

X, Y : coordonnées dans le plan (X, Y) de la courbe de saturation.

B : étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ($b = m_1 \cdot h$).

La parabole coupe le plan d'eau amont en A située à une distance horizontale de ce parement, tel que : $BA = 0.3b$. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au point ($\frac{2}{3}$) de OC théoriquement tel que :

$$\frac{DC}{OC} = \frac{3}{8} \cos \frac{\theta}{2}$$

Avec : θ l'angle aval en A

❖ Cas de la digue avec un noyau sur une fondation imperméable

La théorie va surtout nous permettre de connaître le point de résurgence de l'eau dans le noyau ; voir (Fig. II.16). Une fois la hauteur de résurgence connue, nous pourrions dimensionner nos filtres et nos drains pour rabaisser la ligne de saturation vers le fond de la digue.

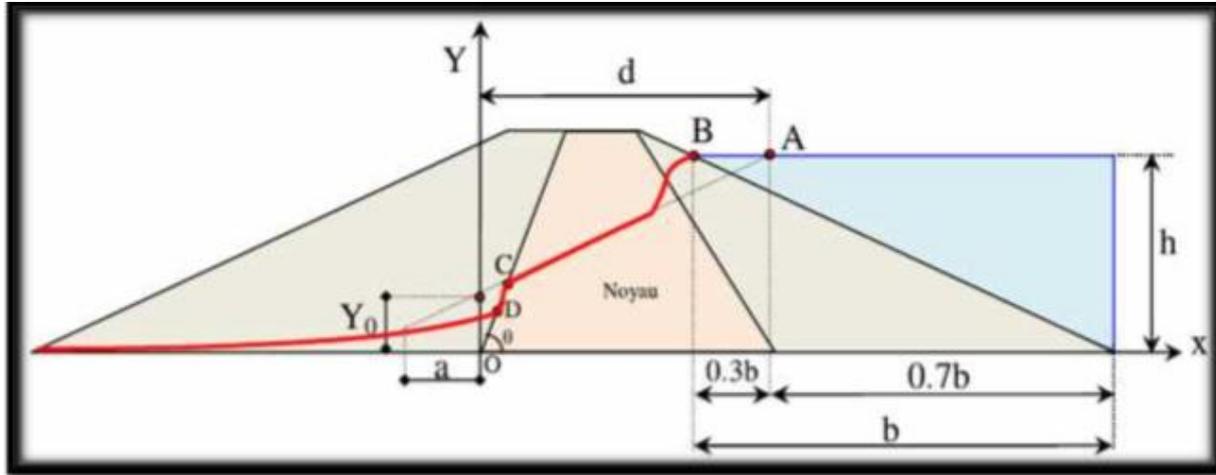


Figure 4 : Données nécessaires pour trouver la parabole de Kozeny.

La méthode de Kozeny n'est pas claire pour trouver la suite de la ligne de saturation. Il semble qu'une fois sortie du noyau, l'eau ruisselle un temps sur le noyau, puis elle forme une surface à la cote jusqu'à la sortie du barrage.

2. Etude des pressions interstitielles

La pression interstitielle P représente la pression existant entre deux points de même potentiel. Sa forme générale est :

$$P = \gamma(H - z)$$

Avec :

H : la charge hydraulique.

Z : la cote d'un point du barrage.

Cette pression doit être minimisée pour des raisons de stabilité. En effet, si cette pression est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau, il y a alors un risque de présence du phénomène de renards, ce qui nécessite un bon drainage du corps de barrage, notamment dans le partie amont qui en générale la plus soumise à de forts gradients hydrauliques

3. Phénomène de Renard

Le phénomène de Renard survient quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$\frac{\gamma_t}{\gamma_w} = \frac{\text{poids volumique immergé du terrain}}{\text{poids volumique de l'eau}}$$

Si le gradient dépasse cette valeur critique, cela signifie que ce gradient est ascendant et vertical, il s'oppose alors aux forces de pesanteurs ; la résultante de ses deux forces est dirigée vers le haut, les grains en surface sont alors entraînés. Les grains situés en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour. Il se forme un petit tunnel où la circulation des eaux est aisée.

La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique augmente ce qui va accentuer l'effet de renard qui va alors déboucher dans la retenue amont une fuite brutale et énorme va alors être déclenchée et va amener à la destruction du barrage.

Pour éviter les phénomènes de renard, on applique la règle de LANE

$$L_V + \frac{1}{3}L_H \geq c.H$$

C = 3 : pour l'argile plastique ;

L_V : représente la longueur de cheminement vertical ;

L_H : La longueur de cheminement horizontale dans le barrage.

Pour éviter les phénomènes de renard, on place des filtres sur le dessus de la fondation pour éviter les accumulations d'eau et pour limiter les longueurs de cheminement. En effet, quand on augmente la perméabilité d'une zone, les lignes de courants sont comme aspirées vers cette zone ; les cheminements diminuent alors.

4. Débit de fuite par infiltration à travers le corps de la digue

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par la formule suivante :

$$q = K.I.A$$

Avec :

q: Débit de fuite en (m³ /s/ml).

I: Gradient hydraulique adimensionnel.

A: Longueur mouillée sur le parement aval du barrage (m).

K : Coefficient de perméabilité (m/s). Or dans le cas de l'écoulement parabolique, la section A est estimée par l'ordonnée Z de la ligne phréatique et le gradient hydraulique I par sa pente

$$\frac{dy}{dx}; q = k \cdot y \frac{dy}{dx} \quad \text{Cela nous donne :}$$

$$q_{cb} = k \cdot Y_0$$

$$q_{cb} = k \left(\sqrt{H^2 + d^2} - d \right)$$

Le barrage de Souk Tleta dont la capacité atteint les 98 Hm³ et une hauteur de 95 m, est situé sur l'oued de Bou Guedoura immédiatement en Aval du confluent de l'Acif Tleta et Tala Imedrane à 8 Km au sud de la ville de Draa Ben Khedda. Sa cuvette s'étalera sur les communes de Tadmaït, Maatka, Ait yahia Moussa et Tirmitine.

La réalisation de ce projet a été confié au groupement d'entreprises Turques appelé NUROL OZALTIN. L'étude et la surveillance de ses travaux sont confiées au bureau d'études Français COB-TRACTEBEL.

Ce barrage permettra d'alimenter en eau potable et industrielle les villes se trouvant sur le couloir Tizi Ouzou, Boumerdes, et Alger.

Le projet de souk tlata comporte les ouvrages suivants :

1. Barrage principal :

la variante d'ouvrage retenue pour le barrage principal est constituée d'une digue en enrochement d'une hauteur de 95m, avec recharge à l'amont, en alluvions graveleuses-sableuses (0/200), recharge à l'aval en blocs de grès (0/200) et un noyau central étanche en matériaux argileux ; la crête du barrage se situe au niveau 130.70m NGA soit avec une revanche à 5.70m au-dessous plus hautes eaux (PHE) la largeur au couronnement est fixée à 10m et la longueur de la crête est de 151m les pentes des talus amont et aval varient de 1 vertical à 1.9 horizontal jusqu'à 1/2.4 une berme est mise en place aval au niveau 75m NGA ; le noyau est symétrique avec une pente identifier en amont et en aval de 1/4. Le noyau est limité à l'aval par un filtre et un drain de 2.5m d'épaisseur chacun et à l'amont par une zone dite zone de transition de largeur variable avec un minimum de 2.10m. L'étanchéité de la digue est complétée par une étanchéité réalisée depuis une galerie sous l'ouvrage et en rive gauche depuis la route d'accès à la digue de Col ; pour refermer le voile jusqu'au pélicite imperméable situer sur la digue de Col.

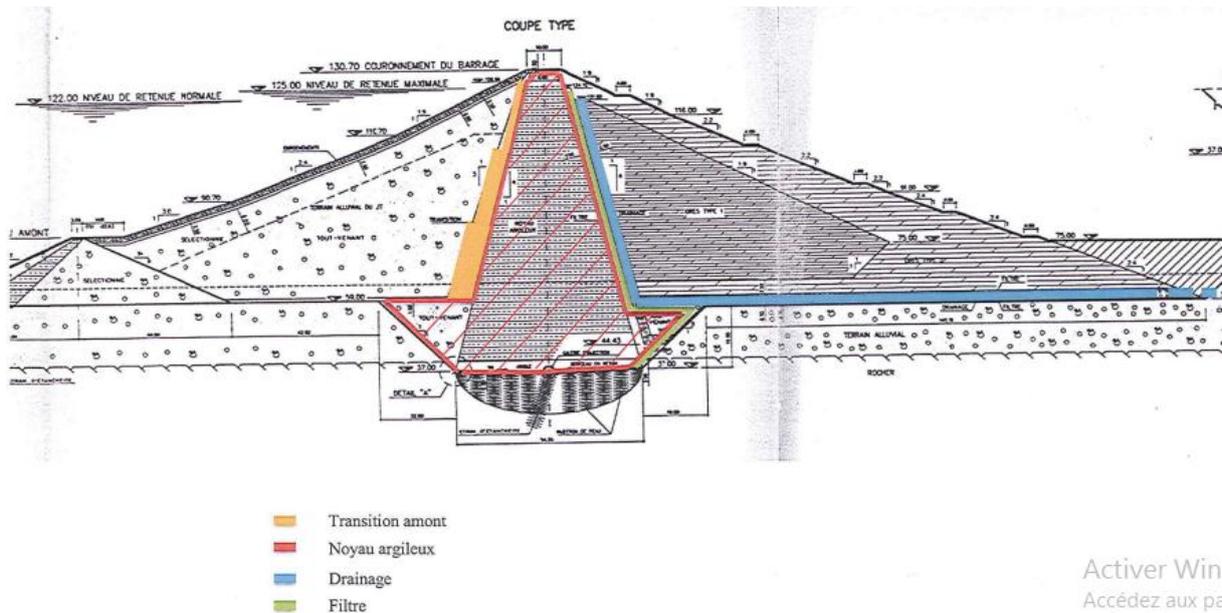


Figure 1 : Coupe type du barrage principal

2. Digue secondaire :

La digue secondaire est réalisée pour fermer la retenue en rive gauche d'une hauteur de 25m. Elle repose sur des marnes (grises) compacts. Elle est réalisée en remblai zoné telle que la digue principale.

3. Évacuateur de crue :

Cet ouvrage est dimensionné pour une crue maximal de $1480\text{m}^3/\text{s}$ réalisé en rive droite et comprend :

- Un déversoir latéral de 126m de longueur à la cote 122 m NGA
- Un coursier dont le profil en long de forme parabolique, commence à la cote 111.5 m avec une largeur de 20m et se termine après 258.5m de longueur à la cote 58m avec une largeur de 40m.
- Un bassin d'amortissement constitué par double bassin à la cote 58 - 60 m pourvu d'une série de redans pour favoriser la localisation du roasant de l'eau et la dissipation d'énergie.

4. Galeries de dérivation :

La dérivation sera assurée par les deux ouvrages de dérivation provisoire (DP1 et DP2) creusées en rive gauche pour évacuer la crue du chantier dont le débit est de $1090\text{m}^3/\text{s}$:

- **Dérivation provisoire 1 (DP1) :**

Cet ouvrage adossé à la rive gauche, en amont du barrage, entre la DP2 et 1 (Oued Bou Gdoura). Elle est constituée par une galerie souterraine de 338.26m, ouvrage d'entrée amont de 26.1m, galerie à l'air libre de 26.26 m et un chenal de 71.45m.

- **Dérivation provisoire 2 (DP2) :**

Située du côté du talus de la rive gauche, constituée d'une galerie souterraine de 348.1m, ouvrage d'entrée amont de 13.2 m, galerie à l'air libre de 26.29 m et un chenal de 10.31 m.

Leurs sections présentent, une fois revêtues, une forme intérieure polycentrique de 8m de diamètre.

A la fin, Ces deux dérivationes seront transformées en galerie de vidange de fond (DP1) et galeries de restitution (DP2).

5. Ecran d'étanchéité, forages de drainage :

Ecran d'étanchéité est conçu dans le but de prolonger latéralement et en profondeur la retenue constituée par le noyau du barrage, afin de limiter les infiltrations vers l'aval.

Ecran ou-voile d'étanchéité est réalisé par injections à partir du berceau à la base du noyau du barrage et des galeries d'injection de 1.75m de rayon.

6. Routes d'accès :

L'accès aux différents ouvrages du projet est constitué d'un réseau de routes d'accès et de galeries :

- Route d'accès à la digue secondaire.
- Route d'accès au hangar de dépôt,
- Galerie d'accès à la digue secondaire et d'injection la cote 130.7 NGA en rive gauche,
- Galerie d'accès à la galerie d'injection se trouvant sous l'évacuateur de crues en rive droit,

❖ Description du site du projet :

La localisation Géographique du site :

Dans la zone d'implantation du barrage principal, le niveau du lit mineur de l'Oued Bou Gdoura est situé à la cote 65m NGA environ. La largeur du lit alluvial est de 45- 50 m environ, la vallée présente une section dissymétrique, le versant de rive gauche à une inclinaison de 35° et culmine sur une colline à la cote 178m NGA, tandis que celui de rive droite monte avec des pentes plus raides jusqu'à la cote 234m NGA sur la ligne de partage des eaux entre la vallée de l'Acif Mogdoul et celle de l'Acif Tala Imedrane. Les versants des appuis de barrages sont constitués par des roches gréseuses tendres.

En amont du site de barrage, la retenue intéressera les vallées de l'Acif Tala Imedrane et de l'Acif Tleta, qui s'écoulent en gros dans le sens S-N, jusqu'à leur confluence à Souk El Tleta, en traversant.

La Topographie du site :

Le réservoir sera constitué essentiellement par deux branches formées par les vallées de l'Acif Tleta et du Tala Imedrane respectivement qui confluent à l'amont du barrage avec un angle de 30°. La retenue est fermée par une gorge de quelques centaines de mètres de long, site choisi pour le barrage.

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50 m. les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150 m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroits 2 et 1 (verticalement et horizontalement).

La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 200 m environ.

Séismicité :

La zone du barrage appartient à une région sismotectonique de faible à moyenne activité. En effet, elle se trouve loin des grands bassins sédimentaires, subsidient encore aujourd'hui du miocène inférieur (Cheliff, Mitidja, Soummam, Hodna) qui sont le centre des foyers sismiques les plus dangereux de l'Algérie.

G. Dubourdieu (1968) situe la zone concernée dans un couloir de probable risque sismique dans sa carte relative à la sécurité antisismique en Algérie littorale.

En effet, le site du barrage n'est pas très distant des accidents tectoniques transversaux de direction N140° et N75° qui ont joué un rôle important dans le soulèvement des chaînes

atlasiques pendant le paroxysme, comme, par exemples transversales de Bouira et Djurdjura/Bejaia.

Par conséquent, il est possible que la zone du barrage de Souk El Tleta puisse ressentir, bien qu'affaiblies par la distance, les secousses des séismes des régions sismotectoniques actives environnantes.

❖ **Géologie du site :**

Série stratigraphique :

Dans la zone du barrage, les sédiments burdigaliens recouvrent avec un faciès transgressif et discordant les terrains ante-miocènes du socle métamorphique primaire. Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de Souk El Tlata, en occupant une vaste surface, jusqu'au pied de la chaîne calcaire du Djurdjura.

La transgression est marquée par une série de conglomérats de base, formée par quelques mètres de poudingues localement grossières, suivies, de grès fins, siltites/pélites en alternance.

Le Burdigalien présente deux faciès qui passent latéralement de l'un à l'autre:

- Grès plus ou moins fins, tendres, à ciment carbonatique;
- Pelites plus ou moins carbonatiques.

En dessous on rencontre les terrains qui appartiennent à la série cristallophyllienne terminale du socle gneissique et migmatique de la Grande Kabylie. Dans la zone du barrage, ces terrains sont représentés immédiatement sous le bourdigalien, par des phyllades.

Les lithofaciès sont essentiellement les suivantes:

Détritus de nappe :

Il s'agit de dépôts hétérogènes, pierreux-limoneux, produits par des anciens éboulements des hautes falaises gréseuses. Ils sont situés immédiatement en amont de la confluence entre AcifTlata et l'AcifTala Imedrane.

Colluvions et éluvions :

Produits d'érosion ou d'altération plus ou moins détritiques, provenant de différentes lithofaciès de l'endroit du barrage.

Alluvions :

Sont les sédiments du lit de l'Oued.

A la surface, elles sont constituées par du tout-venant, presque complètement exploité; à 2 m de profondeur, le matériau devient plus sableux.

Du point de vue pétrographique, les éléments sont, dans une mesure prépondérante, des gneiss et des Q-pegmatites (43%); suivent les calcaires (29%), les micaschistes (22%) et les grès (6%).

Il s'agit en général de graviers argileux et de sables limon-argileux. La profondeur des alluvions de l'Oued Bou Gdoura dans la zone de la gorge de Souk El Tlata varie de 20 à 21 m. La couche alluviale recouvre des phyllades, des schistes à très laminées, en amont de Taxe, et de grès homogènes en aval de ce dernier.

Poudingues :

Elles occupent une surface importante dans la colline d'appui du partage en rive gauche et remplissent une vallée épigénétique profonde.

En surface, l'altération les a transformées en un sol graveleux-sableux avec une matrice importante de limon argileux, tandis qu'en profondeur, elles deviennent très compactes, avec des horizons très fortement cimentés.

Du point de vue granulométrique, les poudingues sont composés de gravier argileux avec cailloux, de forme ronde, avec des blocs isolés qui peuvent atteindre le volume de 0.25 à 1 m³.

Du point de vue pétrographique, les éléments sont, dans une mesure prépondérante, des gneiss et des Q-pegmatites (58%); suivent les schistes micacés et les micaschistes (30%); puis les calcaires (3%) et les grès (1%); des argiles vertes représentent le 8%.

Grès burdigaliens :

Le Burdigalien est gréseux d'une façon assez homogène mais avec, toutefois, des bancs intercalaires organogènes; il s'agit de grès à éléments sableux moyens-fins, à ciment carbonatique-sidéritique, tendres à mi-durs. Les grès burdigaliens sont stratifiés en bancs: les joints de stratification plongent vers le N, et donc vers l'aval selon la direction d'écoulement de l'Oued, avec un pendage de 15-20°. Les grès non altérés sont de couleur grise, mais les roches altérées par hydrothermalisme ferrugineux présentent une couleur beige foncée à rouge brique.

Pélites Burdigaliennes (digue de col) :

Les pélites écailleuses burdigaliennes constituent la roche de fondation du barrage auxiliaire, situé sur la colline de rive gauche de l'Oued Bou Gdoura.

A l'état non altéré, ces pélites sont très consistantes, de haute plasticité, avec une teneur en carbonates comprise entre 17 et 21%.

L'altération chimique atteint la profondeur max. de 10 m et elle est très marquée jusqu'à 6 m de profondeur, où les matériaux deviennent moins plastiques et où la teneur en carbonates est légèrement inférieure (~16%).

La couche superficielle altérée est soumise à des mouvements de masse. Les pélites burdigaliennes sont imperméables; les essais Lugeons exécutés ont donné des coefficients de perméabilité entre 1×10^4 et 3×10^{-5} cm/s. Il est possible toutefois que, localement, les perméabilités soient supérieures, surtout le long des plans de rupture qui forment le réseau structural de la zone.

Phyllades :

Elles affleurent sur les rives de l'Oued Bou Gdoura et sont représentées par des schistes séricitiques et chlorito-graphiteux noirâtres avec veines et glands de quartz. La schistosité est intense, clairement observable et tend à plonger vers le nord avec un pendage de 8-12%.

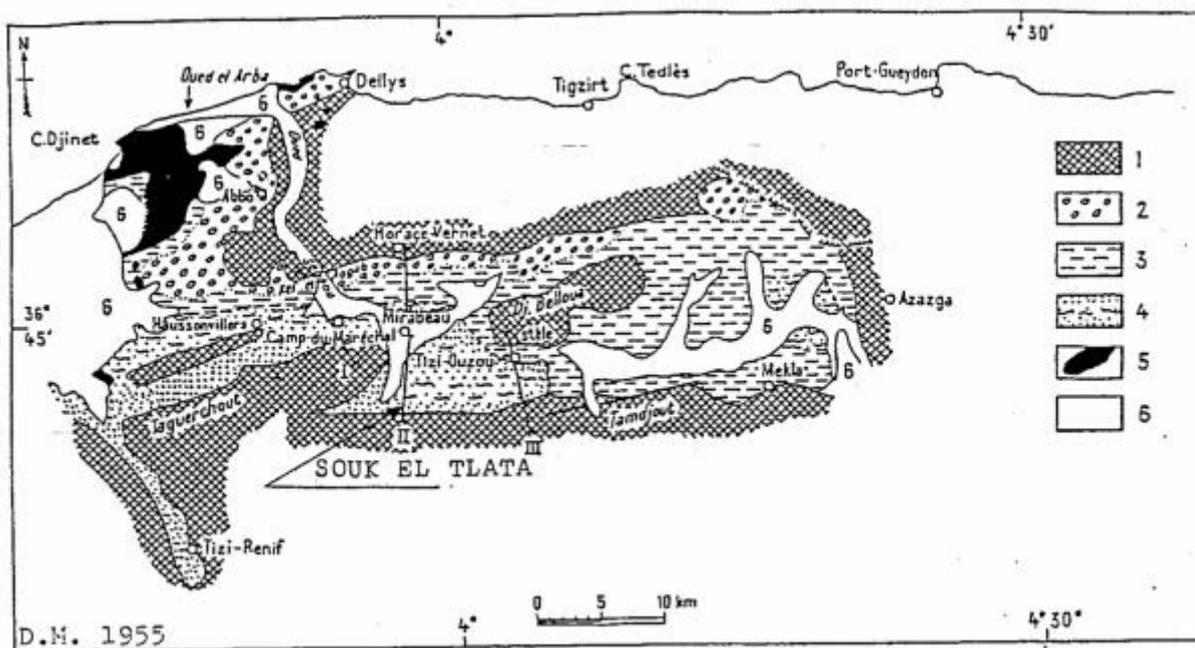
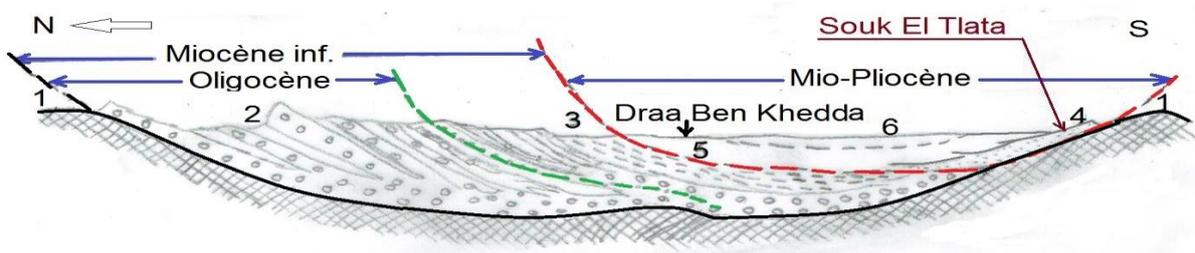


Figure 2 : Esquisse géologique de la région de l' Oued Sébaou



Coupe caractéristique de la région de l'Oued Sébaou

Figure 3 : coupe caractéristique de la région de l'oued Sébaou

Hydrogéologie :

Les caractéristiques hydrogéologiques du projet sont les suivantes :

- Superficie du bassin versant : 465 km²
- Périmètre du bassin versant : 100km
- Apport moyen annuel : 150 Hm³
- Volume utile : 77.5 Hm³
- Volume mort : 12.95 Hm³
- Volume total : 90.45 Hm³
- Crue de projet (décennale) : 1800m³/s
- Crue de projet (centennale) : 1090m³/s

Climat :

Le climat de Tizi-Ouzou appartient aux climats chauds tempérés. Le thermomètre varie de 0°, point le plus bas, à 46° point le plus élevé. La température moyenne annuelle est de 30°,87 maxima, et de 13°,24 minimum, formant une moyenne générale de 21°,8. La hauteur moyenne du baromètre réduit à zéro est de 0,732.

Le pluviomètre donne une moyenne annuelle de 0,735m, ce qui indique des pluies assez abondantes. Elles commencent en effet à l'automne, durent pendant tout l'hiver, deviennent continues pendant le printemps, et cessent vers le mois de juin-. En été, il y a quelques orages, mais rarement suivis de la chute d'une quantité notable de pluie. Généralement ce sont d'épais nuages sombres avec éclairs et éclats de tonnerre, qui succèdent à un violent siroco. Ils se dissipent après quelques gouttes d'eau, insuffisantes pour humecter le sol.

On se rend facilement compte de ce phénomène en se rappelant que le sol de la vallée, entièrement dénudé, est en quelque sorte porphyrisé par un soleil ardent ; que les versants des montagnes, formés de roches cristallisées à peine couvertes d'une maigre végétation en lambeaux, sont surchauffés et doivent par conséquent réfléchir un air chaud et sec, capable de s'opposer à la condensation de la vapeur d'eau, qui forme ces nuages. L'orage, chassé par les vents, passe sans donner de pluie, à moins qu'il ne rencontre un courant supérieur d'air froid, qui fasse résoudre ces nuages.

Au printemps, en automne et en hiver, les pluies sont quelquefois torrentielles; il n'est pas rare. Alors de voir tomber de 20 à 30 millimètres d'eau dans l'espace d'une à deux heures : elles succèdent toujours à une ondée à larges gouttes, accompagnée de grands fracas de tonnerre, précédés d'éclairs éblouissants et très-étendus. Lorsque l'orage survient pendant la nuit, le spectacle est grandiose, saisissant. Chaque éclair emplit la vallée et les montagnes d'une vive lumière ; le ciel, couvert d'épais et sombres nuages, est sillonné par de nombreux éclats de la foudre, qui lance au sommet des montagnes des traînées de feu semblables à une étoile filante ou à une fusée volante retombant en gerbes étincelantes.

Les vents dominants sont ceux qui arrivent par le cours du Sébaou, en suivant la direction de l'O. à L'E. ou du S.-E. vers le N.-O. et passent directement dans le col. Les vents du N. ou du S. sont arrêtés par les chaînes des hautes montagnes et occasionnent dans la vallée une sorte

de remous. Les vents du S.-O. arrivent par la dépression des montagnes à l'angle des Béni Khalifa et des Flissa, et s'engouffrent vers le haut Sébaou. Ils suivent, comme les vents du N.-O., la direction du col.

C'est de ce point qu'arrive le plus souvent le siroco. Dès « l'aurore, cette partie de la montagne est vaporeuse à l'horizon ; elle disparaît ensuite dans une sorte de brume, qui gagne de proche en proche : le siroco ne tardera pas alors à se faire sentir.

Caractéristique générales du barrage de souk tlata

Le tableau suivant résume les caractéristiques de l'aménagement :

Caractéristiques	Barrage de souk tlata
Objet de l'ouvrage	Projet de barrage de souk tlata Usages : AEP et eau Industrielle
Implantation	Sur oued Bougdoura, wilaya de Tizi-ouzou
Hydrologie	
Superficie bassin versant	465 km ²
Apports annuels moyens	150 hm ³
Retenue	
Capacité totale	90.45 hm ³
Capacité utile	77.5 hm ³
Cote RN	122 NGA
Barrage	
Type	-Barrage principal en remblai zoné avec noyau central en colluvions argileuses. -Digue de col :idem barrage principal avec des pentes de talus plus douces.
Hauteur maximale sur fondation	Barrage principal : 87.00m Digue de col :25.00m
Longueur de crête	Barrage principal : 156m Digue de col : 448m
Volume du barrage	Barrage principal : 1 132 000 m ³ Digue de col : 193 800 m ³
Ouvrage annexes	
Évacuateur de crues	Évacuateur à surface libre, longueur du déversoir : 126.0 m + coursier : 258.5 m Dimensionné pour un débit de 1480m ³ /s
Ouvrages de dérivation provisoire	Deux galeries de dérivation, de section en fer à cheval de 8m de diamètre, d'une longueur de 365m pour un débit total de 1090m ³ /s
Prises d'eau	Tour de prise inclinée en rive gauche du barrage principal, abritant deux prises d'eau à 2 niveaux différents
Vidange de fond	Ouvrage de dérivation provisoire réaménagé en vidange de fond. Equipé de deux vannes plates
Volume total des travaux	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation : 1 507 000 m³ • Remblais : 1 500 000 m³ • Béton : 104 000 m³ • Forages et injections : 50 000 ml

Pour l'identification de notre site de barrage on a effectué des essais sur la roche de fondation et sur les matériaux constituant les remblais

- I. **Roche de fondation** : 25 forages ont été effectués au moment de l'APD dans le site du barrage pour déterminée les couches de fondation représentés comme suite :

Tableau 1 : Les sondages carottés de site de barrage

	Lit de l'oued bougedoura	Zone d'appui en rive gauche	Zone d'appui en rive droite	La zone d'emprise de la digue de Cole	Profondeur (m)
25 forages carottés	101	102, 103	105	121	5 fourrages entre 100et 145
	104	108 ,110	106	122	
	104b	111, 112	115	123	
	107	113, 119	116	124	
		119b, 120		125	
				126	20fourrages entre 25et 79

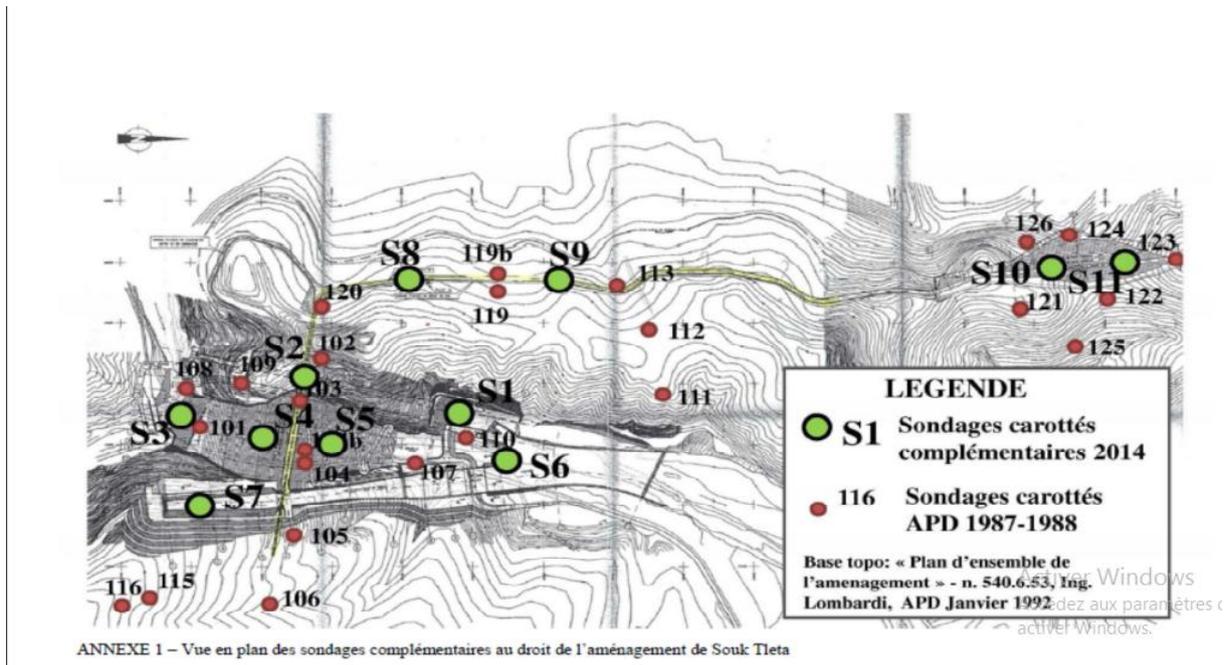


Figure 1 : Vue en plan des sondages de l'aménagement de souk tlatha

Tableau 2 : les essais effectués in-situ en 2012 sur la fondation du barrage de souk tletha

Sondages	Profondeur(m)	Principe lithologies envisagé	N° d'Essai			Piézomètre
			SPT	Lefranc	Lugeons	
S1	30	Grès	-	-	8	-
S2	80	Pélites/grès	-	-	23	60
S3	20	Gravier/sable	18	12	-	-
S4	20	Gravier/sable	18	12	-	-
S5	20	Gravier/sable	18	12	-	-
S6	20	Gravier/sable	18	12	-	-
S7	40	Grès	-	-	12	30
S8	40	Poudingue	-	-	15	40
S9	50	Poudingue	-	-	15	40
S10	15	Poudingue	-	-	-	-
S11	15	poudingue	-	-	-	-
S12	20	calcaire	-	-	-	-

1. Méthode de carottage:

Les sondages carottés devront être exécutés par un carottier double, type "Craelius" ou équivalent, dont les dimensions seront telles que le diamètre minimum des carottes extraites soit de **76 mm**, et ce même en fond de forage. Les formations naturellement sujettes à éboulement ou qui viendraient à l'être au contact de l'eau introduite dans les sondages (remblais ordinaires, alluvions, etc....) seront maintenues au fur et à mesure de l'exécution du forage au moyen d'un tubage provisoire. L'indice RQD sera déterminé pour chaque carotte prélevée dans les horizons de consistance rocheuse.

**Figure 2** : réalisation des carottages SPT

2. Les essais in – situ :

➤ Les essais SPT (essai au pénétromètre standard) :

Des essais pénétrométriques dynamiques (essais SPT) ont été réalisés dans les sondages au fond de l'Oued Bou Gdoura.

L'essai SPT consiste à faire pénétrer dans le sol par battage ,un carrotier de dimension normalisées,porté par un train de tige et de compter le nombre de coups nécessaire à l'enfoncement de 30 cm .a pour bute de determiner les differentes couches de sol de fondation et leur profondeur.

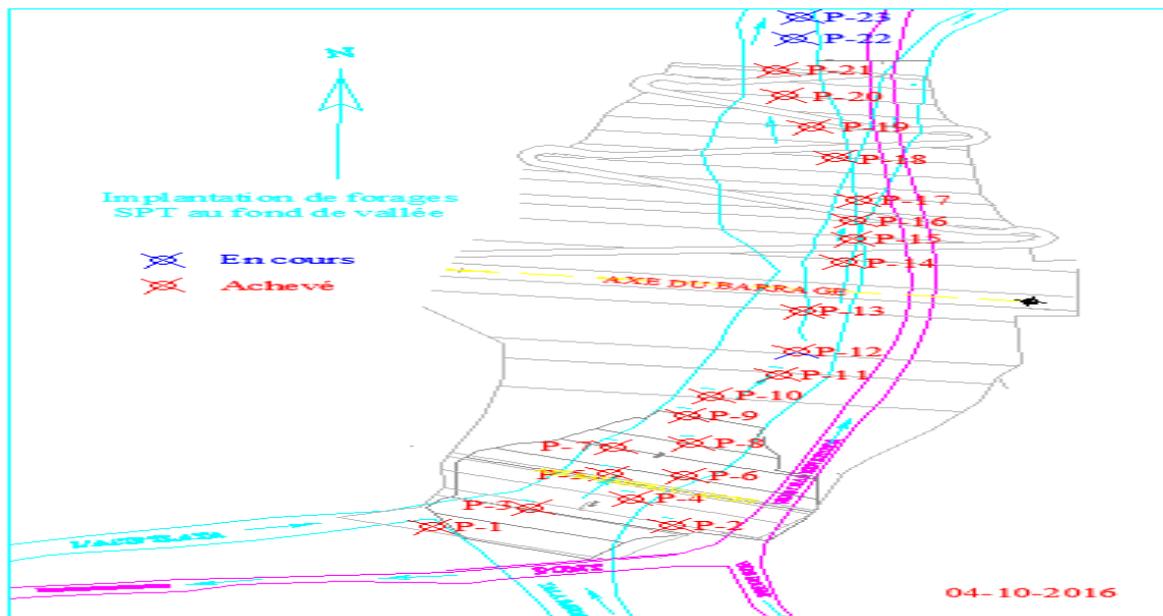


Figure 3 : Schéma d'implantation des sondages SPT

▪ Les résultats des essais SPT :

Tableau 3 : Rapport géotechnique des sondages SPT de la Fondation du Barrage

Passes(m)	lithologie	Récupération (%)
00-10	Sable moyena fin ,avec des passages de poches caillouteuse peu graveleuse	55à100
10-14.80	Fragments rocheux de nature généralement gneissique ,a parfois calcaires	67à84
14.80-19	Schiste peut altéré,gris fracturé	50à62



Figure 4 : Caisse de carottage SPT

➤ **Essai lugeons :**

Des essais Lugeons ont été effectués en forage dans tous les horizons rocheux rencontrés afin de déterminer la perméabilité de ces derniers. Les essais d'eau Lugeons ont été réalisés conformément à la norme NF P 94-131. Pour ces essais un matériel de type "Lugeograph" est exigé, permettant d'enregistrer simultanément en fonction du temps les paramètres suivants :

- La pression mesurée au droit de la tranche d'essai,
- Le débit instantané,
- Le volume cumulé d'eau injectée.

▪ **Résultats des essais lugeons :**

Tableau 4 : résultats des essais d'eau (lugeons)

Pression (bars)	Durée d'injection (min)	Niveau D'eau(m)	Compteur (L)		Débit injecté	Pression Statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression Corrigée (bars)
			Début	Fin				
2	10	2.3	0	83	8.30	0.28	0.004	2.28
4	4	2.3	0	298	74.5	0.28	0.189	4.09

Conclusion :

Contournement de l'obturation à la pression manométrique **de 4bar**, (pression effective P_e **de 4.09bars**) à la 4ème minute.

Absorption avant contournement

$$Q (2.28bars)/5=1.66ul$$

Pression (bars)	Durée d'injection (min)	Niveau D'eau(m)	Compteur (L)		Débit injecté	Pression Statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression Corrigée (bars)
			début	fin				
2	10	4.95	0	1	0.10	0.545	0	2.54
4	10	4.95	0	2.5	0.25	0.545	0	4.54
6	10	4.95	0	5	0.50	0.545	0.001	6.54
8	10	4.95	0	302	30.20	0.545	0.182	8.36

Conclusion :

Phénomène de **claquage à 8 bars (Pe=8.3bars)**

Absorption avant claquage (sous Pe=6.14bars)

Pression maximal avec un volume absorbé atteignant **108L**

Pression (bars)	Durée d'injection (min)	Niveau D'eau(m)	Compteur (L)		Débit injecté	Pression Statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			début	fin				
2	10	5.6	0	3	0.30	0.61	0.001	2.61
4	10	5.6	0	6	0.60	0.61	0.001	4.61
6	10	5.6	0	7	0.70	0.61	0.001	6.61
8	10	5.6	0	13.5	1.35	0.61	0.002	8.61
10	10	5.6	0	383	38.30	0.61	0.372	10.24
7	10	5.6	0	202	20.20	0.61	0.117	7.49
5	10	5.6	0	0	0.00	0.61	0.00	5.61

Conclusion :

Phénomènes de claquage à la pression manométrique **de 10 bars (Pe=8.61bars)=3bars**

Absorption avant claquage (sous Pe=8.61bars)=**0.34**

Pression (bars)	Durée d'injection (min)	Niveau D'eau(m)	Compteur (L)		Débit injecté	Pression Statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			début	fin				
2	10	5.5	0	1	0.10	0.60	0.00	2.60
4	10	5.5	0	1	0.10	0.60	0.00	4.60
6	10	5.5	0	4.5	0.45	0.60	0.00	6.60
8	10	5.5	0	421.5	1.42.5	0.60	0.266	8.33
7	10	5.5	0	620.0	62.00	0.60	0.55	7.05
5	10	5.5	0	65	6.50	0.60	0.011	5.5
3	10	5.5	0	0	0.00	0.60	0.00	3.60

Conclusion :

Phénomène de claquage à la pression manométriques **de 8bars (Pe=8.33 bars)**

Absorption avant claquage sous Pe=6.60 bars=**0.09 lugeons**

3. Essais de laboratoire sur la fondation :

6 essais ont été effectués conformément aux normes et méthodes d'essais et applicable au laboratoire pour identifier les caractéristiques géotechniques de fondation qui sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5 : caractéristiques géotechniques de fondation de barrage de souk thelatha

Matériaux	Pétrographie	Caractéristique
Poudingue	Gneiss + pegmatites : 58% Micaschistes : 30% Argile verte : 8% Calcaire : 3% Grés : 1%	$\gamma_s=2.66 \text{ t/m}^3$ Proctor : $\gamma_d=2.23-2.29 \text{ t/m}^3$ $W_{opt}=4-5.6\%$ Perméabilité : $k=3.10^{-6} \text{ cm/s}$
Grés burdigaliens	Grés sableux à ciment carbonatique (carbonate de fer)	$\gamma_s=2.68 \text{ t/m}^3$; $w_{nat}=0.75-7.35\%$ -résistance à la compression simple à teneur en eau naturelle : $\sigma_c=61-129 \text{ kg/cm}^3$ -après 10 jours d'immersion : $\sigma_c=32-130 \text{ kg/cm}^3$ -perte de résistance moyenne de : 19% -los angles : 27-67(3essais) $k=4.10^{-5} \text{ cm/s}$
Alluvions graveleux a l'avale de site	Gneiss+pegmatite : 43% Micaschistes : 22% Calcaires : 29% Grés : 6%	-Proctor : $\gamma_d=2.05-2.16 \text{ t/m}^3$ $W_{opt}=6.5-7.7\%$ $K=4.10^{-7}$ -Los angles : 30-35 $\phi=42.5^\circ$ $c=0$; $E_{oedometre}=470 \text{ kg/cm}^2$
Phyllades	Schiste	Pas d'essai

Remarque :

Les grès constituent l'essentiel de la fondation de la digue principale. Ils sont assez homogènes et stratifiés en bancs. Ils sont constitués d'éléments sableux moyens à fins, à ciment carbonique esidritique c'est-à-dire contenant **des carbonates de fer**. La résistance de ces grès est assez médiocre et elle diminue encore en présence d'eau.

D'après les résultats des essais effectués in-situ (essais d'eaux) on a constaté que le massif de la fondation de barrage de souk tlata est compose des grès fissurés, et a montré que la roche mèreportait, dans l'ensemble sur une perméabilité faible de l'ordre **4.10^{-5} cm/s**.

Cependant 30% de métrage soumis à des essais montre une perméabilité supérieure à **10^{-3} cm/s** cette perméabilité plus forte correspond aux zones **fissurés** pour cela nous avons élaboré pour untraitement de fondation.



Figure 5 : affleurement de grès très dur, en haut de la rive gauche

4. Traitement de fondation :➤ **Etanchéité de barrage :**✓ **Disposition générale :**

Le traitement de la fondation est principalement constitué par un rideau d'injection mono linéaire, réalisé depuis une galerie d'injection ou de terrain naturelle.

L'injection consiste à réaliser des forages de diamètres 96 mm dans le rocher et à injecter en pression des coulis qui font prise ultérieurement.

- Les injections réduisent la perméabilité du rocher
- Obturant les fissures du rocher qui sont les chemins de percolation de l'eau.
- Elles augmentent également le module de déformation du rocher par le fait que les produits injectés remplissent tout ou partie les fissures.

Au doit du barrage, la profondeur maximale du rideau d'injection atteint les **120m** en rive et **50m** en font de valle.

Sur la versant gauche, dans la zone situe entre le barrage et la digue de col, le rideau s'étend sur une distance d'environ **450m**. ce rideau destine à recoupe les poudingues, Vien s'ancrer

dans les grès sous-jacents les profondeurs estimées de cette portion du rideau d'étanchéité, varient entre **50et100m**



Figure 6 :La machine d'injection

Un écran d'étanchéité n'est pas nécessaire sous la digue de Cole grâce aux caractéristiques de sa fondation (marnes grise).

✓ **Injection de peau :**

Les injections de peau, prévu en fondation dans toute l'emprise du noyau, seront réalisées à travers une dalle en béton de 30cm les profondeurs de forages varier entre 5à8m environ aucune indication n'est fournie concernant le maillage de ses injections de peau.

✓ **Galerie d'injection et d'accès en rive :**

Les galeries d'injection en souterrain située dans le plan de voile d'étanchéité, et donc pouvant être soumise à la pleine pression hydraulique présente une section interne entièrement circulaire. Un radier exécuté en seconde phase permet de faciliter le cheminement intérieur. Le diamètre intérieur est de 2.80m, et l'épaisseur du revêtement en béton et de 25cm.

✓ **Galerie d'injection sous les noyaux :**

En fond de vallée, le voile profond d'étanchéité est réalisé depuis une galerie d'injection implantée sur le fond de fouille en partie centrale de noyau, l'épaisseur du revêtement en béton de la galerie sous remblai et de 30cm.

Les aspects relatifs aux injections sont plus précisément à l'article 7.25 –

Article 7.25 Injections :

Afin de définir les matériaux à utiliser, les caractéristiques des mélanges, les pressions d'injection et les modalités d'exécution.

Pour la fabrication du coulis d'injection, on prévoit l'usage de ciment Portland, d'eau de mêmes caractéristiques que pour la fabrication des bétons et de bentonite avec un indice de plasticité d'au moins **400%**.

Tous les coulis seront traités par malaxage à haute turbulence. En cas d'anomalies au cours d'une injection, l'Entrepreneur est tenu d'en avertir l'Administration et de suivre les instructions que celle-ci lui donnera.

Article 7.25.2 Injections d'imperméabilisation :

L'écran d'injection sera constitué de forages d'une longueur maximale jusqu'à 100 mètres, réalisés sur toute la largeur des ouvrages. Il sera constitué d'une rangée de forages verticaux ou inclinés, éventuellement placés en quinconce.

- **Séries d'injections :**

Chaque base de 24 m est bordée de 2 injections de la série A. La série B divise la base en deux tronçons de 12 m. Chaque tronçon de 12 m est divisé en deux tronçons de 6 m par la série d'injections. La série D est réalisée au milieu de ces tronçons, donnant ainsi une équidistance de 3 m aux injections. Toutes ces séries se font par passes de 5 m en remontant. Une série E partant à une équidistance de 1,5 m est à réaliser de part et d'autre d'une injection de la série D si dans cette dernière l'absorption moyenne est supérieure à 25 kg de ciment par mètre ou supérieure à 50 kg sur une seule passe.

- **Pressions max :** La pression d'injection est limitée en tous les cas à **0,4 bar** par mètre de profondeur sous la surface du terrain libre. Elle ne dépassera pas **30 bars**.

- **Arrêt de l'injection :** L'arrêt de l'injection est fixé par la règle :

$$R \times P < 10\,000$$

R = absorption en kg de ciment par m

P = pression en bar

- **Série de contrôle :**

Une série de contrôle F inclinée par rapport aux séries A, B, C, D, E sera réalisée systématiquement. L'écran est qualifié d'acceptable si l'absorption de ces séries est inférieure à 25 kg/m ou 50 kg/passe. Si ces conditions ne sont pas remplies, on réalisera une deuxième série de contrôle G et toute injection complémentaire jugée nécessaire par l'Administration. Cette dernière pourra prescrire un contrôle final de type Lugeons. Une deuxième rangée parallèle à la première n'est pas exclue.

Tableau7 : Composition de coulis proposé pour l'injection

Désignations	Coulis A C/E/B = 1/0.5/0	Coulis B C/E/B = 1/0.7/0	Coulis C C/E/B = 1/1/0,05	Coulis D C/E/B = 1/0,7/0,035
Ciment	100 kg	100 kg	100 kg	100 kg
Bentonite	0 kg	0 kg	5 kg	3,5 kg
Eau	50 litres	70 litres	100 litres	70 litres
Adjuvant (Sikament FF90) ou équivalent	1,0 kg	1,0 kg	0,8 kg	1,0 kg

Tableau 8 : Pressions préconisées pour les injections

Profondeur (m)	Pression (bars)
0 à 3	2,0
3 à 6	5,0
6 à 9	9,0
9 à 12	10,0
12 à 15	13,0
15 à 20	17,0
20 à 25	21,0
25 à 30	25,0
au-delà de 30	30,0

Avant la construction du remblai, il est recommandé de réaliser des planches d'essais dans les dimensions sont de l'ordre de 30a 50m de long et 6m de large

II. Matériaux de remblais

1. Zones d'emplacement des matériaux :

- **Recharge Amont** : (Alluvions) Zones prospectées : B, Bbis, RG Aguer gour, A amont et ZE1
- **Recharge Aval** : (Grès)
- **Noyau** : (Argile) Zones prospectées : A I, A II, A, A Iva, A IVb, RDAg et RGAg
- **Transition** : (Alluvions) Criblage et lavage des alluvions de l'oued
- **Filtre** : sable
- **Drain** : gravier (Alluvions) Concassage des alluvions
- **Rip-rap** : Enrochement Keddara

2. Zones d'emprunt :

❖ Situation des zones d'emprunts et carrières :

Pour la construction de la digue principale, la digue de col et les ouvrages en béton du projet de Souk Tleta les matériaux prospectés sont les colluvions argileuses pour le noyau, les alluvions d'oued pour la recharge amont et la production de filtre et drain, les grès pour la recharge aval et les calcaires pour les agrégats à béton,

L'APD a étudié la disponibilité des différents matériaux constituant le projet de Souk Tleta qui sont les suivants :

- **Colluvions argileuses (la zone A):**

Elle se situe en amont du site du barrage, à 3 km de distance le long du CW128 Boghni, en rive gauche de l'Acif Tala Imedrane et aussi, à 2 km environ de distance en rive droite de l'Acif Tala Imedrane. A 3 km de distance le long de la RN 25 vers Draa El Mizan en rive gauche de l'oued tleta.

Au près du village de kantidja, à 9 km environ de la distance du site du barrage, dans la vallée de l'Acif Imedrane.

Près du village d'Oued Ksari, à 9 km environ en amont du site du barrage, en rive gauche de l'Acif Tlata.

- **Pélites altérées (la zone D) :**

Cette zone occupe une surface de grande étendue à proximité de la digue de col, entre les vallées de l'Oued Aguegour et de l'Oued Bou-Gdoura. Les matériaux y présentent des caractéristiques assez homogènes.

Pendant l'exécution des forages pour l'étude du terrain de fondation de la digue de col, des échantillons supplémentaires ont été prélevés pour procéder à des essais au laboratoire en vue d'une exploitation éventuelle de ces matériaux pour la construction du barrage.

Ces pelites présentent une forte teneur en carbonate. Ils sont écartés de l'exploitation.

- **Alluvions graveleuses (la zone B):**

Située en aval du site du barrage, à 0.5 km. Environ de la distance La zone intéresse les alluvions du lit mineur et majeur de l'Oued Bou-Gdoura.

- **Grés burdigaliens (la zone C):**

Située dans le versant de la rive droite de l'Oued Bou-Gdoura. Au droit du site du barrage. (Excavation de la déviation de RN 25 et l'évacuateur de Crus).

- **Poudingues pliocènes (la zone E):**

Elle se trouve entre le barrage principal et la digue de col, en rive gauche de l'Oued Bou-Gdoura. On a pu profiter des carottes prélevées dans les forages exécutés dans le cadre de l'étude géologique du déversoir auxiliaire pour procéder à la classification géotechnique de ces terrains, en tant que matériaux de construction éventuels.

- **Gneiss et filons de quartz-pegmatite :**

Ces roches affleurent dans la zone du réservoir et au carrefour du CW 128 et de la route pour Katidja, à environ 7 km de site de barrage. Elles sont concassées et criblées de manière adéquate. Elles peuvent constituer un bon correctif pour les matériaux de filtre.

- **Calcaire d'Assi Youcef :**

A 35 km de distance du site du barrage, au sud de Boghni, se trouve une grande carrière en service.

Le gisement se trouve au pied septentrional de la chaîne calcaire du Djurdjura.

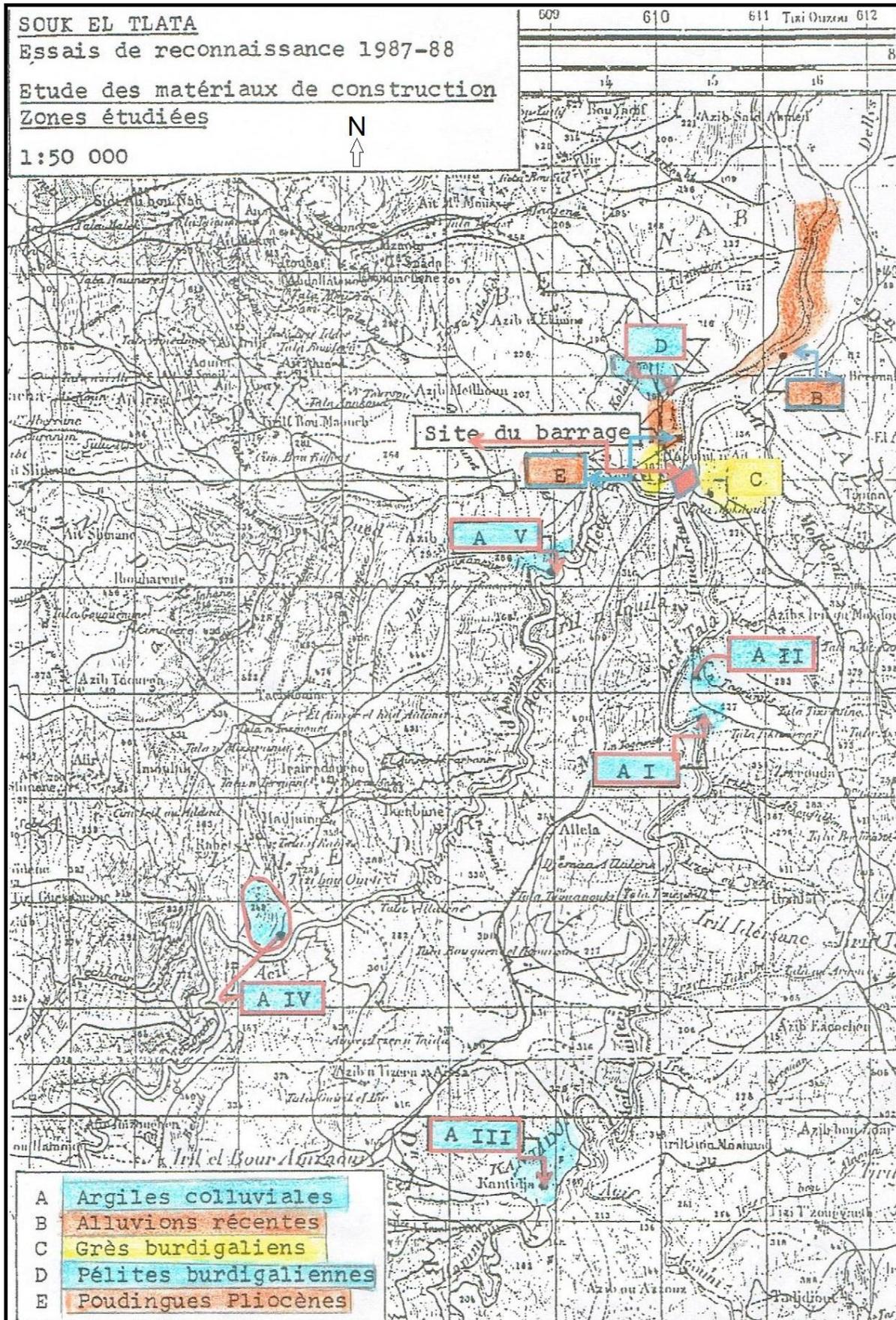


Figure 16 : les zones d'emplacement pour les matériaux de remblai

Lors du démarrage des travaux de construction du projet de barrage de Souk Tleta l'Entreprise été confronté au problème de disponibilité des zones prospectées pendant l'APD, de ce fait le bureau d'étude a été sollicité pour prospecter d'autres zones,

Les zones prospectées en 2016 sont les suivantes :

- **Colluvions argileuses** : situé en rive gauche et droite de l'Oued Agurgour d'un volume exploitable respectivement de 390.000 m³ qui peut satisfaire les besoins de ce projet et de 28.750 m³ qui a été annulé.
- **Pelites altérés** (Zone Ze1, Ze2 et Ze1 bis) : Ce sont des colluvions argileuses qui ont été écarté à cause de leur taux de carbonate élevé.
- **Alluvions graveleux** (Zone B, B-bis et zone à l'amont du barrage) : Les zones B et B-bis sont situés en rive gauche et droite de l'Oued Bougdoura à l'aval de la digue principal d'un volume exploitable de 645.000 m³ et les zones à l'amont du barrage à l'Oued Agurgour gauche avec un volume exploitable de 260.000 m³.

3. Essais effectués sur matériaux de remblais:

A. Définition et principes des essais :

- Analyse granulométrique : norme [P18- 560]

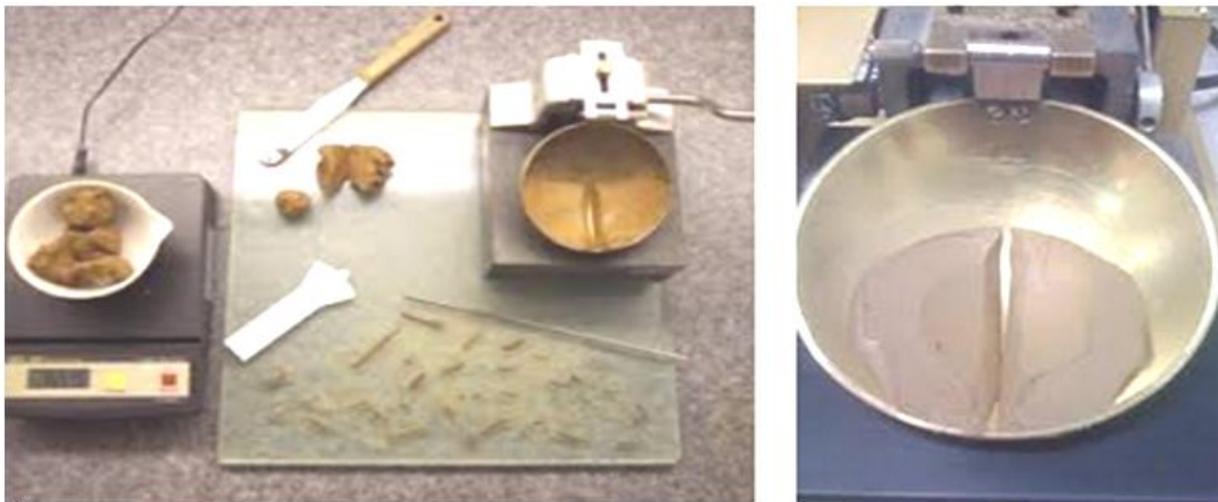
Cette analyse a pour but de définir la granulométrie des granulats dont des dimensions sont comprises entre 0.063 et 80mm. Elle consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs fractions de tailles décroissantes.

Les masses des différents refus ou différents tamisât sont rapportées à la masse initiale de matériau.

- Les limites d'Atterberg : NORME [P94- 051]

Cet essai sert à déterminer les deux limites d'Atterberg (limites de liquidité à la coupelle et limite de plasticité du rouleau) qui s'applique aux sols dont la fraction passe à travers le tamis de dimension 400 μm

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.



- Essai : coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux : NORME [P94- 067]

L'essai consiste à déterminer la réduction de D10 d'un échantillon de granulométrie d/D donnée soumis à quatre cycles imbibition séchage conventionnels.

- Essai : Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux : NORME [P94 – 066]

Le coefficient de fragmentabilité est un des paramètres d'identification retenu dans la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais.

Cet essai permet de préciser le classement des roches argileuses et des roches siliceuses, magmatiques et métamorphiques altérées ou peu résistantes.

- Essai Proctor :

L'essai Proctor a pour but de déterminer, pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximum. La teneur en eau ainsi déterminée et appelée « teneur en eau **optimum Proctor** ».

- Essai de cisaillement :

Il consiste à connaître le comportement des sols, c'est -à- dire à déterminer les caractéristiques du sol suivant :

- L'angle de frottement interne ;
- La cohésion "c".

❖ 11 essais d'analyses, ont été réalisés conformément aux normes et méthodes d'essais en vigueur et applicable au laboratoire.

B. Résultats d'essais :**Tableau 17 : Essai Proctor : NF P94-043**

Zone	Puits	Humidité (%)	Densité sec (t/m ³)
Zone A amont	02	14.8	1.83
	03	13.9	1.83
Zone gauche oued aguergour	03	18.5	1.74
	11	18.1	1.69
	13	19.9	1.67
Zone droite oued aguergour	05	15.5	1.79
	04	14.2	1.82
Zone AIV	02-04	18.25	1.715
	03-04	15.4	1.78
Zone AIV-Bis	03	18.9	1.69
	04	16.5	1.775

Tableau 18 : Essais de cisaillement :

Zone	Puits	C_u	Φ_u (°)
Zone A amont	02	170	11.34
	03	190	4.94
Zone gauche oued aguergour	03	80	11.31
	11	90	9.93
	13	80	9.92
Zone droite oued aguergour	05	110	3.68
	04	90	8.27
Zone AIV	02-04	80	5.71
	03-04	90	16.69
Zone AIV-Bis	03	80	18.59
	04	170	13.65

Tableau 19 : Essai œdométrique : XP P94-090-1

Code échantillons		2016-ss-086				
Zone	Puits	Indices de vides		Coef de consolidation		Coef de perméabilité
		e_i	e_0	\bar{C}_v (mpa)	C_v (m ² /s)	K (m/s)
Zone A amont	03	0.3743	0.1943	0.75-1.0	3.33 E-07	1.49 E-08
				1.0-1.5	2.62 E-07	1.00 E-08
				1.5-3.0	7.21 E-08	1.38 E-09
				3.0-6.0	4.58 E-08	5.14 E-10
Zone gaauche oued guergour	11	0.5741	0.3342	0.75-1.0	7.18 E-07	5.36 E-08
				1.0-1.5	4.39 E-07	2.50 E-09
				1.5-3.0	1.44 E-07	5.19 E-09
				3.0-6.0	3.60 E-08	8.12 E-10
Zone droite oued guergour	05	0.6406	0.4890	0.75-1.0	2.23E-07	1.25E-08
				1.0-1.5	1.82E-07	9.22E-09
				1.5-3.0	2.90E-08	6.69 E-10
				3.0-6.0	2.23E-08	2.85E-10
Zone A/V	03-04	0.5457	0.3481	0.75-1.0	1.74E-07	8.73E-09
				1.0-1.5	1.44E-07	6.12E-09
				1.5-3.0	1.03E-07	2.11E-09
				3.0-6.0	5.77E-08	6.85E-10
Zone A/V bis	03	0.6039	0.4122	0.75-1.0	2.78E-07	1.84E-08
				1.0-1.5	2.02E-07	1.10E-08
				1.5-3.0	1.57E-07	4.25E-09
				3.0-6.0	8.84E-08	1.09E-09

Essais granulométrique :

essais granulométrique pour recharge aval :

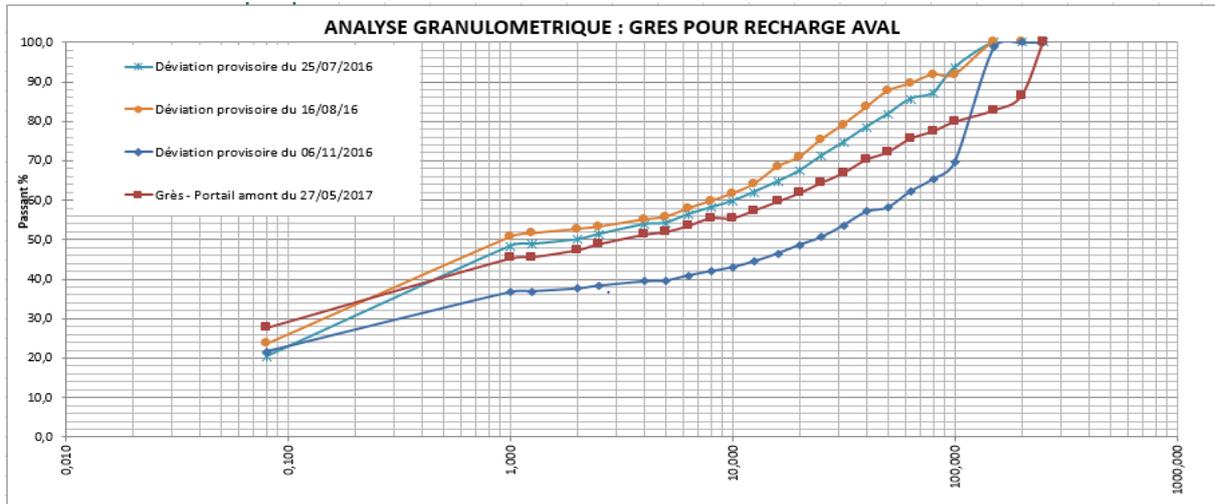
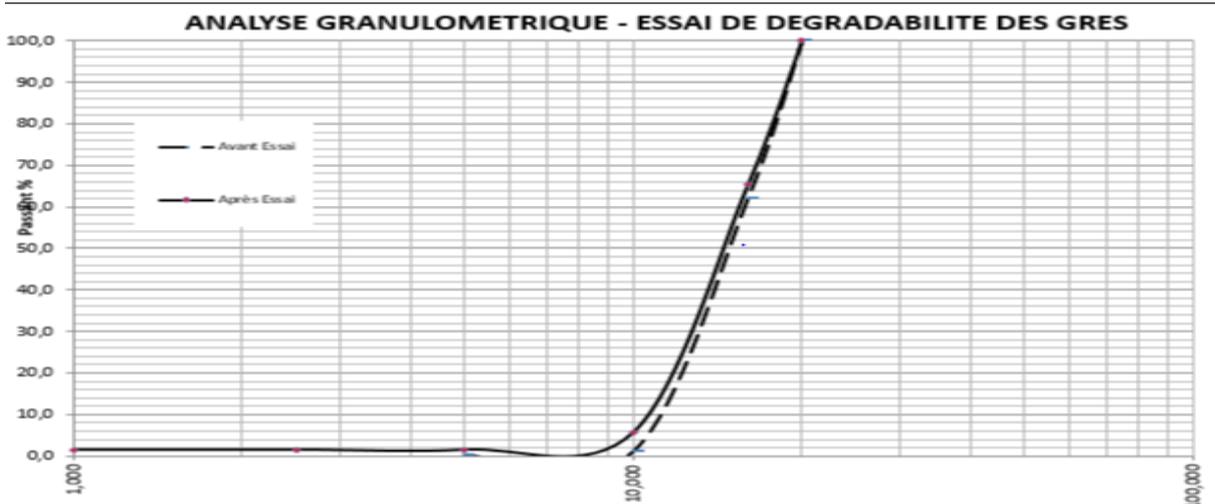


Tableau 20 : Résultats des essais (los angeles, fragmentabilité et dégradabilité)

Grès pour Recharge Aval						
Los Angeles	Coef fragmentabilité	Coef dégradabilié	Proctor			
			D _{sec}		D _{humide}	
75.1%	17.188	1.1	20/8/16	6/11/16	20/8/16	6/11/16
			2.06	2.09	9.60	7.37

Essai de dégradabilité des grès



Mm	0.500	1.000	2.5	5	10	16	20
Avant essai				0.3	1.3	62.0	100.0
Après essai	1.5	1.5	1.5	1.5	5.7	65.3	100.0

Essai de fragmentabilité des grès :

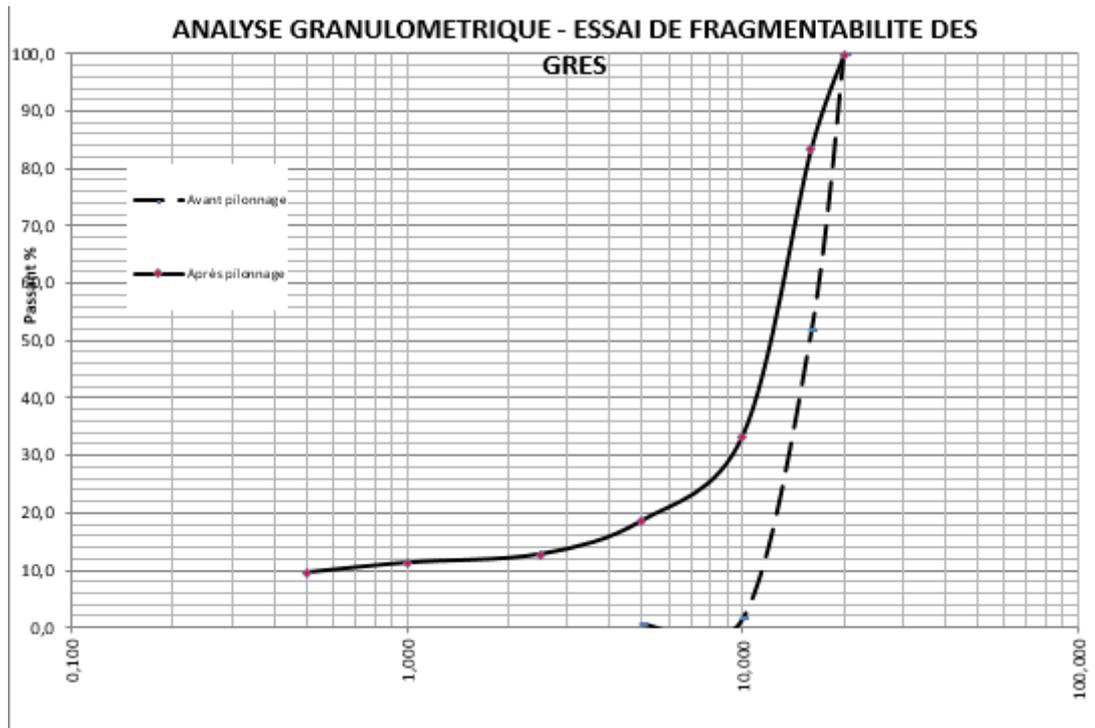
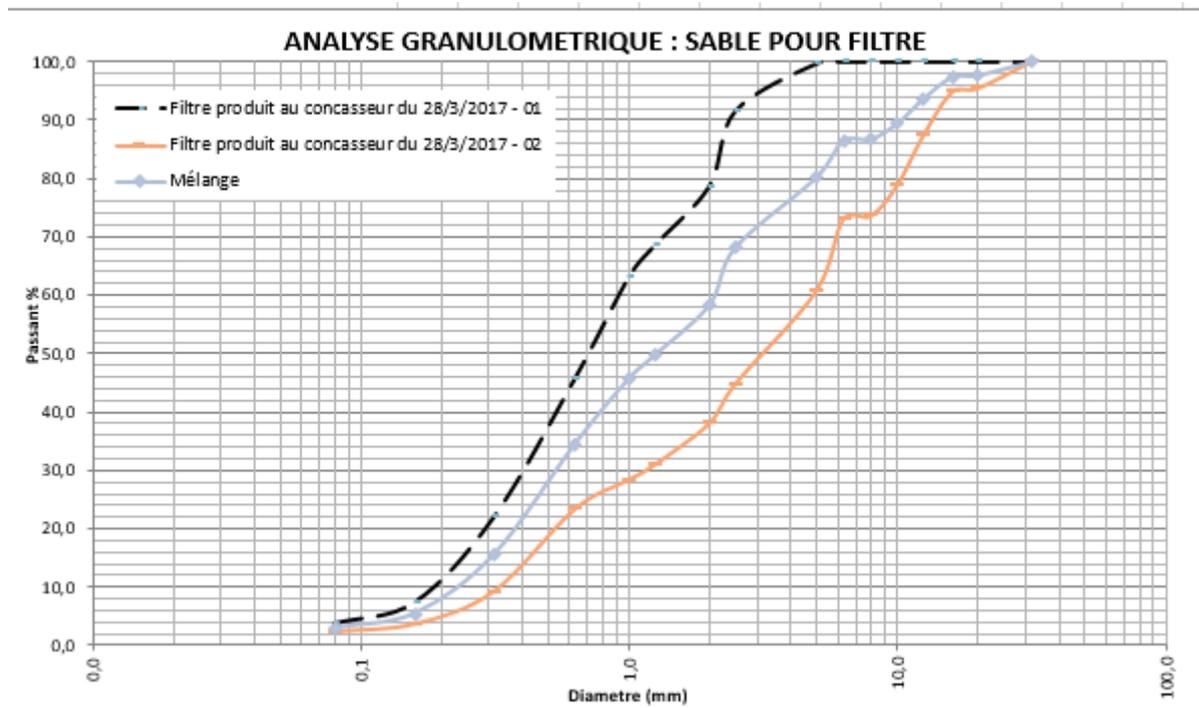


Tableau 21 :Resultas d’essai fragmentabilité

Mm	0.500	1.000	2.5	5	10	16	20
Avant pilonnage				0.5	1.5	51.5	99.6
Après pilonnage	9.5	11.2	12.7	18.5	33.3	83.3	99.6

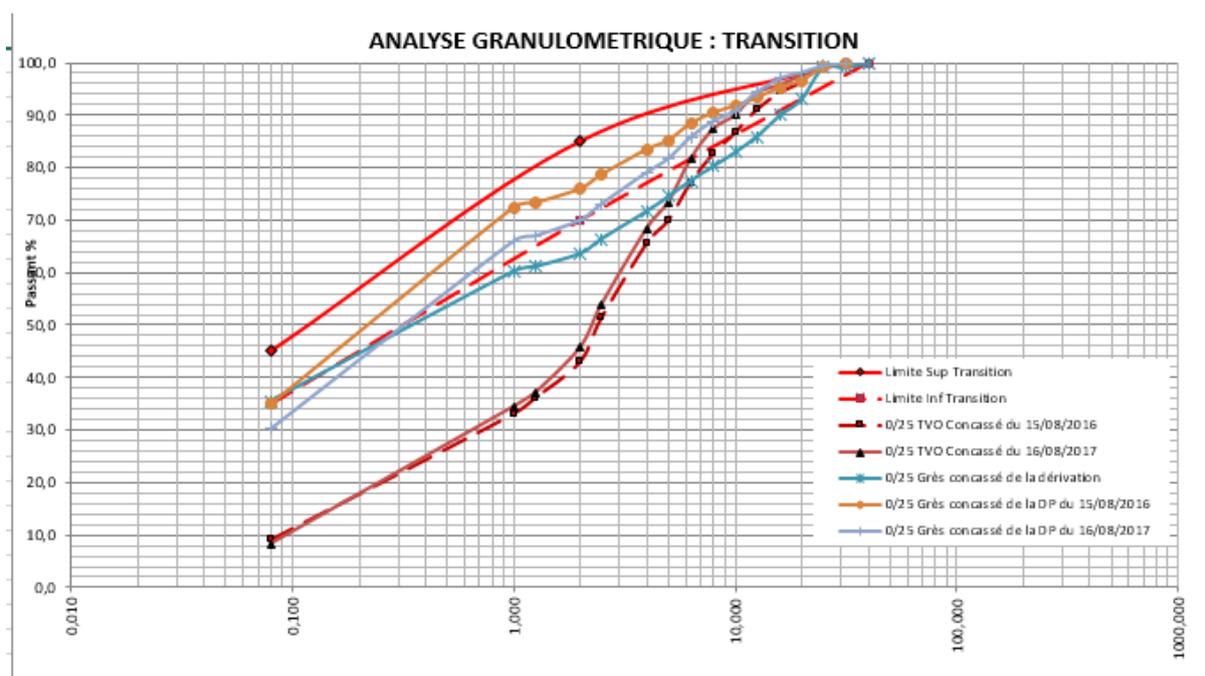
Sable pour filtre :



Mm	0.080	0.16	0.315	0.63	1	1.25	2	2.5	5	6.3	8	10	12.5	16	20
Fpc 28/3/17 N°1	3.6	7.3	21.9	45.6	63.0	68.5	78.7	91.6	99.7	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
Fpc 28/3/17 N°2	2.3	3.6	9.2	23.3	28.3	30.9	38.0	44.8	60.7	73.0	73.6	78.8	87.3	94.8	95.5
mélange	3.0	5.5	15.6	34.5	45.7	49.7	58.4	68.2	80.2	86.5	86.8	89.4	93.7	97.4	97.8

Fpc : filtre produit au concasseur.

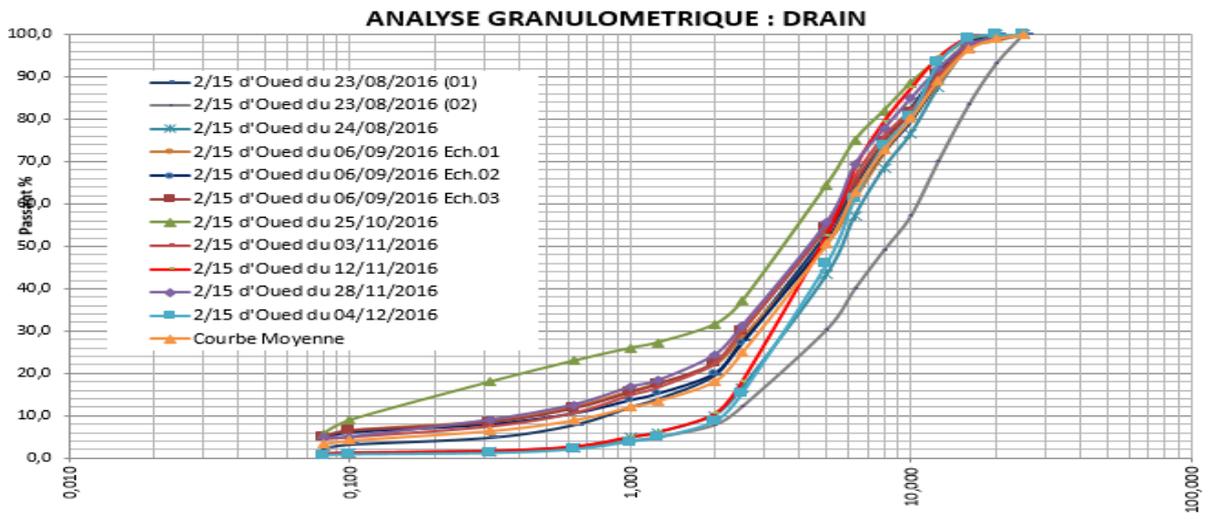
Transition :



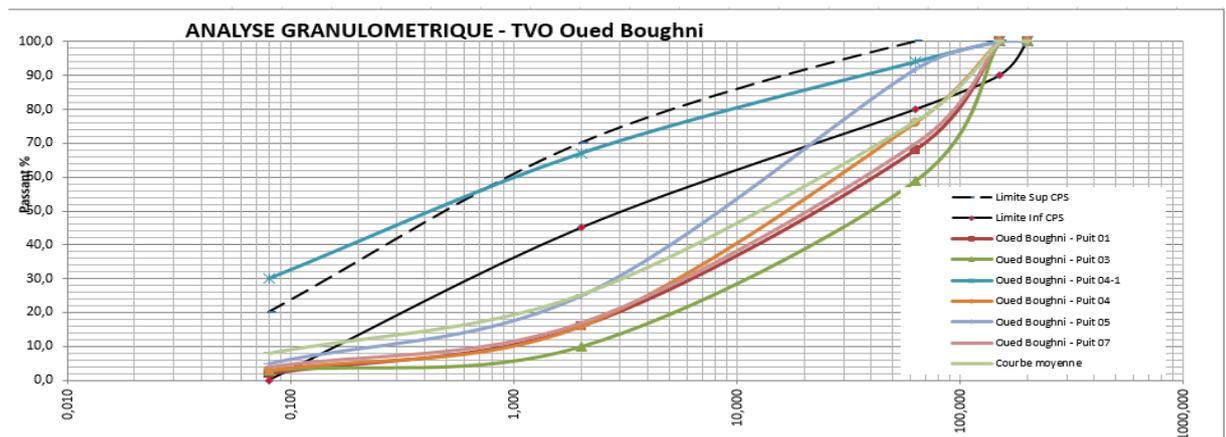
Mm	0.080	1	1.25	2	2.5	4	5	6.3	8	10	12.5	16	20	25	31.5	40
Limite sup tran	45.0			85.0											100.0	
Limite inf tran	35.0			70.0												
0/25tvo concassé 15/8/16	9.1	33.1	36.1	43.0	51.4	65.6	69.9	77.1	82.7	86.6	91.0	93.4	96.3	99.3	100.0	
0/25tvo concassé 16/8/17	8.2	34.4	37.0	45.7	53.9	68.4	73.4	81.6	87.4	90.0	94.2	95.8	97.5	99.0	100.0	
0/25grès dela dérivation	35.4	60.2	61.1	63.6	66.4	71.7	74.5	77.5	80.3	82.9	85.9	90.0	93.1	99.1	99.1	100.0
0/25grès concassé DP15/8/16	37.9	72.4	73.3	76.0	78.7	83.5	85.2	88.4	90.5	91.8	93.3	95.3	96.6	99.1	100.0	
0/25grès concassé DP16/8/17	30.2	66.0	67.0	70.0	73.1	79.1	81.7	85.8	88.9	90.8	94.3	97.0	98.1	99.4	100.0	

- Limite sup tran : limite supérieur transition ;
- Limite inf tran : limite inférieur transition ;
- DP : dérivation provisoire.

Essai pour drain :



Essais pour TVO (tout venant d'oued boughni) :



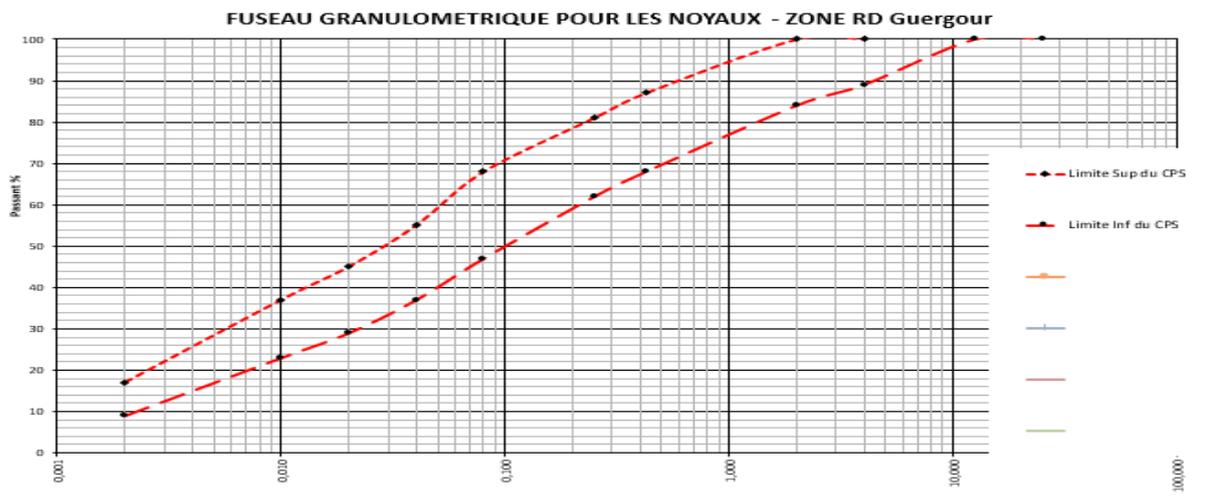
Mm	0.800	2	63	150	200
Lim sup CPS	20.0	70.0	100	100.0	
Lim inf. CPS	0.0	45.0	80	90	100.0
O boughni puit 01	2.0	16.0	68.0	100.0	100.0
O boughni puit 03	3.0	10.0	59.0	100.0	100.0
O boughni puit 04-1	30.0	67.0	94.0	100.0	100.0
O boughni puit 04	3.0	16.0	76.0	100.0	100.0
O boughni puit 05	5.0	25.0	92.0	100.0	100.0
O boughni puit 07	4.0	17.0	70.0	100.0	100.0
Courbe moyenne	7.8	25.2	76.5	100.0	100.0

Tableau22 : Resultas des essais proctor (TVO)

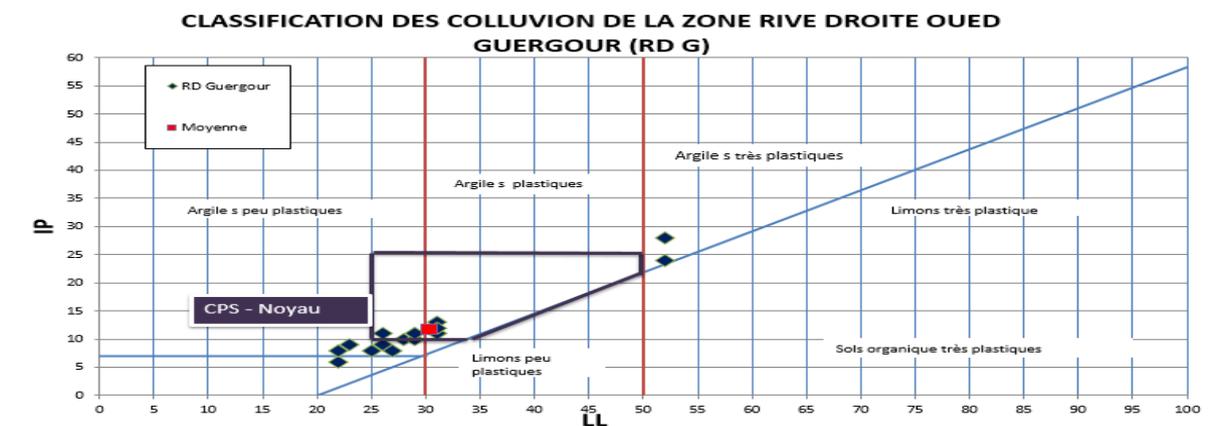
Proctor	
Densité sec	Humidité
2.39	4.73
2.33	5.47
2.38	4.02
2.32	6.29
2.32	6.08
2.34	5.28
2.31	5.14
2.3	5.3
2.33	5.48

Essais pour noyau : (argile)

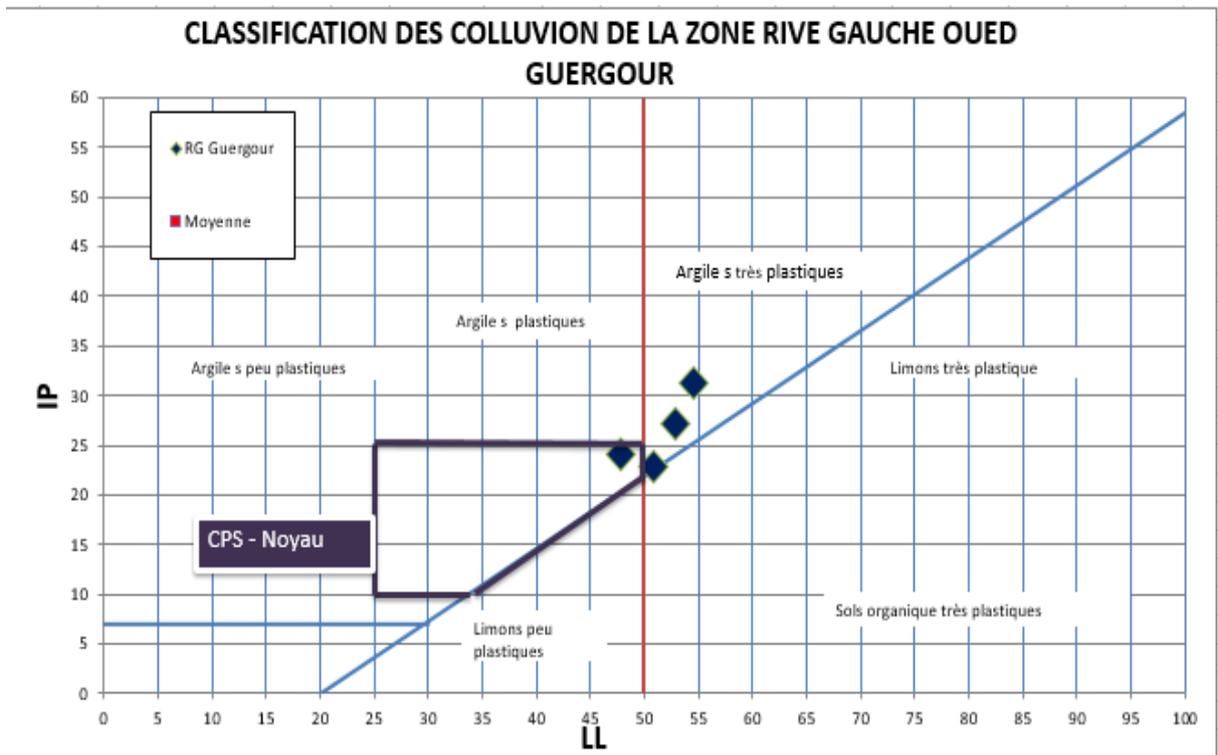
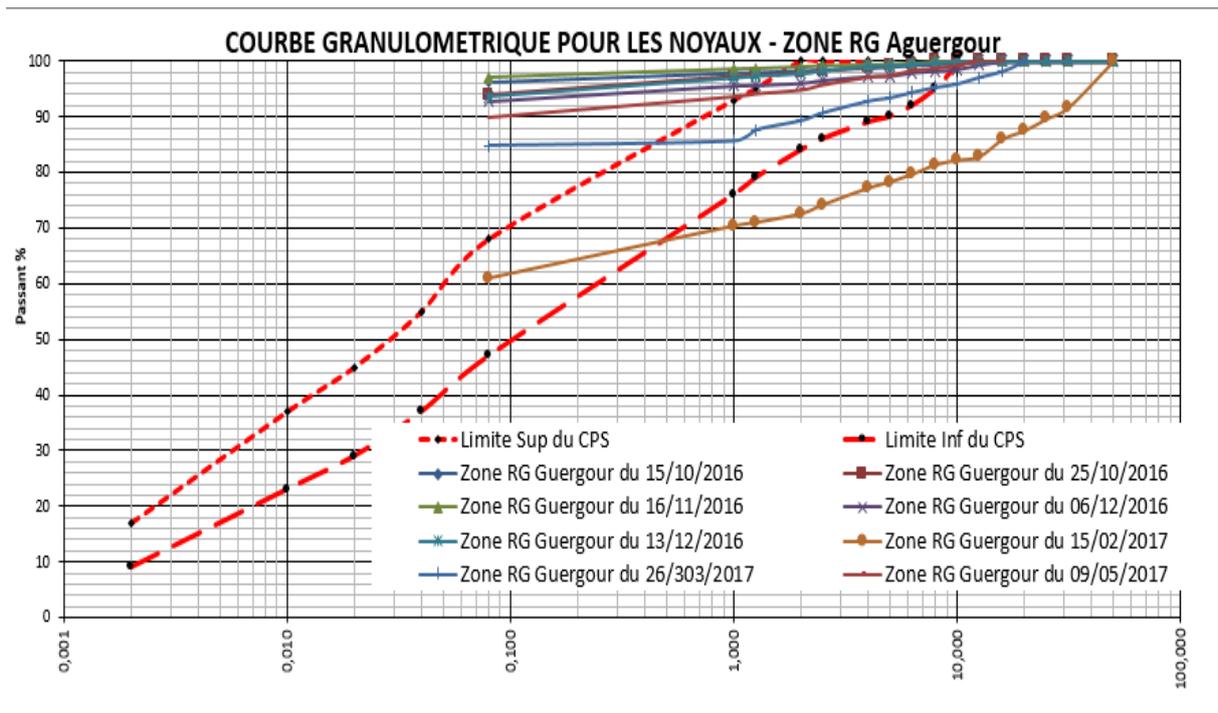
Zone rive droite Oued Aguer gour :



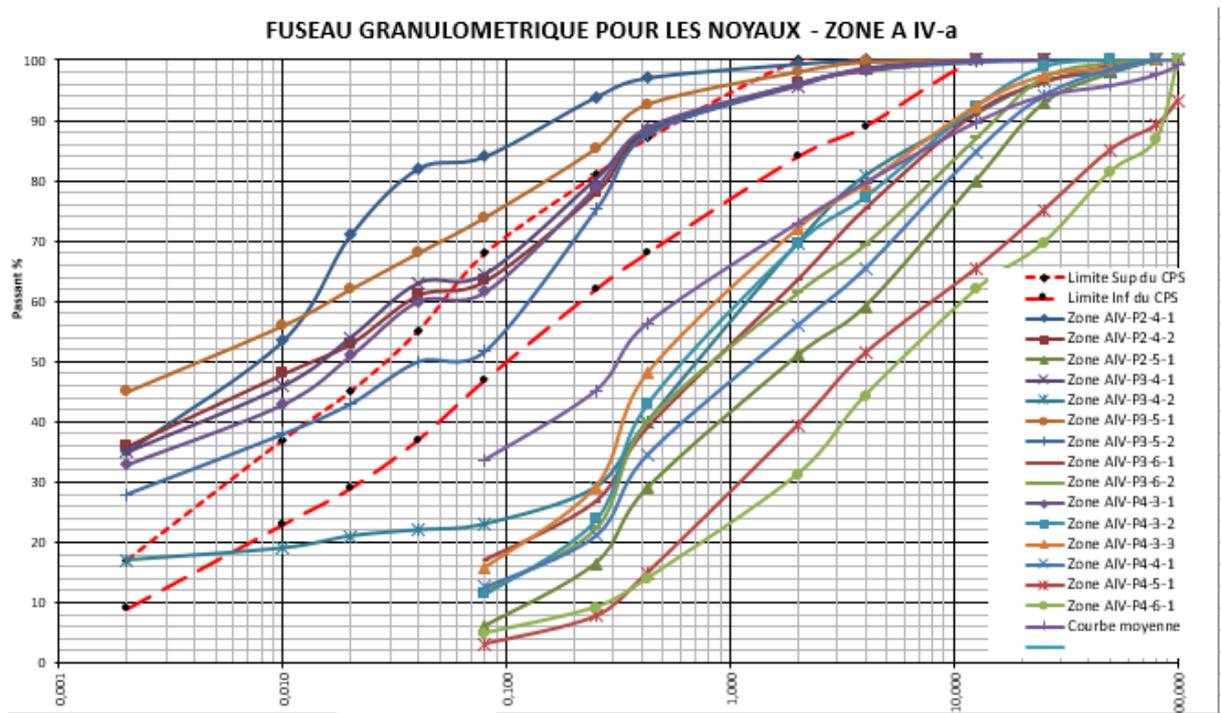
Mm	0.002	0.010	0.020	0.040	0.08	0.250	0.425	2	4	12.5	25
Lim sup CPS	17	37	45	55	68	81	87	100	100		
Lim inf CPS	9	23	29	37	47	62	68	84	89	100	100



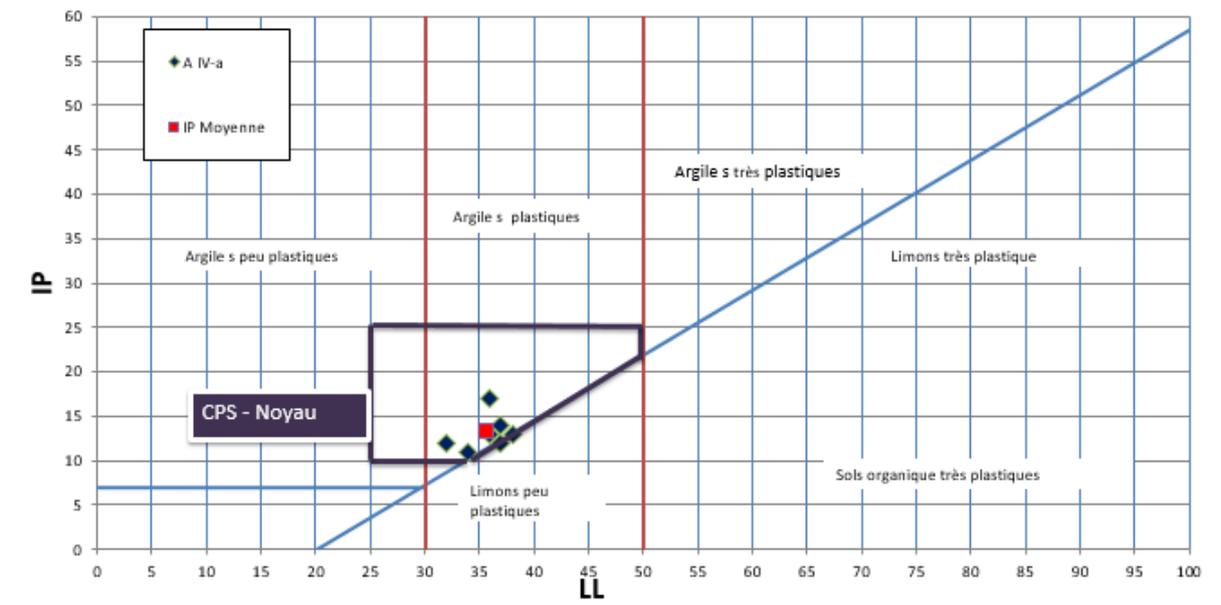
Zone rive gauche Oued Aguer gour :



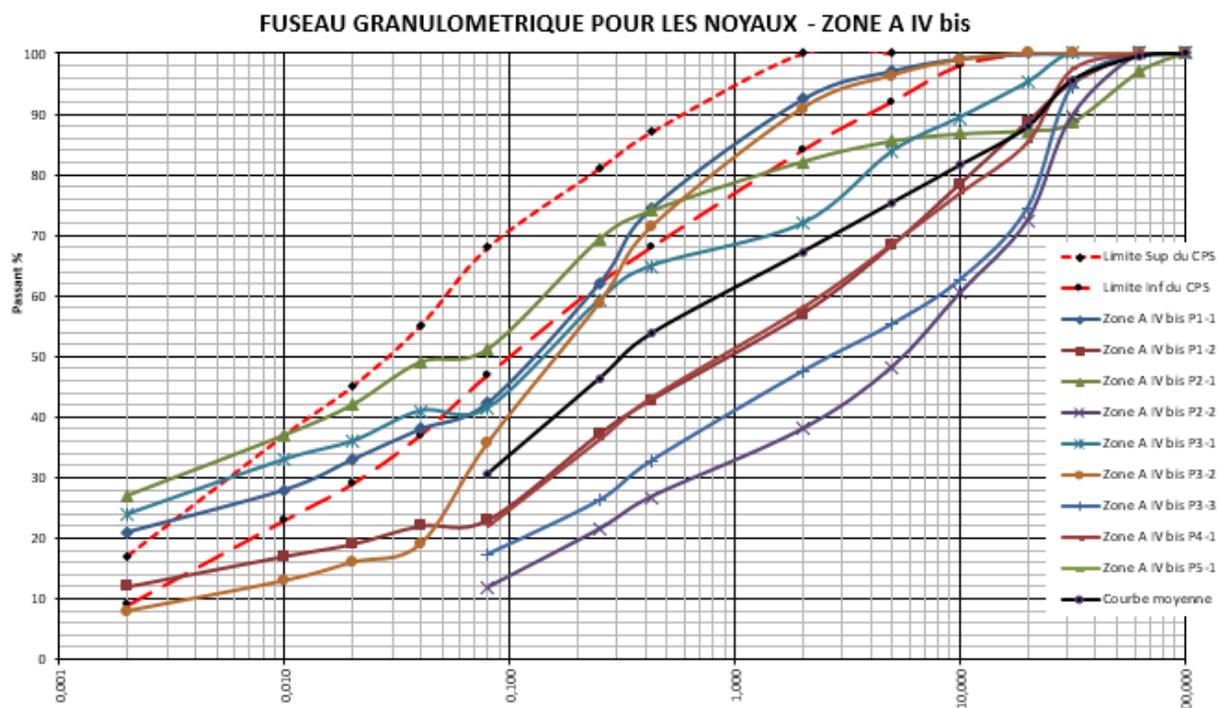
Zone AIV :



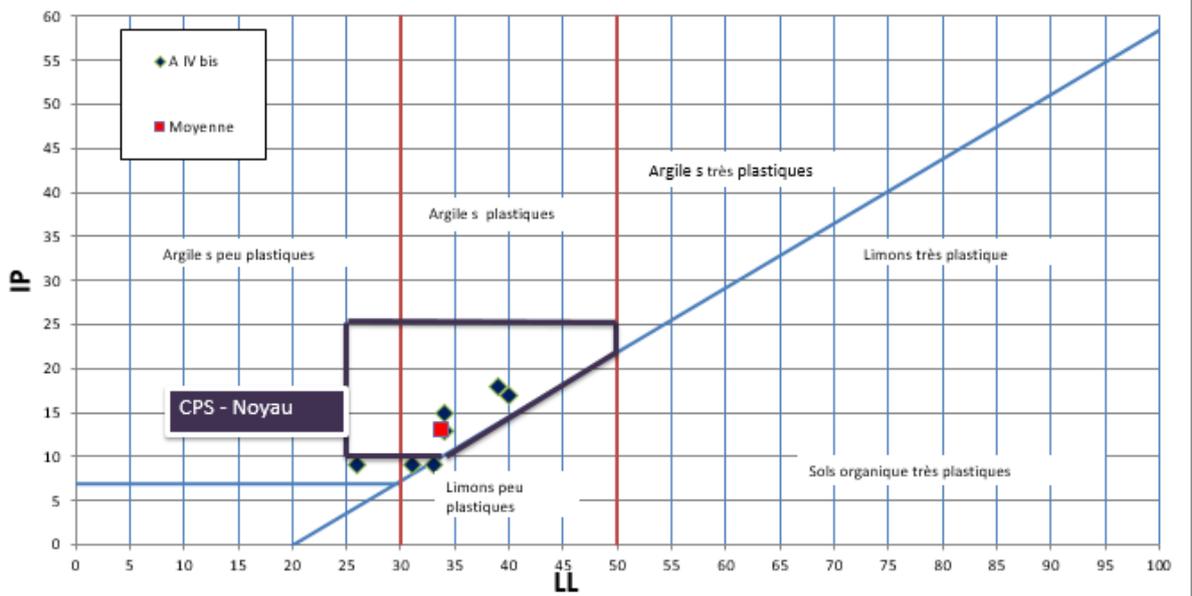
CLASSIFICATION DES COLLUVIONS DE LA ZONE A IV-a



Zone AIV/Bis :



CLASSIFICATION DES COLLUVION DE LA ZONE A IV bis



Zone A Amont :

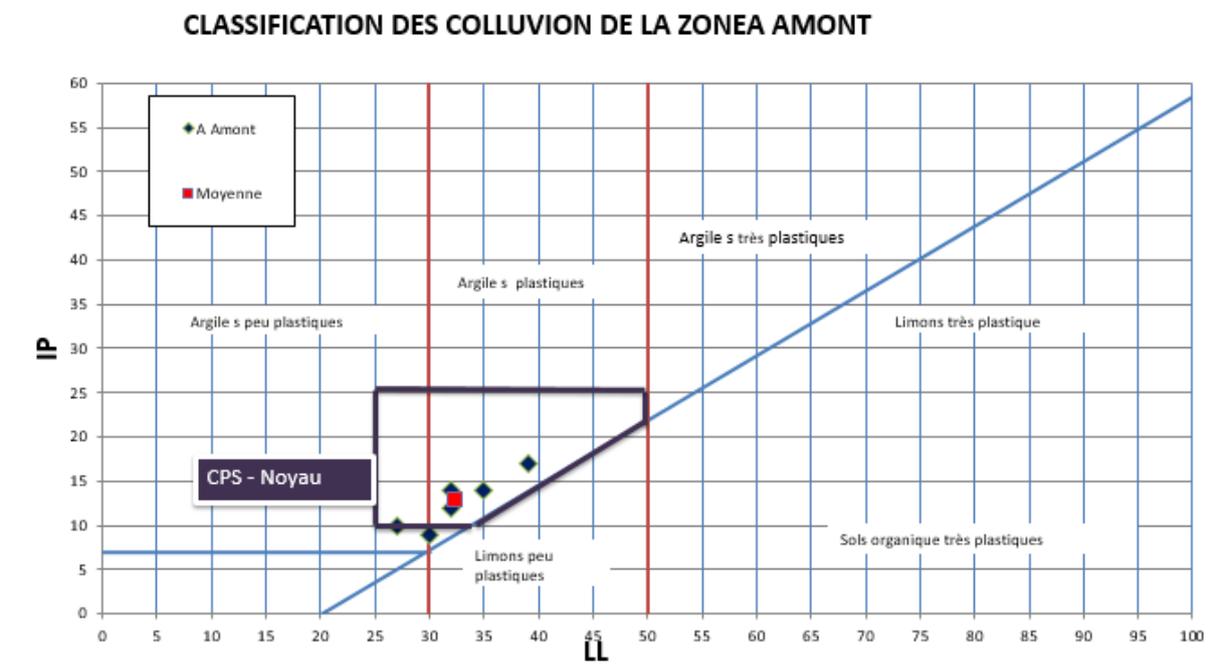
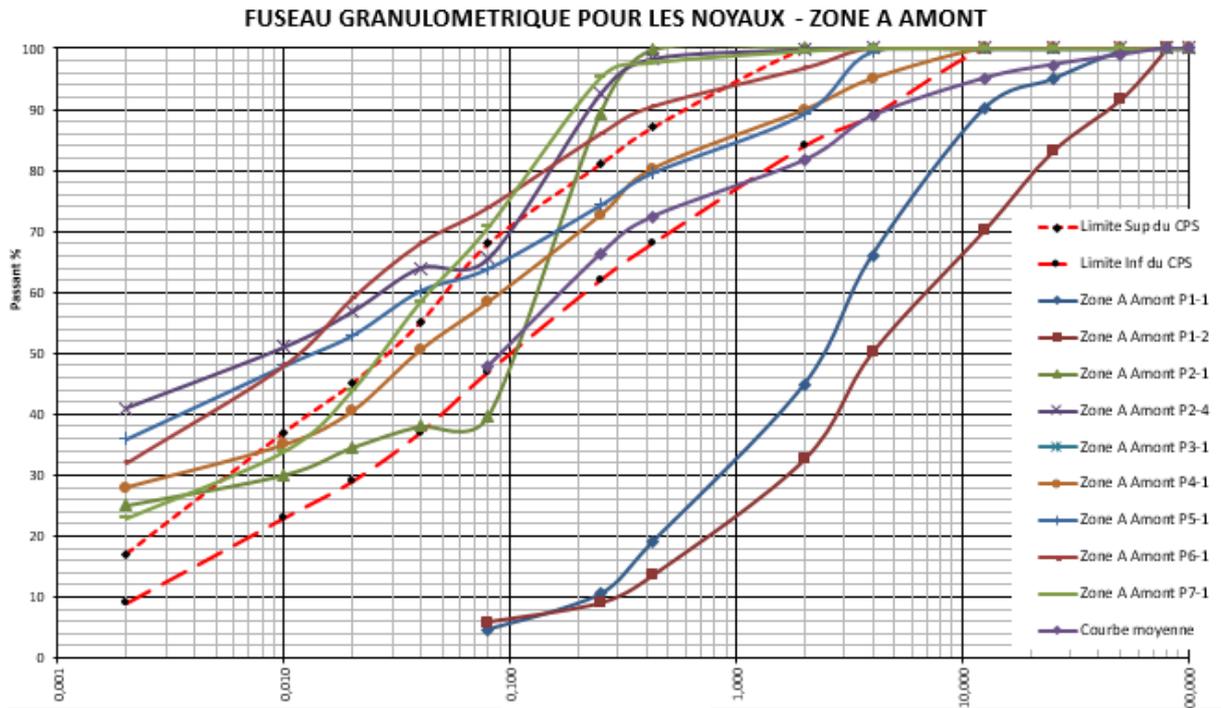


Tableau 23 : Récapitulatif des résultats :

Désignation	Surface (m ²)	Epaisseur (m)	Volume (m ³)	LL	IP
RG Aguergour	140 000	3.5	490 000	41	19
RD Aguergour	20 000	4	80 000	30	12
A Amont	5000	3.5	17 500	32	13
A-IV	5000	3	15 000	35.7	13
A-IV Bis	6000	3	18 000	34	13

4. Les planches d'essais :

Elles permettent de préciser les conditions d'utilisation des compacteurs, lorsque celles-ci ne sont pas définies suffisamment dans les documents techniques en vigueur.

**Figure 7 : La réalisation d'une planche d'essais**

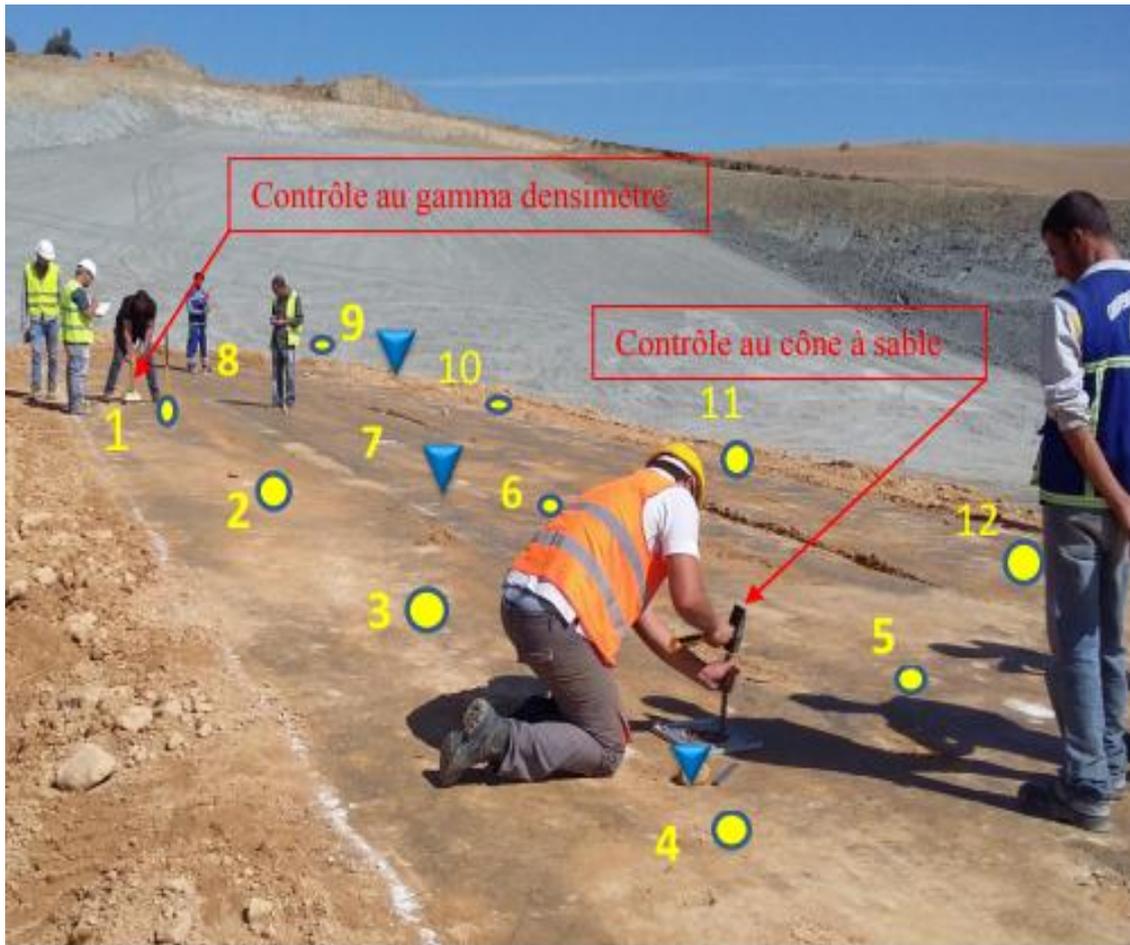


Figure 8 : les méthodes de mesure de densité (troxiler ,cône de sable)

Planche d'essai pour le noyau en argile :

Couche1 (80*0.3*2) ml :

Deux couches sont réalisées d'épaisseur de **35 cm** avant compactage pour avoir des couches de **30 cm** après compactage. Le nombre de passes appliquées à ces couches sont de **6, 7 et 8 passes**. à l'aide **d'un compacteur vibré de 12/14tonnes**

Des mesures de densité avec le gamma-densimètre (**Troxler**) et le cône de sable sont effectuées pour estimer les taux de compacité qui est d'environ **98%** selon la densité (**1,7 t/m³**) de Proctor normal (**voir les résultats dans les tableaux suivant**) :

Tableau 9 : Résultats de planche d'essai pour argile (couche 1)

			$\rho_u(t/m^3)$	w.c	$\rho_s(t/m^3)$	Compacité(%)
	Cône de sable	6 passes	1	2.06	0.213	1.70
2			1.920	0.199	1.6	94.2
3			2.018	0.216	1.69	99.6
7 passes		1	1.97	0.195	1.65	96.8
		2	2.00	0.194	1.68	98.6
		3	1.96	0.189	1.65	97.2
8 passes		1	2.42	0.23	2.01	118.1
		2	2.02	0.181	1.71	100.6
		3	2.23	0.173	1.90	11.8
Troxiler	6 passes	1	1.97	0.2047	1.64	96.2
		2	1.91	0.27	1.60	88.5
		3	1.98	0.2395	1.60	91.0
	7 passes	1	1.97	0.21	1.63	93.8
		2	2.01	0.155	1.74	102.4
		3	2.02	0.213	1.68	98.6
	8 passes	1	2.03	0.229	1.65	97.2
		2	1.98	0.235	1.60	94.3
		3	2.03	1.1932	1.70	100.1

$$\rho_s = \frac{\rho_u}{1+w.c} \text{ avec :}$$

ρ_s : densité sèche(t/m^3).

ρ_u : la densité humide(t/m^3).

w.c : la teneur en eau de compactage.

Tableau 10 : Les valeurs moyennent des résultats de planche d'essai pour argile couche

ρ_s (min) selon CPS =1.7 tonnes/m ³		
Moyenne	Troxiler(t/m^3)	1.64
	Sable de cône(t/m^3)	1.73
Moyenne	Compacité troxiler(%)	96.4
	Compacité sable de cône(%)	99.2

Résultats de l'laboratoire :

W.c=17.5%

$\rho_s=1.7t/m^3$

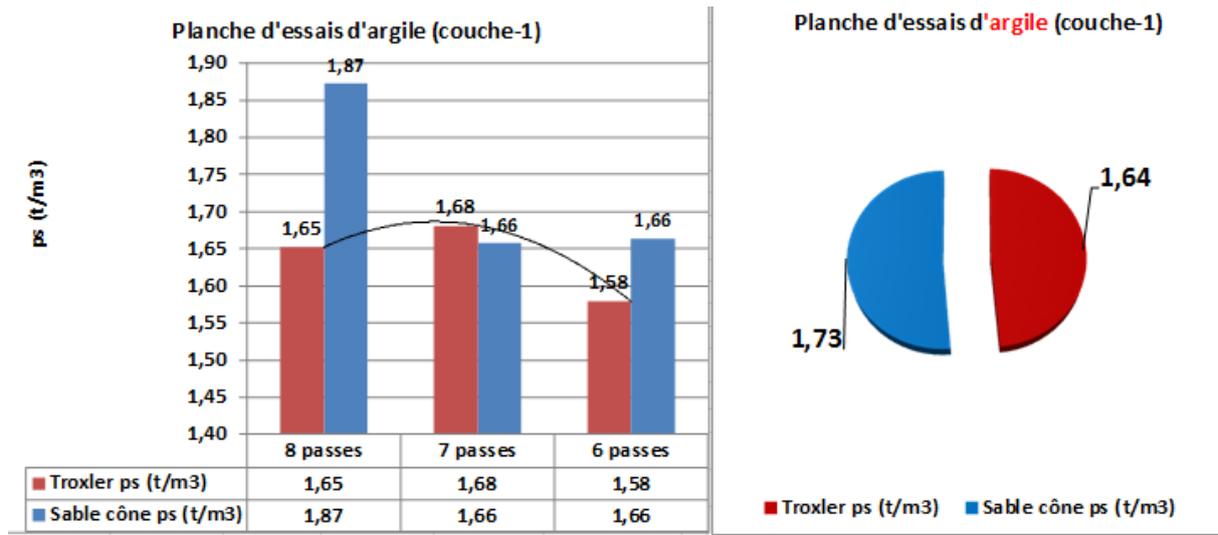


Figure 9 : Les résultats des essais troxiler et sable de cône

Couche 2 :(0.55*80*2)

ρ_s (min) selon CPS =1.61 tonnes/m³

Tableau 11: Les valeurs moyennes des résultats de planche d'essai pour argile (couche-2)

N° de passes	7passes	7passes	7passes	Moyenne(t/m ³)	Moyenne de Compacité(%)
ρ_s (t/m ³)troxler	1.67	1.70	1.67	1.68	99.4
ρ_s (t/m ³) sable de cône	1.60	1.62	1.56	1.59	96.6

Résultats de l'laboratoire :

W.c=16%

$\rho_s=1.65t/m^3$

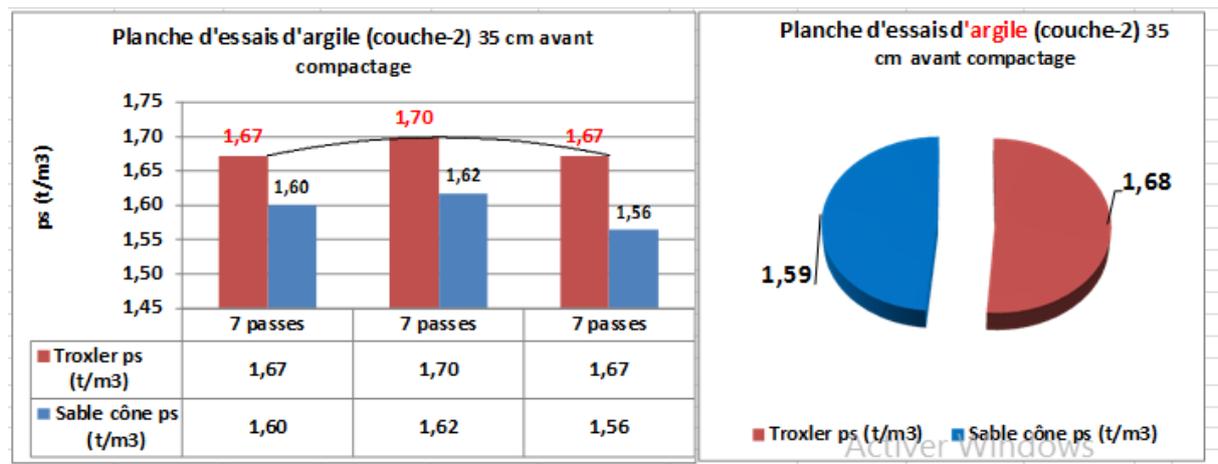


Figure 10: Résultats des essais de sable de cône et de troxiler (argile couche 2)

Planche d'essai pour la transition en grès concassé : (0.65*2*80) ml

Une couche est réalisée d'épaisseur de **65 cm** avant compactage pour avoir une couche de **60 cm** après compactage. Le nombre de passes appliquées à ces couches sont de **5, 6 et 7 passes**.

Des mesures de densité avec le gamma-densimètre (Troxiler) et cône de sable sont effectuées pour estimer les taux de compacité qui est environ de **90%** selon la densité (**1.8 t/m³**) de Proctor modifié (**voir les résultats des tableaux suivant**) :

Tableau 12 : Les valeurs moyennes des résultats de planche d'essai pour le grès concassé

N° de passes	7passes	6passes	5passes	Moyenne(t/m ³)	Moyenne de Compacité(%)
$\rho_s(t/m^3)$ troxiler	1.67	1.70	1.67	1.68	96.2
$\rho_s(t/m^3)$ sable de cône	1.60	1.62	1.56	1.59	100.2

Résultats de l'laboratoire :

W.c=8%

$\rho_s=1.95t/m^3$

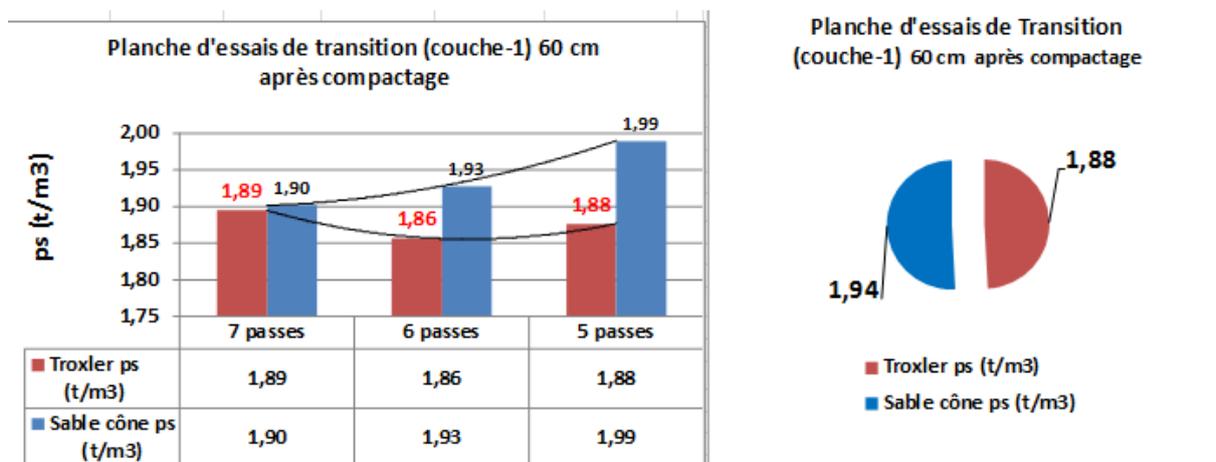


Figure 11 : les résultats de troxiler et cône de sable pour les grès concassés

Conclusion :

Au regard des résultats obtenus sur les couches du **noyau** et de la **transition**, il convient de noter qu'avec :

- Une couche de **35 cm** d'argile avant compactage, une teneur en eau variant de **17 à 23%** et un nombre de **7 passes** avec un compacteur de **12 à 14 tonnes** avec pieds à mouton, on obtient une couche de **30 cm** après compactage, une densité moyenne sèche de **1.68 t/m³** et un taux moyen de compactage de **98%**.
- Une couche de **65 cm** de matériau **gréseux concassé** avant compactage, une teneur en eau variant de **5 à 9 %** et un nombre de **6 passes** avec un compacteur lisse de **12 à 14**

tonnes, on obtient une couche de **60cm** après compactage, une densité moyenne sèche de **1.9 t/m³** et un taux moyen de compactage de **97%**.

- De ce qui précède et en complément aux essais réalisés sur les alluvions de la recharge amont et les grès de la recharge aval, il est déduit que les résultats de la planche d'essais obtenus sur les argiles et les matériaux de transition sont acceptables

Planche d'essai pour la recharge amont en alluvions :(0.65*2*26)

ρ_s (min) selon CPS=2.1 t/m³

Deux couches sont réalisées d'épaisseur de **65 cm** et **55 cm** avant compactage pour avoir des couches de **60 cm** et **50cm** après compactage. Le nombre de passes appliquées à ces couches sont de **7, 8 et 9 passes**.

Des mesures de densité avec le gamma-densimètre (**Troxler**) et le cône de sable sont effectuées pour estimer les taux de compacité qui est d'environ **98%** selon la densité (**2,2 t/m³**) de Proctor modifié (**voir les résultats dans les tableaux suivant**) :

Tableau 13 :Les résultats moyennent de la planche pour alluvion couche 1

N° de passes	7passes	8passes	9passes	Moyenne(t/m ³)	Moyenne de Compacité(%)
ρ_s (t/m ³)troxiler	2.19	2.20	2.20	2.20	100.2
ρ_s (t/m ³) sable de cône	2.26	2.25	2.37	2.29	104.1

Résultats de l'laboratoire :

W.c=5.1%

$\rho_s=2.2t/m^3$

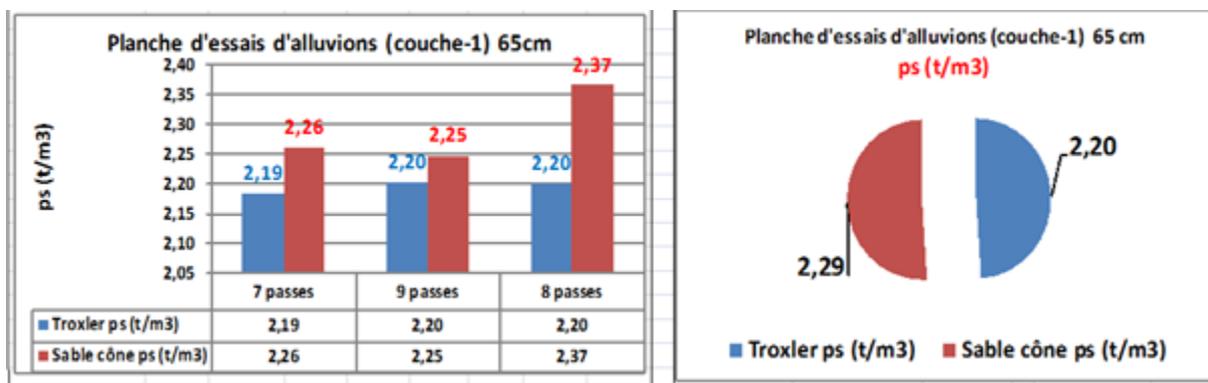


Figure 12: les résultats de troxiler et cône de sable pour les alluvions (couche 1)

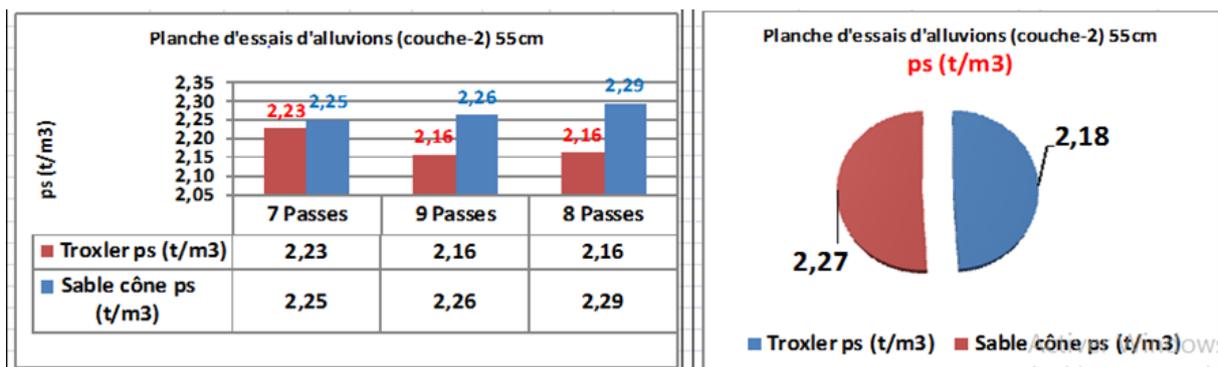
Couche 2 :(0.55*2*26) ml**Tableau 14** :Les résultats moyennent de la planche pour les alluvions (couche2)

N° de passes	7passes	8passes	9passes	Moyenne(t/m ³)	Moyenne de Compacité(%)
$\rho_s(t/m^3)$ troxiler	2.23	2.16	2.16	2.18	99.8
$\rho_s(t/m^3)$ sable de cône	2.25	2.29	2.26	2.27	103.2

Résultats de l'laboratoire :

W.c=5.1%

$\rho_s=2.2t/m^3$

**Figure13** : les résultats de troxiler et cône de sable pour les alluvions (couche 2)**Planche d'essai pour la recharge aval en grès :**

Deux couches sont réalisées d'épaisseur de **65 cm et 55 cm** avant compactage pour avoir une couche des couches de **60 cm et 50 cm** après compactage. Le nombre de passes appliquées à ces couches sont de **7, 8 et 9 passes**.

Des mesures de densité avec le gamma-densimètre (**Troxler**) et cône de sable sont effectuées pour estimer les taux de compacité qui est environ de **96%** selon la densité (**2,0 t/m³**) de Proctor modifié (**voir les résultats ci-après récapitulés**).

Couche 1 : (0.65*26*0.3)**Tableau15 : Résultats de planche d'essai pour grès (couche1)**

N° de passes	7passes	8passes	9passes	Moyenne(t/m ³)	Moyenne de Compacité(%)
$\rho_s(t/m^3)$ troxiler	1.91	1.95	1.93	1.93	97.6

Résultats de l'laboratoire :

W.c=6.48%

$\rho_s=2t/m^3$

Remarque : Troxiler pas utilisé les mesures de densité sont uniquement avec méthode cône de sable

**Figure14 : les résultats de troxiler et cône de sable pour les grès (couche1)****Couche 2 :**

(0.55*2*26) ρ_s (min) CPS=1.8t/m³

Tableau16 : Les résultats moyennent de planche d'essai pour grès (couche 2)

N° de passes	7passes	8passes	9passes	Moyenne(t/m ³)	Moyenne de Compacité(%)
$\rho_s(t/m^3)$ troxiler	1.93	1.98	1.94	1.95	97.3
$\rho_s(t/m^3)$ sable de cône	1.93	1.96	1.93	1.94	97.4

Résultats de l'laboratoire :

W.c=6.88%

$\rho_s=2t/m^3$

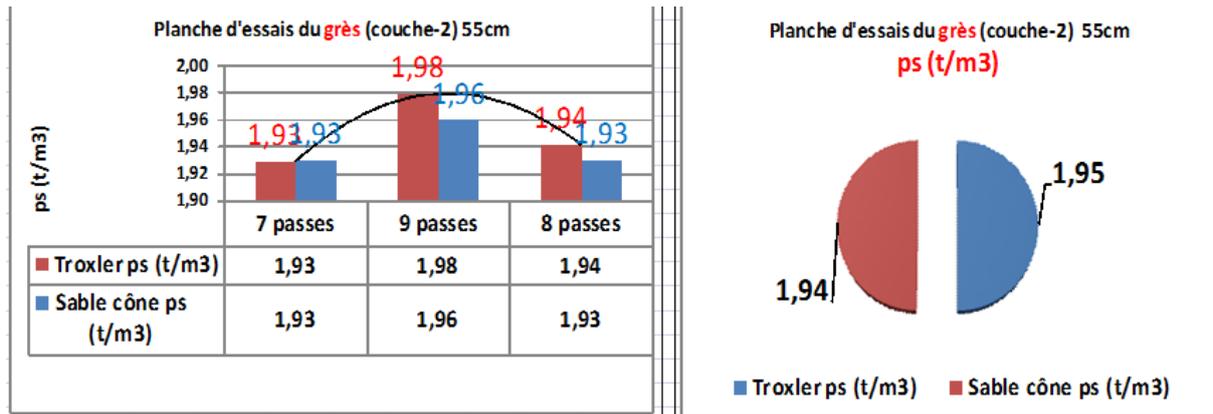


Figure15 : les résultats de troxiler et cône de sable pour les grès (couche2)

Au regard des résultats obtenus sur les couches des recharges testées, il convient de noter qu'avec :

- Une couche de **65 cm** d'**alluvions** avant compactage, une teneur en eau variant de **3 à 5 %** et un nombre de **7 passes** avec un compacteur lisse de **12.5 tonnes**, on obtient une couche de **60 cm** après compactage, une densité moyenne sèche de **2.2 t/m³** et un taux moyen de compactage de **98%**.
- Une couche de **65 cm** de matériau **gréseux** avant compactage, une teneur en eau variant de **6 à 7 %** et un nombre de **7 passes** avec un compacteur lisse de **12.5 tonnes**, on obtient une couche de **60cm** après compactage, une densité moyenne sèche de **1.9 t/m³** et un taux moyen de compactage de **96%**.
- De ce qui précède, il est **déduit** que les **résultats** de la planche d'essais obtenus sur **les alluvions et les grès** sont **acceptables**.

Pour la suite des travaux de mise en place de ces matériaux dans le corps du Barrage, il semblerait qu'avec **6 passes** de compacteur lisse, on pourrait attendre les valeurs exigées par le CPS.

Planche d'essai pour le filtre :

Une couche est réalisée d'épaisseur de **65 cm** avant compactage pour avoir une couche des couches de **60 cm** après compactage. Le nombre de passes appliquées à ces couches est de **4 passes**.

Nous avons procédé à la détermination de la densité max (1.8 T/m³) et la densité min (1.47 T/m³) du sable servant pour la réalisation du filtre, pour par la suite calculer l'indice de densité relatif du filtre mis en place après la détermination de la densité du filtre en place,

Des mesures de densité avec le cône de sable sont effectuées pour estimer l'indice de densité relatif qui doit être selon le CPS supérieur à 75%.

Les résultats obtenus sont plus que 100%, il est recommandé au Groupement de réduire le nombre de passe à 2 passes.

Planche d'essai pour le drain :

Une couche est réalisée d'épaisseur de **65 cm** avant compactage pour avoir une couche de **60 cm** après compactage. Le nombre de passes appliquées à ces couches est de **4 passes**.

Conjointement avec le Groupement d'Entreprise nous avons procédé à la détermination de la **densité max (1.87 T/m³)** et la **densité min (1.53 T/m³)** du sable servant pour la réalisation du drain, pour par la suite calculer l'indice de densité relatif du drain mis en place après la détermination de la densité du drain en place,

5. Contrôle et mesure pendant la construction :

Pendant la construction de nombreux contrôles et mesure sont effectués avant pendant et suite à la mise en place des matériaux. Le but des contrôles de veiller :

-à la conformité des matériaux

-à la qualité de l'exécution (équipement, compactage)

Ceci se fait avec des essais in-situ, laboratoire, et observation visuelle pour détecter des anomalies et ensuite prendre les mesures qui s'impose .la présence se géotechnicien sur place est nécessaire pour assurer un contrôle fiable

Essais :

Granulométrie : tous les 3000m³

Poids spécifique etteneur en eau

Plasticité

Le problème de la stabilité d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites, encore appelées méthodes de calcul à la rupture. Les méthodes de calcul à la rupture divisent la masse glissante en tranches verticales. Elles résolvent les équilibres en forces et en moments afin d'aboutir à une expression plus simple des forces s'exerçant sur chacune des tranches, en fonction des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif étudié. Ces méthodes reposent sur les hypothèses suivantes :

- Une prédéfinition de la forme et la position de la ligne de rupture.
- Un comportement rigide plastique du sol le long de cette ligne.
- Une distribution connue des contraintes
- Un coefficient de sécurité uniforme le long de la surface de rupture F_s ;

1. Notion du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Dans laquelle :

τ_{max} : désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement.

Et τ : la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture.

Si $FS > 1$, il n'y a pas rupture.

Si $FS < 1$, il y a rupture.

Si $FS = 1$, il y a équilibre limite.

Le facteur de sécurité F_s vis-à-vis de la rupture est évalué pour des lignes de glissement circulaires, en utilisant **la méthode de Bishop**, sauf pour le cas de charge dû au séisme cas « pseudo-statique » où **la méthode de Fellenius** est utilisée (plus conservative).

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus. Généralement, un coefficient de sécurité de 1.2 à 1.5 suivant les cas est recherché.

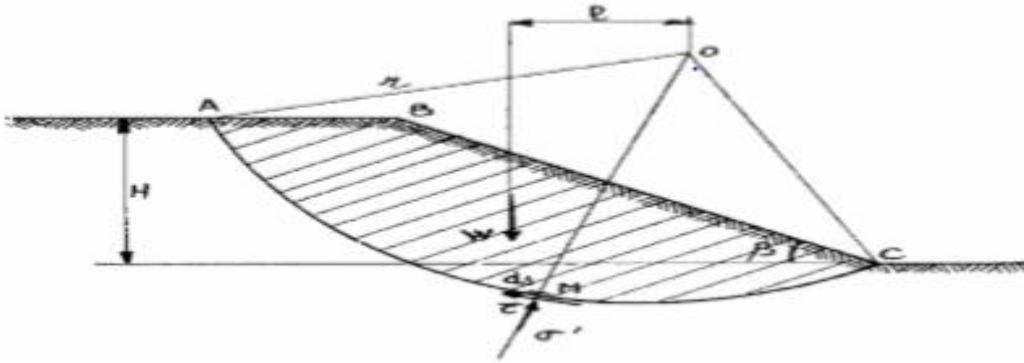


Figure1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.

La détermination du coefficient de sécurité nécessite la connaissance de :

- Caractéristiques géotechniques de différentes couches constituant l'ouvrage.
- La ligne de saturation du barrage.

2. Reconnaissances géotechniques du terrain :

La reconnaissance géotechnique d'un massif en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en donner la configuration générale. Elle doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche à partir des résultats d'essais in-situ et de laboratoire, ainsi que sur les difficultés à atteindre du fait des terrains et la manière de les surmonter.

Les caractéristiques prise en compte dans les calculs pour les matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Paramètres géotechniques des matériaux

Matériaux	Sol type (N°)	Poids volumique humide γ_h (KN/m ³)	Poids volumique saturé γ_{sat} (KN/m ³)	Angle de frottement ϕ' (°)	Cohésion C' (Kpa)	Coefficient de pression interstitielle R_u	Perméabilité K (m/s)
Phyllades	01	24.5	24.5	30.00	70.0	0.0	1.0 E-08
Alluvions	02	20.0	21.5	32.00	0.0	0.0	1.0E-06
Filtres	03	19.0	21.0	34.00	0.0	0.0	1.0E-04
Enrochements	04	20.0	22.5	40.00	0.0	0.0	1.0
Noyau argileux	05	18.0	19.0	18.00	10.0	0.5	1.0E-08
Rech.alluviale	06	21.0	22.0	35.00	0.0	0.0	1.0 E-0.6
Recha. grés 2	07	21.0	21.5	34.00	0.0	0.0	1.0 E-06
Remblais aval	08	16.0	19.0	10.00	0.0	0.0	1.0 E-06
Recha. grés 1	09	19.5	20.0	30.00	0.0	0.0	1.0 E-06
Gres	10	22.0	22.5	36.00	150.0	0.0	1.0 E-06

- **Fondation** : sol type N° 01-02-10.
- **Remblai** : sol type N° 03-04-05-06-07-08-09

Avec :

- γ : densité spécifique à l'état sec ;
- γ_{sat} : densité spécifique à l'état humide ;
- φ : angle de frottement ;
- C : cohésion

- Remarque 1: pour être plus sécuritaire, les valeurs utilisées pour le poids volumique lors des calculs seront les valeurs saturées.
- Remarque 2: dans le cas de l'argile du noyau, le coefficient Ru varie avec la surcharge du noyau appliquée. La configuration considérée à l'APD prévoit un coefficient de pression interstitielle de 20%. Cette valeur étant jugée trop faible, elle fut augmentée à 50% pour plus de sécurité. Pour tous les autres matériaux, le Ru est considéré égal à 0 (les matériaux utilisés pour les remblais, par leur forte perméabilité, se consolident instantanément).

➤ Géométrie du modèle

L'étude est réalisée sur le profil de plus grande hauteur.

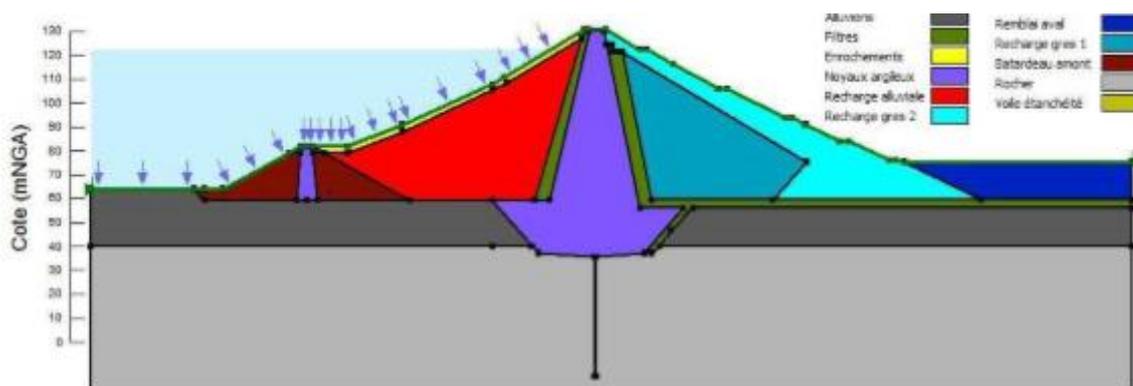


Figure 2 : Profil type du barrage de Souk Tleta (statique)

3. Vérification de la stabilité à l'aide de la méthode de Bishop :

➤ Principe de la méthode de Bishop :

Considérons un massif avec des pentes susceptibles de se rompre le long d'une ligne de glissement potentielle.

Bishop admet que la rupture se produit simultanément en tout point de la courbe de glissement. Le massif dont on étudie la stabilité sera donc considéré découpé en tranches verticales d'épaisseur, dl' .

La méthode est basée sur l'équilibre d'une tranche de talus verticale d'épaisseur unitaire (études faites dans le plan) et délimitée par un cercle de glissement. Le calcul conduit à l'évaluation du facteur de sécurité correspondant à ce cercle.

La méthode de Bishop repose, à ce niveau sur les hypothèses simplificatrices suivantes : Seules les composantes horizontales des forces entre tranches sont à prendre en considération. Les

forces verticales exercées sur la i ème tranche par ses deux voisines se compensent exactement: Dans les conditions normales, le talus n'est pas à la limite de la rupture, et seule une portion $1/F$ de la résistance au cisaillement est mobilisée sur chaque tranche pour maintenir celle-ci en équilibre.

Avec :

$$\tau = c + \sigma' \tan(\phi)$$

$$\sigma' = \sigma - p$$

τ = contrainte de cisaillement
 c = cohésion du matériel du remblai
 ϕ = angle de frottement du matériel du remblai
 σ' = contrainte normale effective au plan de la tranche
 σ = contrainte normale totale au plan de la tranche
 p = pression interstitielle

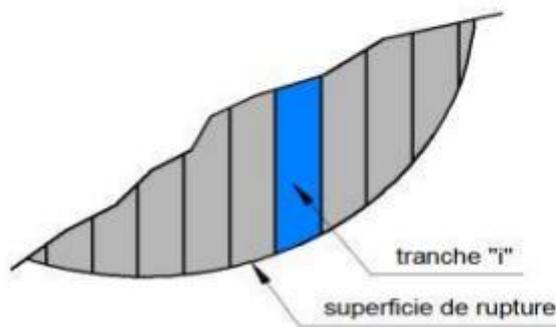


Figure 3 : Cercle de glissement et description

Une fois le découpage en tranche effectué, on trace plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle critique, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible, en appliquant la méthode de bishop qui va suivre. La figure présente l'ensemble des données nécessaires pour la méthode de Bishop.

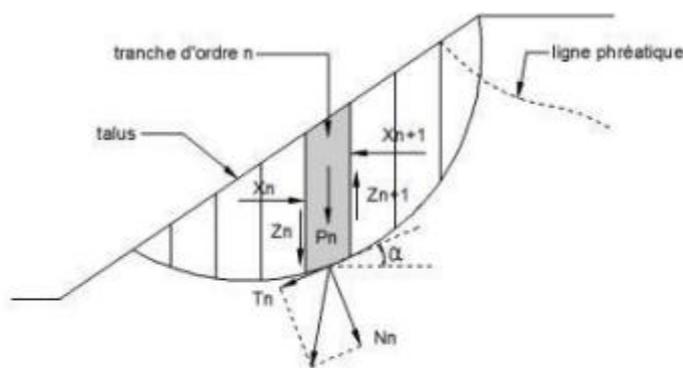


Figure 4 : Données pour la méthode de Bishop

Soient :

dl la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre n .

l la longueur de l'arc de cercle situé dans la partie saturée, c'est-à-dire sous la ligne de saturation (on admettra que la partie non saturée est fissurée et a une cohésion nulle)

N_n la composante normale et T_n la composante tangentielle du poids P_n de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement.

X_n et Z_n les composantes de l'action de la tranche $n-1$ sur la tranche n .

On va faire un équilibre entre chaque tranche.

Le facteur de sécurité est défini comme étant le rapport du moment résistant sur le moment moteur. La méthode de Bishop suit trois étapes pour aboutir au coefficient de sécurité :

1. Au niveau de chaque tranche :

$$X_{n+1} \neq X_n$$

$$Z_{n+1} = Z_n$$

Cela signifie qu'il y a interactions tangentielles, mais pas normales.

2. Force tangentielle

- T est motrice. T_n est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche n , sol et eau. La densité utilisée pour calculer T_n est donc la densité saturée pour la portion sous la ligne de saturation et la densité humide pour la zone au-dessus.

3. Force normale :

- La force N est stabilisatrice, car elle mobilise les frottements internes $N \tan(\alpha)$ opposés à T . N (composante totale du poids) est calculée à partir de la densité saturée (prise en compte des pressions interstitielles). Sur dl , N engendre une pression totale N/dl de laquelle il faut déduire la pression interstitielle régnant dans la zone.

4. Bilan des forces :

- La force de frottement mobilisée le long de dl est alors :

$$\left(\frac{N}{dl} - p\right) \tan \alpha \cdot dl = (N - p \cdot dl) \tan \phi$$

Le moment des forces résistantes donne par rapport au centre du cercle : Soit R le rayon du cercle de glissement et c la cohésion du matériau

$$\sum (N - p \cdot dl) \tan \phi R + \sum (c \cdot dl) R = R \left[\sum (N - p \cdot dl) \tan \phi + c \cdot dl \right]$$

Le moment des forces motrices par rapport au centre du cercle

$$\sum T \cdot R = R \sum T$$

On obtient le coefficient de sécurité F :

$$F = \frac{\sum \frac{(N - pdl) \operatorname{tg} \varphi + cdl}{mx}}{\sum T}$$

Etant donné l'hypothèse 1 sur X_n et X_{n+1} chaque tranche possède un coefficient de réaction mx qui dépend de F_s . À noter que mx contient F_s (inconnu). Il faut donc procéder par itération → converge rapidement Avec l'angle entre l'élément dl et l'horizontale. Les coefficients de sécurité normalement exigés en appliquant la méthode de Bishop sont :

- ◆ En fin de construction à retenue vide : 1.1
- ◆ À retenue pleine (RN et PHE) pour le talus aval : 1.1
- ◆ En vidange rapide pour le talus amont : 1.2

4. Cas de charges et combinaison

La stabilité des ouvrages hydrauliques en terre nécessite des scénarios de chargement différents couplant ou non les actions dues aux matériaux de construction, à la retenue, à vidange rapide, au tremblement de terre. Les cas de charge statique et pseudo-statique étudiés sont les suivants

- Fin de construction (**FCON**)
- Régime permanent - Retenue normale (**RN**)
- Régime de crues – Plus hautes eaux (**PHE**)
- Vidange rapide depuis la Retenue normale (**VRAP**)
- Séisme de Base d'Exploitation (**SBE**) et Séisme Maximal de Dimensionnement (**SMD**)

4.1. Fin de construction - Stabilité amont et aval (FCON)

Ce cas de charge correspond à l'analyse de la stabilité du barrage à l'état initial du remblai et de sa fondation, sous l'effet du seul poids propre des matériaux. Par souci de simplification, il est d'usage de supposer la construction instantanée.

En fin de construction, les pressions interstitielles dans la digue et la fondation, dues aux surcharges des remblais, sont encore élevées ce qui réduit leur résistance au cisaillement. Ce phénomène de génération de pression interstitielle à court terme, dû à la mise en place des remblais, touche notamment les matériaux imperméables. Il est pris en compte dans les études de stabilité par le coefficient de pression interstitielle R_u .

Le coefficient R_u lie, en un point donné, la valeur de la pression interstitielle à la surcharge des remblais : $R_u = \frac{u}{\gamma \times h}$

Avec :

u : pression interstitielle au point considéré

γ : poids volumique des terres au-dessus du point considéré

h : hauteur de la couche des terres au-dessus du point considéré

Le coefficient adimensionnel R_u est supposé être une caractéristique intrinsèque des matériaux.

4.2. Régime permanent sous la Retenue Normale - Stabilité amont et aval (RN)

La stabilité de l'ouvrage a été vérifiée pour un remplissage du réservoir jusqu'au niveau de la retenue normale, soit 122m NGA.

A l'aval, le niveau de la nappe phréatique est considéré comme étant le niveau bas du filtre soit 56m NGA.

Une première simulation est réalisée sous SEEP/W en utilisant les coefficients de perméabilité en considérant que les matériaux sont saturés. Cela permet d'obtenir la ligne piézométrique qui sert au calcul SLOPE/W.

4.3. Régime de crues niveau des Plus Hautes Eaux - Stabilité amont et aval (PHE)

La stabilité de l'ouvrage a été vérifiée pour un niveau de plus hautes eaux 125m NGA correspondant à une crue exceptionnelle.

A l'aval, le niveau de la nappe phréatique est considéré comme étant le niveau bas du filtre soit 56m NGA.

Une première simulation est réalisée sous SEEP/W en utilisant les coefficients de perméabilité en considérant que les matériaux sont saturés. Cela permet d'obtenir la ligne piézométrique qui sert au calcul SLOPE/W.

4.4. Vidange rapide depuis la RN - Stabilité amont (VRAP)

Le cas de vidange rapide pris en compte dans le calcul correspond à la descente du plan d'eau amont depuis la cote 122 m NGA de la retenue normale jusqu'à la cote 88 m NGA du niveau minimal d'exploitation.

La variation du niveau d'eau dans le réservoir est suffisamment rapide pour que la pression interstitielle n'ait pas le temps de se dissiper complètement. C'est le cas notamment des matériaux imperméables ou semi-perméables.

La ligne piézométrique correspondant à la nappe, se présente de la façon suivante :

- Dans la retenue jusqu'au parement amont : égale à 88 m
- Du noyau jusqu'à l'aval : reprise à partir du modèle SEEP/W sous RN
- Entre le parement amont et le noyau : croissance linéaire avec une augmentation d'un tiers de la différence de charge piézométrique entre les deux extrémités.

4.5. Cas sismiques par la méthode pseudo-statique – Stabilité aval (SBE et SMD)

La sollicitation sismique génère des mouvements horizontaux et verticaux qui tendent à déstabiliser les remblais. Dans la méthode d'analyse dite "pseudo-statique", cette sollicitation est modélisée en ajoutant aux forces de pesanteur des forces d'inertie ayant une composante horizontale et une composante verticale dont l'intensité est reliée à l'accélération en fondation appelée PGA (Peak Ground Acceleration).

Une partie de l'énergie transmise au remblai par la fondation est dissipée par viscosité, ce qui tend à amortir les sollicitations comme le phénomène de déphasage des pics d'accélération d'un

point à un autre. La sollicitation sismique est alors affectée d'un coefficient réducteur de 2/3 sur la composante horizontale et d'un coefficient réducteur de 1/5 sur la composante verticale. Deux séismes de projet sont utilisés dans l'analyse pseudo-statique des barrages en remblais : le Séisme de Base d'Exploitation (**SBE**) et le Séisme Maximal Dimensionnant (**SMD**).

Les séismes de dimensionnement se présentent comme suit :

- **SBE** : le barrage et ses ouvrages annexes doivent rester opérationnels. Cela correspond à une période de retour d'environ **150 ans**.
- **SMD** : Séisme pour lequel la capacité de stockage de l'ouvrage doit être conservée, c'est à-dire que les dommages sont tolérés, pourvu qu'il n'y ait pas rupture du barrage. Cela correspond à une période de retour de **950 ans**. L'analyse de stabilité pseudo-statique a donc été menée avec les accélérations suivantes

Tableau 3: Accélérations sismiques considérées

	PGA	Horizontale	Verticale
SBE	0.14g	0.094g	0.028g
SMD	0.37g	0.245g	0.074g

La valeur de F_s est obtenue après plusieurs itérations. Comme les calculs sont très longs « à la main », nous avons utilisé le logiciel Geoslope pour calculer les cercles de Bishop et les coefficients de sécurité.

PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE SIMULATION «GEOSTUDIO 2012 »

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le coefficient de sécurité des massifs en pentes constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans succion, etc. Dans son architecture globale, ce programme est composé de huit modules distincts : SLOP/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CTRAN/W, AIR/W et VADOSE/W.

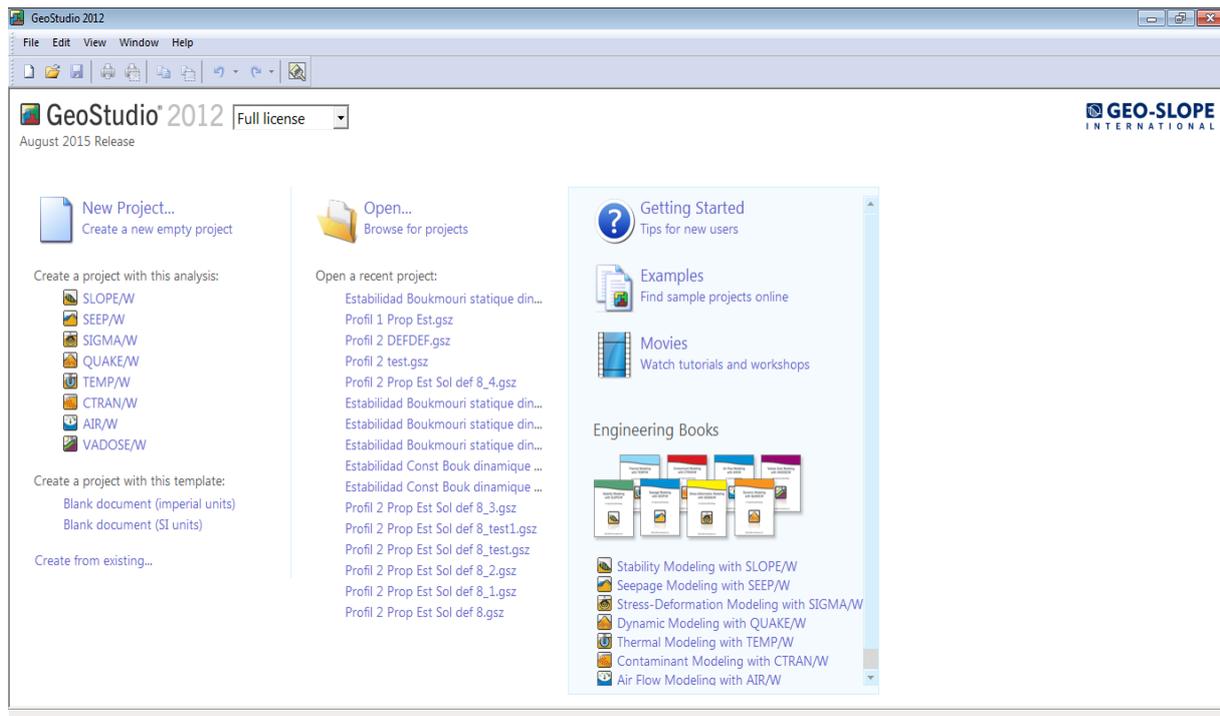


Figure 5 : Présentation du logiciel Geostudio 2012.

Pour le calcul de stabilité des talus, les calculs des déformations et d'infiltration, trois modules ont été sollicités à savoir : SLOPE/W, SIGMA/W et SEEP/W.

SLOPE/W

SLOPE/W utilise la théorie d'équilibre limite pour calculer le facteur de sécurité des pentes (F_s). La formulation complète de SLOPE/W permet d'analyser facilement les problèmes de stabilité des pentes simples et complexes en utilisant les différentes méthodes de calcul du facteur de sécurité. SLOPE/W possède des applications thématiques dans l'analyse et conception des projets géotechniques.

- **Méthodes d'analyse**

La formulation complète de SLOPE/W permet d'analyser la stabilité en utilisant les méthodes suivantes: la méthode ordinaire, la méthode Bishop simplifiée, la méthode Janbu simplifiée, la méthode de Spencer, la méthode de Morgenstern-Price, méthode du Corps des ingénieurs, la méthode de Lowe-Karafiath, la méthode d'équilibre limite généralisée (GLE) et la méthode d'élément finis.

Notre cas a été analysé par la méthode de Morgenstern-Price

SEEP/W

SEEP/W est un logiciel d'éléments finis qui peut être utilisé pour modéliser le mouvement et la distribution de pressions interstitielles dans différents milieux. Sa formulation complète permet d'analyser à la fois des problèmes d'infiltration simple et complexe. SEEP/W est un programme

général d'analyse des infiltrations qui modélise l'écoulement permanent et non permanent. Sa capacité à modéliser l'écoulement non saturé permet de traiter un grand nombre de problèmes réels.

SIGMA/W

Le logiciel SIGMA/W est un logiciel d'éléments finis qui permet l'analyse contrainte-déformation de nombreux problèmes en mécanique des sols et des roches. Outre la possibilité de simuler l'interaction sol-structure, SIGMA/W permet de modéliser des problèmes de construction par étape, où les conditions aux frontières peuvent changer avec le temps. Pour l'analyse de la consolidation (déformation en raison d'un changement des pressions interstitielles) SIGMA/W peut être couplé avec SEEP/W pour une analyse interactive des changements des pressions interstitielles et des déformations. Une analyse partiellement couplée est aussi possible pour certaines applications

5. Critères de vérification

Pour chaque cas de chargement, un facteur de sécurité admissible est requis. Le CFBR (Comité Français des Barrages et Réservoirs) donne ces valeurs en fonction du cas de charge et impose également l'application d'un facteur partiel de sécurité (F_p) sur les paramètres de cohésion et d'angle de frottement.

Le tableau suivant récapitule les valeurs de facteurs de sécurité admissibles et les facteurs partiels pour l'ensemble des cas étudiés selon les recommandations du Cfbr :

Tableau 4 : Facteurs de sécurité et facteurs partiels

Cas de charges	F min	F p
FCON	1.20	1.10
RN	1.20	1.25
PHE	1.20	1.10
VRAP	1.20	1.10
SBE	1.10	1.00
SMD	1.10	1.00

Remarque : Dans le cas du SMD, un facteur de sécurité inférieur à 1,1 est accepté si les déformations irréversibles subies par l'ouvrage ne mettent pas en péril sa sécurité. Ce point sera vérifié par l'analyse dynamique

- **Variation des paramètres c' et ϕ'**

A partir des facteurs partiels énoncés dans le tableau 2, les valeurs de cohésion et d'angle de frottement ont été déterminées :

Tableau 5 : Variation de c'et ϕ'

Matériaux	Fp=1.00		Fp=1.10		Fp=1.25	
	ϕ'(°)	c'(Kpa)	ϕ'(°)	c'(Kpa)	ϕ'(°)	c'(Kpa)
Alluvions	32.0	0	29.60	0	26.56	0
Filtres	34.00	0	31.52	0	28.35	0
Enrochement	40.00	0	37.34	0	33.87	0
Noyaux argileux	18.00	10.0	16.46	9.1	14.57	8.0
Recharge alluviale	35.00	0	32.48	0	29.26	0
Recharge grès 2	34.00	0	31.52	0	28.35	0
Remblai aval	10.00	0	9.11	0	8.03	0
Recharge grès 1	30.00	0	27.69	0	24.79	0
Batardeau amont	35.00	0	32.48	0	29.26	0

6. Résultats de l'étude statique

Le tableau suivant donne les facteurs de sécurité (F_s) obtenus lors des calculs de stabilité pour chacun des cas de charge considérés selon les recommandations du CFBR:

Tableau 6 : résultats du calcul statique

Cas de charge	Fmin	Famont	Faval
FCON	1.20	1.54	1.50
RN	1.20	1.30	1.32
PHE	1.20	1.50	1.50
VRAP	1.20	1.42	1.51
SBE	1.10	1.15	1.29
SMD	1.10	0.75	0.96

D'après le tableau 6, le barrage est stable pour l'ensemble des cas de charges considérés, excepté en cas de séisme (SMD). En effet, le facteur calculé est inférieur à la valeur requise : une analyse dynamique approfondie est donc nécessaire pour estimer les déplacements irréversibles.

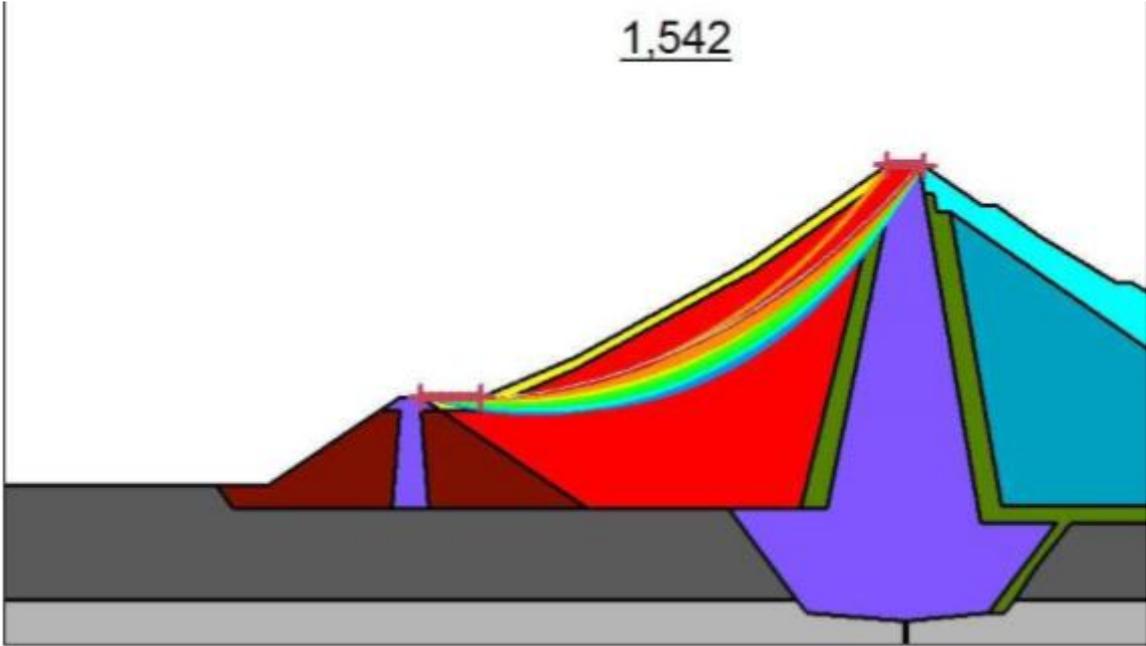


Figure 6 : Cercle de glissement – FCON Amont

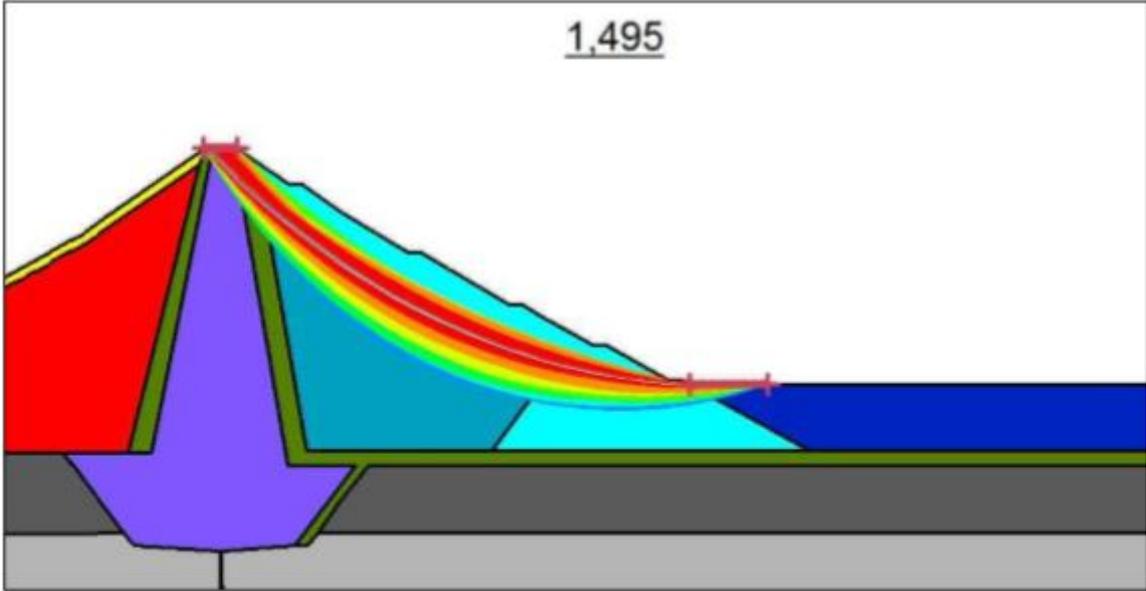


Figure 7 : Cercle de glissement – FCON Aval

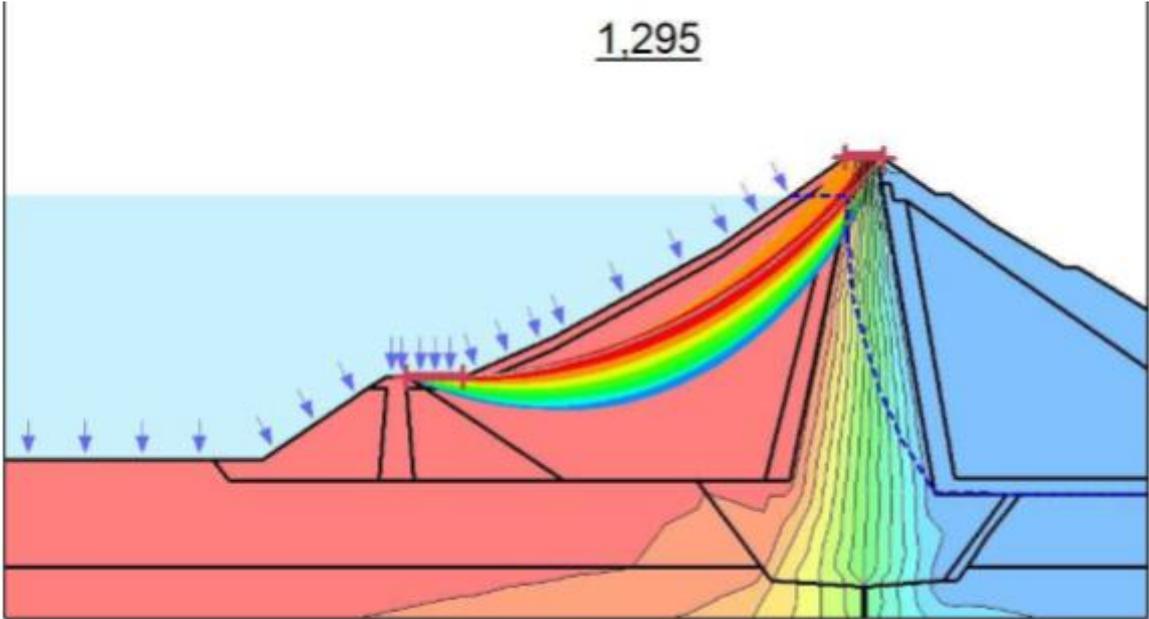


Figure 8 : Cercle de glissement – RN Amont

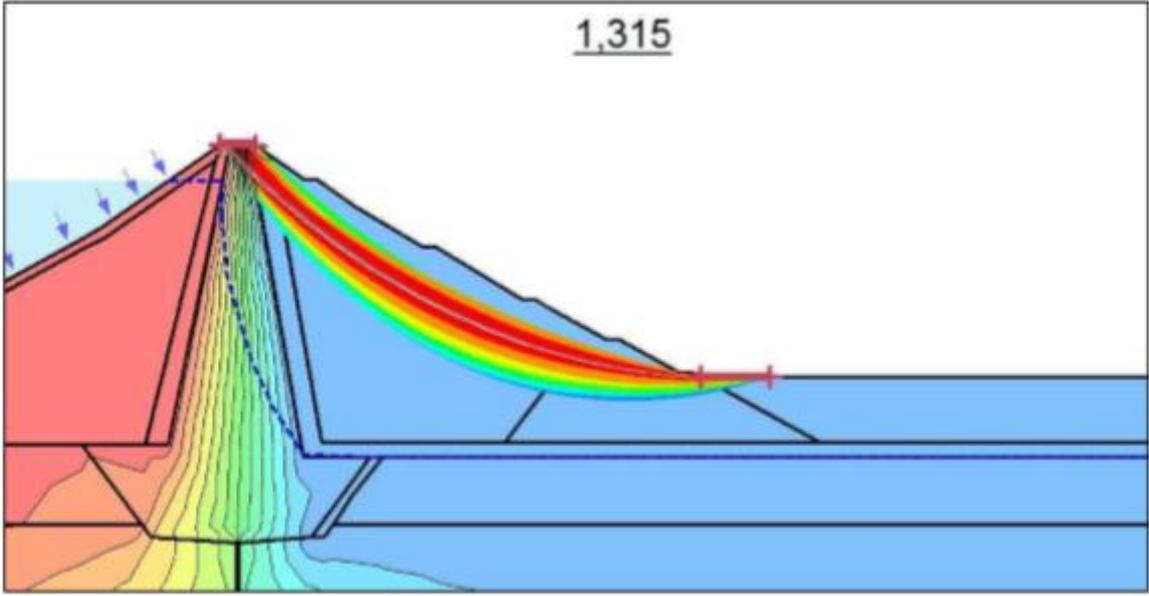


Figure 9 : Cercle de glissement – RN Aval

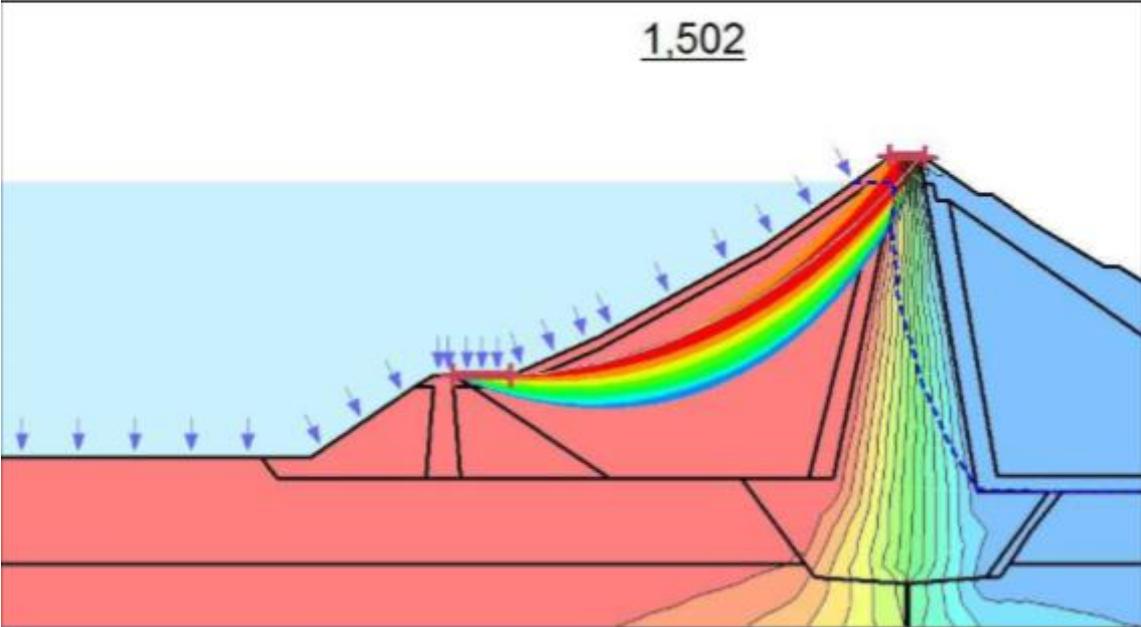


Figure 10 : Cercle de glissement – PHE Amont

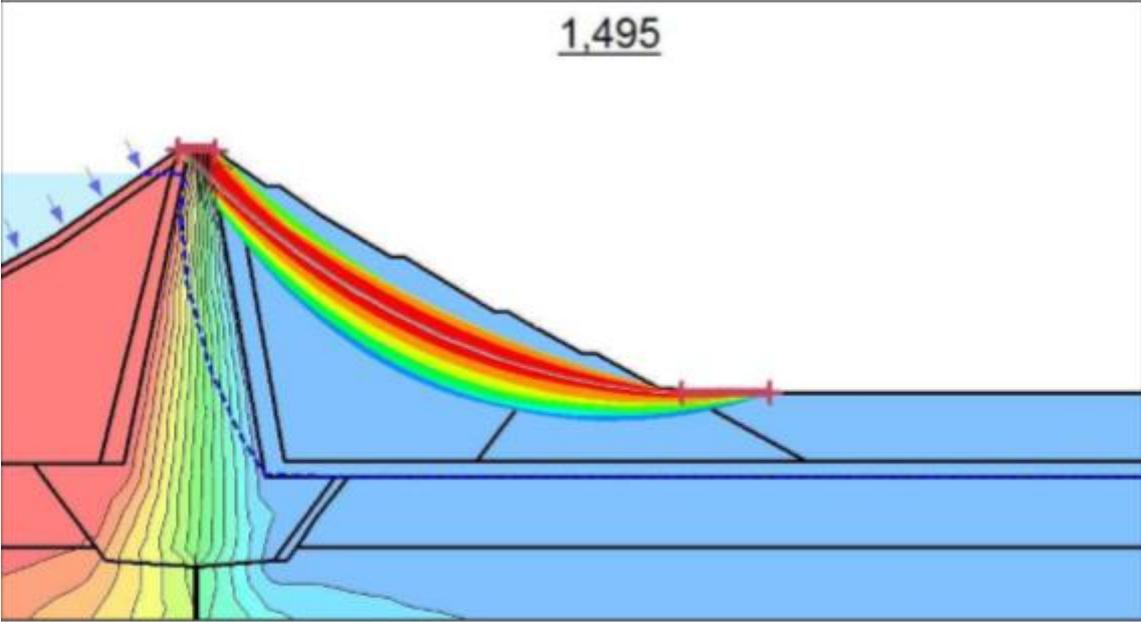


Figure 11 : Cercle de glissement – PHE Aval

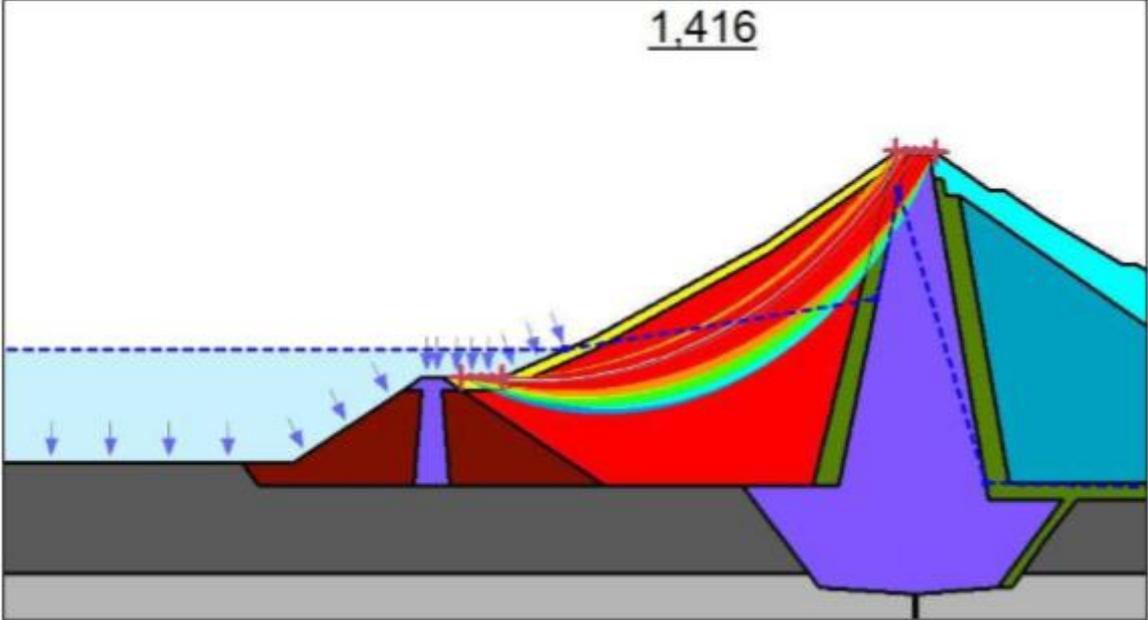


Figure 12 : Cercle de glissement – VRAP Amont

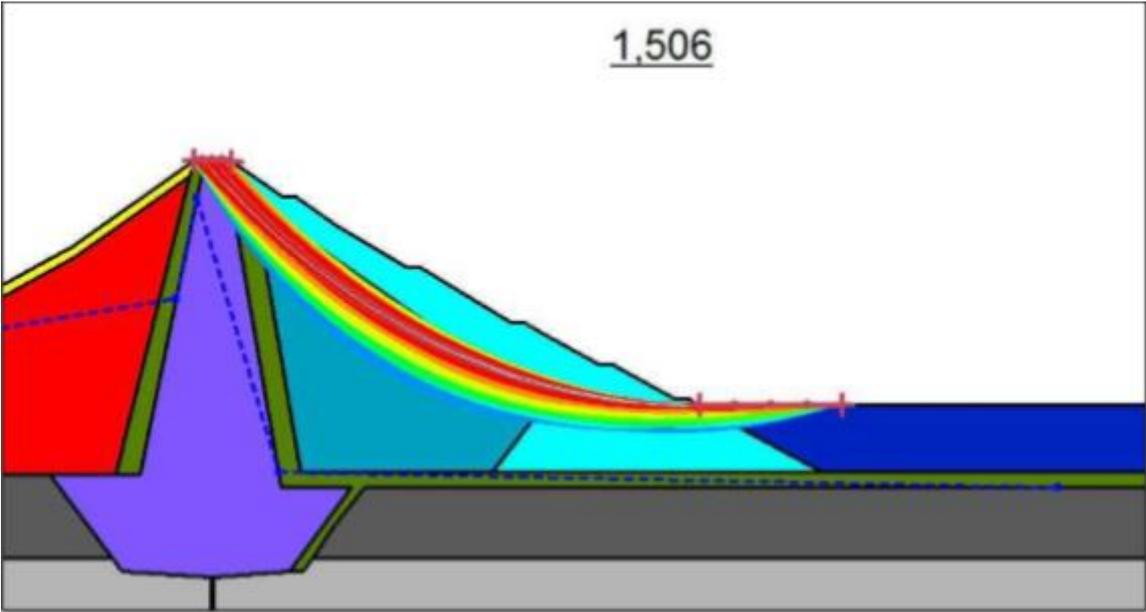


Figure 13 : Cercle de glissement – VRAP Aval

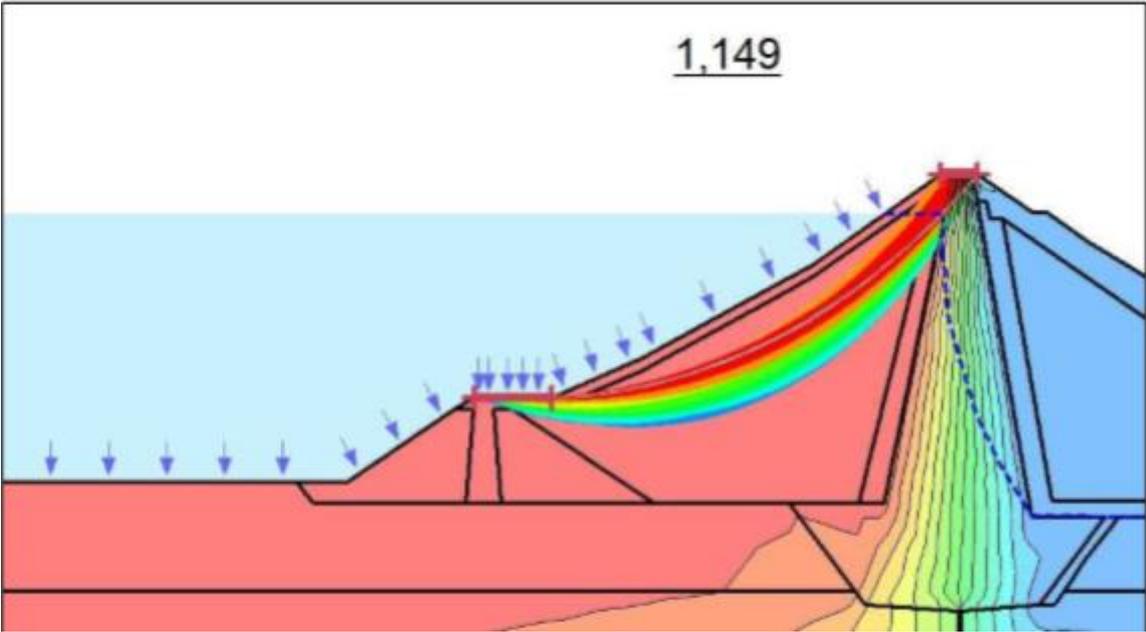


Figure 14 : Cercle de glissement – SBE Amont

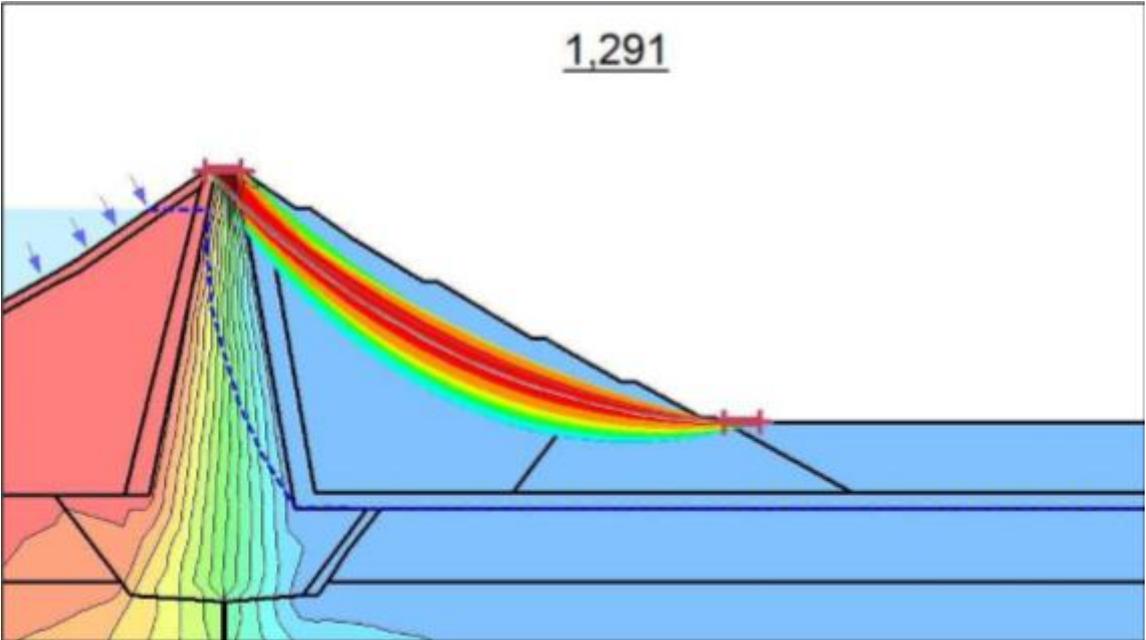


Figure 15 : Cercle de glissement – SBE Aval

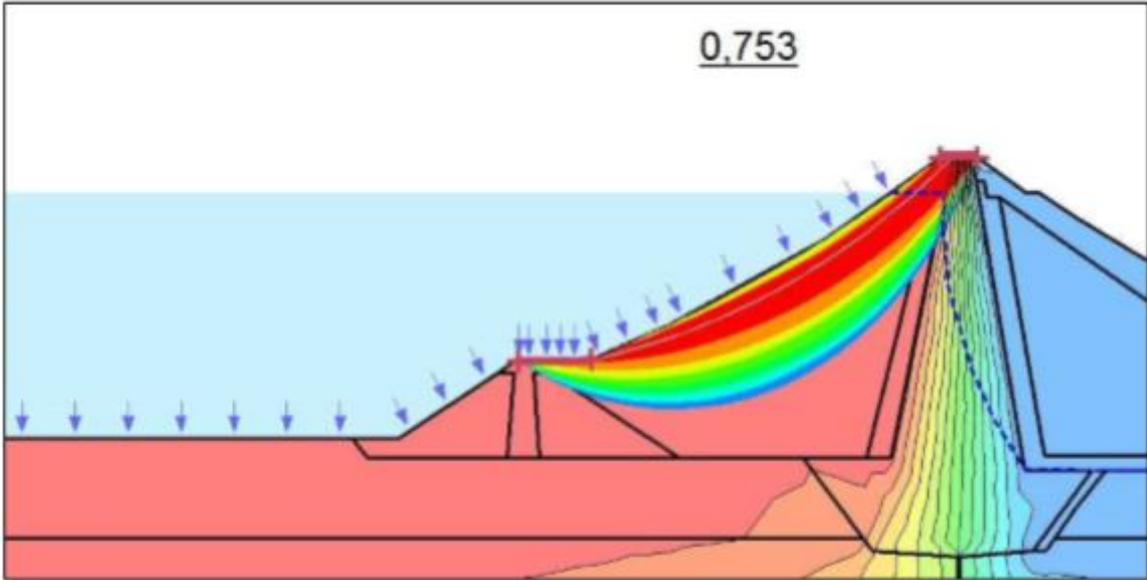


Figure 16 : Cercle de glissement – SMD Amont

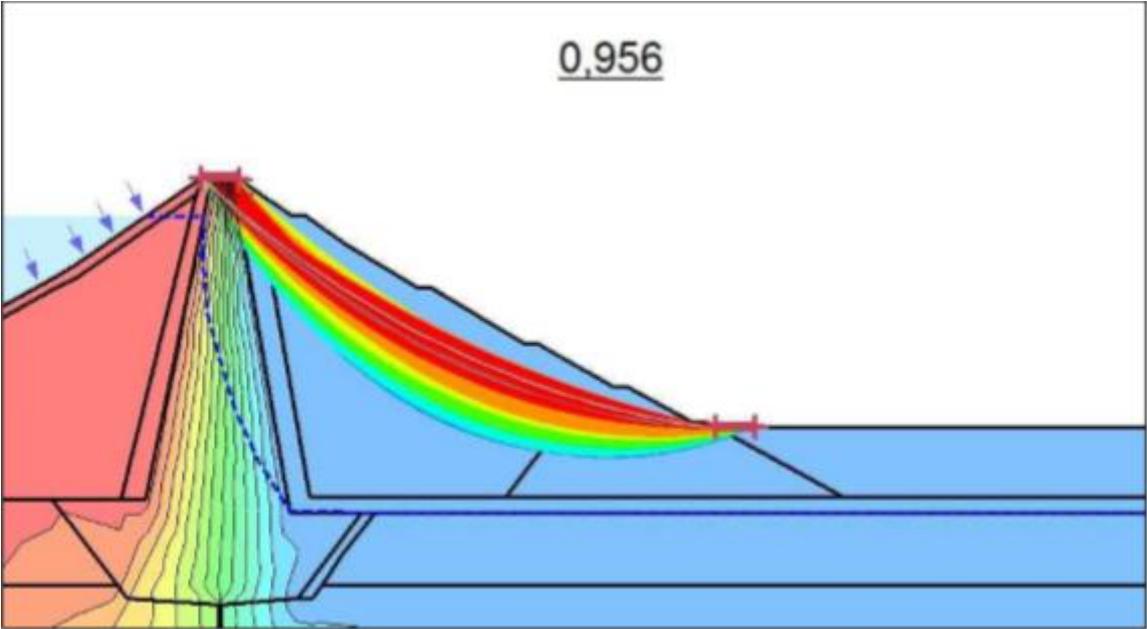


Figure 17 : Cercle de glissement – SMD Aval

7. Définition de la méthode de calcul (dynamique) :

Lorsqu'un barrage et sa fondation sont soumis à un séisme, celui-ci y engendre un champ d'accélération qui dépend de la forme du barrage et des caractéristiques des différents matériaux. La réponse dynamique du barrage soumis à une sollicitation sismique est fonction :

- de la raideur des matériaux ;
- de la capacité d'amortissement interne des matériaux ;
- de la hauteur et la forme du barrage ;
- du spectre du séisme.

L'étude de cette réponse est réalisée en résolvant une équation différentielle du second ordre, caractérisant le mouvement d'un système soumis à une sollicitation extérieure (le séisme), dont la forme générale est donnée ci-dessous :

$$M \frac{d^2 U}{dt^2} + C \frac{dU}{dt} + KU = -M \frac{d^2 U_e}{dt^2}$$

Avec : $U=U(t)$ Vecteur décrivant la position des points du système dans le repère relatif, lié à la fondation.

$U_e=U_e(t)$ Vecteur décrivant le mouvement forcé de la fondation dû au séisme
 K, M, C , respectivement les matrices de rigidité, de masse et d'amortissement du système.

➤ Géométrie du modèle

La géométrie du modèle est la même que celle vue en 4.5 au niveau des dimensions. La seule différence concerne certains matériaux qui ont été regroupés afin de simplifier le modèle (voir tableau 6). D'autres matériaux ont été supprimés car ils n'étaient pas utiles de les modéliser (rocher et voile d'étanchéité). La figure suivante illustre la géométrie du modèle utilisée pour le calcul dynamique :

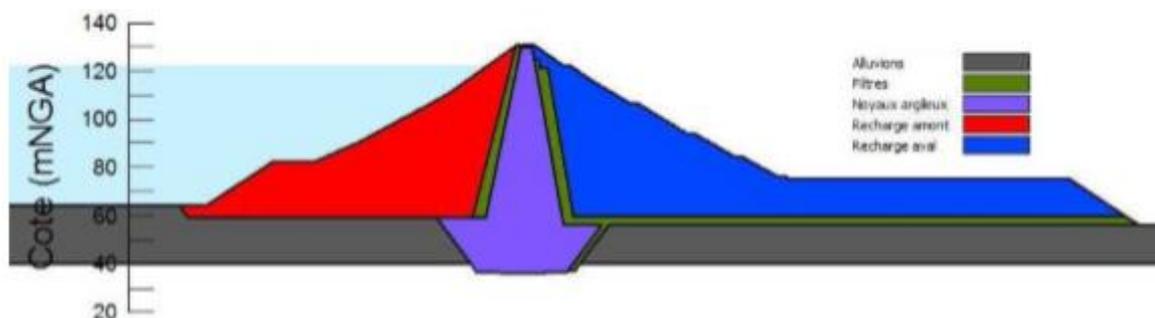


Figure 18 : Profil type du barrage de Souk Tleta (dynamique)

➤ **Caractéristiques de base des matériaux**

Le tableau suivant fournit le poids volumique, l'angle de frottement et le coefficient de poisson des matériaux utilisés dans le calcul dynamique après leur regroupement :

Tableau 7 :caractéristique des materiaux

Materiaux	$\gamma_{\text{sat}}(\text{kn/m}^3)$	$\phi'(^{\circ})$	V
Alluvions	21.5	32	0.32
Filtres	21	34	0.31
Noyaux argileux	19	18	0.41
Recharge amont	22	35	0.30
Recharge aval	20	32	0.32

➤ **Accélérogramme**

Le dimensionnement du barrage est vérifié pour un Séisme Maximum de Dimensionnement (SMD).

Pour rappel, selon l'ICOLD, le SMD correspond au séisme pour lequel la capacité de stockage de l'ouvrage doit être conservée, c'est-à-dire que les dommages sont tolérés, pourvu qu'il n'y ait pas rupture du barrage. Cela correspond à une période de retour de 950 ans avec un PGA de 0,37g.

L'accélérogramme pris en compte dans le calcul est celui de Boumerdes qui fut normé avec le PGA correspondant au SMD soit 0,37g.

➤ **Conclusion sur l'étude dynamique**

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'étude concernant les talus amont et aval ainsi que le batardeau :

Tableau 8 :Resultas du calcul dynamique

Zones	Amont	Aval	Batardeau
Déplacement total(cm)	1.91	0.08	3.29
Facteur de sécurité minimal	0.77	0.92	0.63
Accélération maximal(m/s²)	0.30	0.31	0.78
Accélération critique(m/s²)	0.25	0.25	0.37

D'après le tableau 8 , nous pouvons observer que même si le facteur de sécurité descend endessous de 1, les déplacements engendrés par le SMD et l'accélérogramme étudiés sont centimétriques pour le talus amont et le batardeau et millimétrique pour le talus aval. Ces déplacements irréversibles étant relativement faibles, la stabilité du barrage n'est pas affectée en cas d'occurrence d'un SMD.

Conclusion

D'après les coefficients de sécurité que nous avons obtenus à l'aide du logiciel GEOSLOPE, nous pouvons dire que le barrage de souk tlata « tizi ouzou » est stable selon Bishop à l'aval comme à l'amont dans son fonctionnement normal, ainsi que durant une vidange rapide.

CONCLUSION

Les barrages sont des ouvrages très particuliers qui en cas de rupture peuvent entraîner des dégâts très importants, tant humains que matériels.

En effet un projet de barrage exige des dispositions particulières en ce qui concerne la réalisation, l'exploitation et le contrôle de sécurité, le but est de garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque de défaillance, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et de leurs environnements immédiats. Il n'est donc pas étonnant qu'il existe dans le domaine des ouvrages d'accumulation des eaux une législation afin de garantir la sécurité des personnes et celle des biens. D'où une étude de la stabilité des barrages qui doit être menée le plus rigoureusement possible.

L'étude géotechnique du site de barrage de souk tlata a révélé la présence de grès fissuré qui a nécessité un traitement d'imperméabilisation par injection de ciment et de bentonite.

D'après les coefficients de sécurité que nous avons obtenus à l'aide du logiciel GEOSLOPE, nous pouvons dire que le barrage de souk tlata « tizi ouzou » est stable selon la méthode de bishop à l'aval comme à l'amont dans son fonctionnement normal, ainsi que durant une vidange rapide.



VUE EN HAUT DU BARRAGE PRINCIPAL



DIGUE SECONDAIRE (DIGUE DE COL)



Evacuateur de crue



Galerie de dérivation



Dérivation provisoire des deux oued boughni et draa el mizane



GALERIES D'INJECTION



PHOTO PRISE DANS LA GALERIE D'INJECTION



TVO UTILISE POUR DRAIN



RIP RAP (ENROCHEMENT)



Photo prise lors de la projection du béton sur talus