

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction

PARTIE I : GENERALITES ET RAPPELS BIBLIOGRAPHIQUE ----- 2

Chapitre.I Historique ----- 3

I.1 Quelques exemples de grande barrages dans le monde -----	3
I.2 Les différentes types des barrages-----	3
I.2.1 Barrage poids-----	3
I.2.2 Barrage voûte-----	4
I.2.3 Barrage contreforts ou multi voûtes-----	4
I.2.4 Barrages mobiles à aiguilles-----	5
I.2.5 Barrages mobiles à battant-----	5
I.2.6 D'autres types de barrages-----	6

Chapitre.II Définition du profil général du barrage en terre ----- 7

II.1 Hauteur de barrage-----	7
II.1.1 Hauteur normale de la retenue-----	7
II.1.2 Niveau des plus hautes eaux-----	7
II.1.3 Revanche -----	8
II.1.3.1 Hauteur des vagues-----	8
II.1.3.2 Vitesse des vagues-----	8
II.1.3.3 Revanche -----	8
II.2 Largeur en crête du barrage -----	9
II.3 Pente de talus -----	10

Chapitre.III Choix du site et faisabilité de l'ouvrage----- 11

III.1 Critères techniques -----	11
III.1.1 Topographie et apports du bassin versant-----	11
III.2 Géologie-----	12

PARTIE II CONCEPTION ET REALISATION DU BARRAGE EN REMBLAI A AMBATOVY 14

Chapitre.I Etudes topographique et hydrologiques ----- 15

I.1 Etude topographique -----	15
I.1.1 Bassin versant -----	15
I.1.2 Vallée de la rivière -----	16
I.1.3 Site du barrage -----	16
I.2 Etude hydrologique -----	16
I.2.1 Evaluation des apports -----	17
I.2.2 Estimation des débits de crue -----	17

Chapitre.II Etudes géologique et géotechnique ----- 18

II.1 Echelle du bassin versant -----	18
--------------------------------------	----

II.2 Echelle de la cuvette -----	18
II.2.1 Travaux d'étanchéité -----	18
II.3 Echelle de la zone d'implantation -----	19
II.3.1 Cas de fondations rocheuses -----	20
II.3.2 Cas de fondations meubles-----	20
II.4 Essais d'identification -----	20
II.4.1 Essais mécaniques-----	20
II.4.1.1 Résistances au cisaillement-----	20
II.4.2 Essais hydrodynamiques-----	22
II.5 Echelle de la zone d'emprunt matériaux de construction -----	22
II.5.1 Identification et classification des sols-----	23
II.5.1.1 Teneur en eau naturelle W -----	23
II.5.1.1.1 Degré de saturation -----	23
II.5.1.1.2 Poids volumique-----	23
II.5.1.2 Limites d'Atterberg-----	23
II.5.1.3 Essai Proctor -----	24
II.5.1.4 Analyse granulométrique-----	28
Chapitre.III Etude de stabilité du barrage -----	31
III.1 Glissement rationnel: Méthode des tranches-----	31
III.2 Etude de l'équilibre d'un talus de barrage en terre par la méthode de FELLENIUS et de BISHOP -----	32
III.2.1 Méthode de FELLENIUS -----	33
III.2.2 Méthode de BISHOP -----	34
III.3 Stabilité mécanique de la fondation cas des ruptures planes -----	34
III.3.1 Stabilité en fin de construction -----	35
III.3.2 Stabilité en régime permanent-----	35
III.3.3 Vidange rapide-----	35
PARTIE III ETUDE D'UN CAS ET -----	36
INTERPRETATION DES RESULTATS -----	36
Chapitre.I Technique de construction-----	37
I.1 Situation géographique -----	37
I.1.1 Conception du remblai -----	37
I.1.1.1 Dispositif drainant du remblai-----	38
I.1.1.2 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain-----	39
I.2 Planche d'essai-----	42
I.2.1.1 La planche d'essai-----	42
I.2.1.2 Dimensions -----	42
Chapitre.II Mode de suivi et contrôle-----	44
II.1 Matériel -----	44
II.2 Les objectifs du contrôle -----	45
II.3 Le contrôle du compactage -----	46
Chapitre.III Caractérisation Géotechnique -----	47
III.1 Introduction-----	47
III.1.1 Expression des résultats-----	48
III.1.2 Interprétation des Résultats-----	56

Conclusion

Annexes

Références Bibliographiques

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1 : Pente des talus des barrages en terre suivant la hauteur de l'ouvrage, sa structure et le matériau
Tableau 2 : Valeur de la perméabilité en fonction de la granulométrie du terrain
Tableau 3: Diamètre et hauteur moules
Tableau 4 : Poids et hauteur Dame "P.N" ; "P. M"
Tableau 5 : Quantité approximative par couche
Tableau 6 : Classification des sols en fonction dimension de la maille
Tableau 7: Module de tamis
Tableau 8 : Epaisseur minimal du drain en sable H V correspondant à l'altitude considéré
Tableau 9 : Résultats coefficient de stabilité calcul manuel
Tableau 10: Résultats granulométriques
Tableau 11: Résultats Limites d'Atterberg ; Proctor Normal
Tableau 12 : Résultats des essais en laboratoire

LISTE DES FIGURES

- Figure 1: Barrage en poids
Figure 2: Barrage en voûtes
Figure 3: Barrage à aiguilles
Figure 4: Barrage mobile à battant
Figure 5 : Barrage à la main
Figure 6: Schéma de répartition des tranches dans la retenue
Figure 7: Principe de la boîte de CASAGRANDE
Figure 8: Courbe intrinsèque
Figure 9: Représentation limites d'Atterberg
Figure 10: Schéma du processus du Proctor
Figure 11: Moule Proctor
Figure 12:Moule C.B.R
Figure 13: Dame Proctor Normal
Figure 14 : Dame Proctor Modifié
Figure 15: Moule Proctor (4 coups)
Figure 16: Moule C.B.R (7 coups)
Figure 17: Série de tamis
Figure 18: Calcul de stabilité : Méthode des tranches
Figure 19: Stabilité au glissement des fondations
Figure 20: Coupe transversal du barrage
Figure 21: Schéma de RIP - RAP
Figure 22: Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène
Figure 23: Drain incliné entouré par un géotextile
Figure 24: Drainage vertical assuré par un géotextile composite
Figure 25: Photo couches de remblai scarifié
Figure 26: Rouleau vibrants lisses
Figure 27: Stabilité du talus calcul Manuel

INTRODUCTION

Dans un pays en développement comme Madagascar, l'augmentation d'exploitation des ressources minérales est l'une des solutions pour diminuer la pauvreté. La réalisation des barrages dont la multiplication est souhaitable pour la maîtrise de l'eau, représente un des facteurs principaux du développement de notre agriculture.

Ce travail parmi dans le cadre de collaboration entre le département Mines, Société SNC Lavalin et l'Ecole Supérieur Polytechnique d'Antananarivo à l'occurrence dans l'étude de mise en place d'infrastructure sur le site d'exploitation minière de la société Sherritt.

Telle est la raison du choix du sujet développé dans le présent mémoire intitulé :

« ETUDE ET ANALYSE GEOTECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UN BARRAGE RETENTION D'EAU A AMBATOVY »

Se situe dans le cadre des travaux de recherche menés au sein du Laboratoire géotechnique GEO ECO Consult Quality Contrôls.

Ainsi, nous tenterons d'exposer d'une manière synthétique tout en signalant nos remarques personnelles, les différentes étapes à suivre avant la réalisation d'un barrage en remblai à savoir : études préliminaires, dimensionnement des différents organes constituant le barrage.

En conséquence, nous avons orienté notre étude sur l'étude et analyse hydro géotechnique d'une construction d'un barrage de rétention d'eau Ambatovy. En effet, le rôle de barrage dans la maîtrise de l'eau n'est plus à présenter : ils ont pour but de stocker de l'eau.

Afin d'avoir une meilleure compréhension sur cette étude, nous allons subdiviser en trois grandes parties indépendantes entre elles sont les suivantes :

- La premier partie intitulée : généralité et rappels bibliographiques ;
- La deuxième partie est la conception et réalisation des barrages en remblai
- La troisième partie est vouée l'étude d'un cas et interprétation des résultats

Une conclusion termine l'étude.

PARTIE I : GENERALITES ET RAPPELS BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre.I Historique

Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures) mais c'est au Moyen Âge qu'ils se sont fortement développés en Europe pour alimenter les moulins à eau. Il semble qu'ils aient parfois pu s'appuyer sur des sédiments accumulés en amont d'embâcles naturels. Les cartes anciennes, de Cassini par exemple portent témoignage des nombreux barrages de petites rivières faits par les paysans ou les moines locaux, pour conserver l'eau et y élever du poisson ou pour le rouissage du lin ou du chanvre.

En conservant des volumes d'eau et une hauteur d'eau plus importante en saison sèche, ces barrages ont également pu *tamponner* les fluctuations estivales des nappes (car toutes choses égales par ailleurs, c'est la hauteur d'eau qui contrôle la vitesse de percolation. Loi de Darcy).

I.1 Quelques exemples de grande barrages dans le monde

- Le barrage Hoover aux États-Unis (1931-1935)
- Les barrages d'Assouan sur le Nil, en Égypte
- Le barrage d'Inga sur le Congo, en République démocratique du Congo
- Le barrage d'Itaipu à la frontière entre le Brésil et le Paraguay
- La Centrale Robert Bourassa au Québec, Canada
- Le barrage des Trois Gorges en Chine
- Le barrage de la Grande Dixence, en Suisse, plus précisément en Valais, dans le val d'Hérens
- Le barrage Ataturk sur l'Euphrate en Turquie
- Le barrage Daniel Johnson sur la Manicouagan au Québec, Canada
- Le barrage de Nourek (300 m) au Tadjikistan est le plus haut du monde.

I.2 Les différentes types des barrages

I.2.1 Barrage poids

Un **barrage poids** est un barrage dont la propre masse suffit à résister 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).

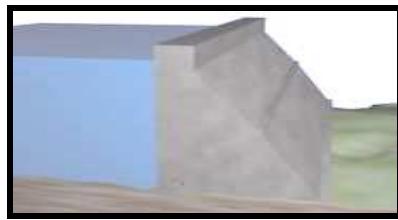


Figure 1: Barrage en poids

I.2.2 Barrage voûte

Un barrage-voûte : le barrage de Monteynard

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 le barrage-poids en béton ou le barrage en enrochements, dont la mise en œuvre peut être davantage mécanisée.



Figure 2: Barrage en voûtes

I.2.3 Barrage contreforts 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 multi voûtes 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, Canada.

I.2.4 Barrages mobiles à aiguilles

Le **barrage mobile** ou à *niveau constant*, a une hauteur limitée ; il est généralement édifié en aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage dans l'aménagement des estuaires et des deltas.

Selon le type de construction le barrage mobile peut-être :

Le **barrage à aiguilles**, créé par l'ingénieur Charles Poirée en 1834, qui, s'inspirant des anciens pertuis, étendit le système sur toute la largeur du cours ; améliorant considérablement la navigation fluviale dès la moitié du XIX^e siècle.



Figure 3: Barrage à aiguilles

Le *système Poirée* consiste en un rideau de madriers mis verticalement côte à côte barrant le lit du fleuve. Ces madriers ou *aiguilles* d'une section de 8 à 10 cm et longues de 2 à 4 m, selon les barrages, viennent s'appuyer contre un *butoir* (ou heurtoir) du *radier* (sur le fond) et sur une *passerelle* métallique constituée de *fermettes*.

I.2.5 Barrages mobiles à battant

- **A battant ou porte à axe vertical**, comme le barrage moderne hollandais de (Maeslantkering), ou les portes à la Léonard de Vinci fermant le port canal de Cesenatico pour empêcher les fortes marées d'envahir les terres.

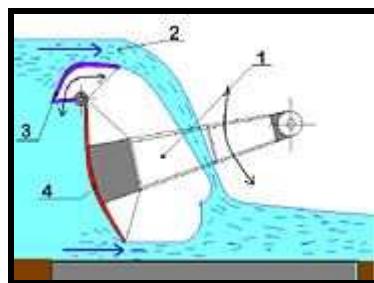


Figure 4: Barrage mobile à battant

1=battant, 2=déversoir, 3=vanne à volet, 4=vanne à secteur

L'écoulement de l'eau peut se produire par le dessous du battant lorsque la vanne à secteur inférieure est soulevée (ce qui permet aussi de nettoyer la surface de la plate-forme) , ou bien par le dessus en déversoir, lorsque la vanne supérieure à volet est abaissée.

I.2.6 D'autres types de barrages



Figure 5 : Barrage à la main

Un barrage fait à la main sur un ruisseau. Il existe d'autres catégories de barrages, en général de taille plus réduite.

Les *barrages de stériles miniers* : sont des barrages construits avec des résidus d'exploitation minière pour créer une zone de stockage de ces stériles. Les barrages sont montés au fur et à mesure de l'exploitation de la mine. Ils s'apparentent aux barrages en remblai.

Les *barrages de montagne* : sont des ouvrages destinés à lutter contre les effets de l'érosion torrentielle. Ce sont des ouvrages construits en travers des torrents. Ils peuvent interrompre (partiellement ou complètement) le transport solide ; ils peuvent également fixer le profil en long d'un thalweg en diminuant l'agressivité des écoulements.

Chapitre.II Définition du profil général du barrage en terre

L'ouvrage est géométriquement déterminé par sa hauteur, sa largeur en crête et la pente des talus amont et aval.

II.1 Hauteur de barrage

La hauteur totale se calcule en ajoutant à la hauteur normale de la retenue la charge maximale sur le déversoir de crue et la revanche.

$$\begin{array}{l} \text{Hauteur total du} = \quad \text{Hauteur normale} \quad + \text{Charge maximale} \quad + \text{Revanche} \\ \text{Barrage} \qquad \qquad \qquad \text{De la retenue} \qquad \qquad \text{Sur le déversoir de crue} \end{array}$$

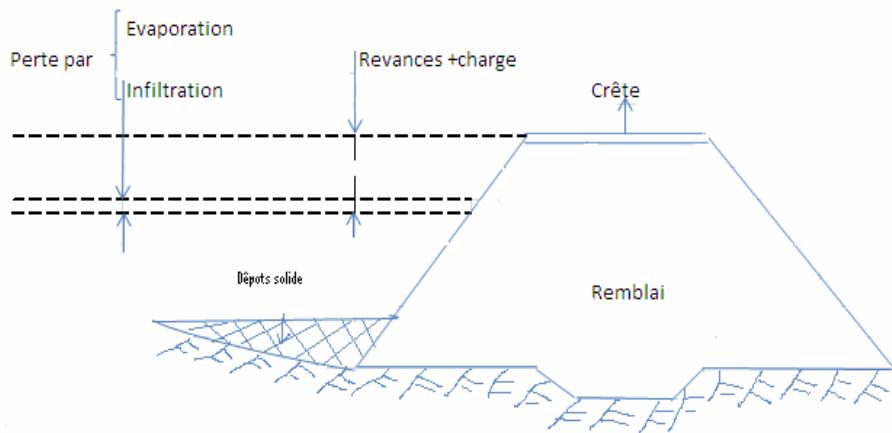


Figure 6: Schéma de répartition des tranches dans la retenue

II.1.1 Hauteur normale de la retenue

La hauteur normale de la retenue est calculée en tenant compte de la capacité utile à stocker, de la tranche morte éventuellement prévue du fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts et de la tranche correspondant aux pertes par infiltration et évaporation.

II.1.2 Niveau des plus hautes eaux

La charge maximale sur le déversoir dépend des débits des crues à évacuer, de leur laminage par retenue et des caractéristiques hydrauliques du déversement.

Elle dépend aussi des caractéristiques de l'évacuateur de crues définies en fonction de l'hydrologie de bassin de la retenue.

Niveau des plus hautes eaux = Niveau normale de la + Charge sur le déversoir
retenue

II.1.3 Revanche

La revanche est une épaisseur de sécurité entre la côte des plus hautes eaux et le sommet de l'ouvrage. Soulignons que parmi tous les risques d'accidents qui menacent l'existence d'un barrage en terre, le déversement ou submersion est le plus grave. Il faut donc même éviter que les vagues ne passent pas au dessus.

La hauteur, la vitesse des vagues et la revanche sont généralement estimés à l'aide des formules empiriques.

II.1.3.1 Hauteur des vagues

- D'après la formule de **STEVENSON** :

- $F < 18 \text{ km} ; h = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$
- $F > 18 \text{ km} ; h = 0.34\sqrt{F}$

Avec F : Longueur rectiligne maximum du plan d'eau, mesurée à partir du barrage ou Fetch en Km.

h : hauteur des vagues en m.

Ces formules sont valables pour une vitesse du vent inférieure à 100km/h

- D'après la formule de **MOLITOR**

Pour $F > 30 \text{ km}$ $h = 0.75 + 0.032\sqrt{V * F} - 0.27\sqrt[4]{F}$

Pour $F < 30 \text{ km}$ $h = 0.032\sqrt{V * F}$ avec F : Fetch en km

h : Hauteur des vagues en m

V : vitesse du vent en Km/heure.

II.1.3.2 Vitesse des vagues

D'après la formule de R.ROLLEY

$V = 1.5 + 2h$ avec V : vitesse des vagues en m/s H : hauteur des vagues en m.

II.1.3.3 Revanche

D'après **J. DUNGLAS** la revanche minimum est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75 h + \frac{V^2}{2g}$$

Avec h : hauteur des vagues en m

V : vitesse des vagues en m

g : accélération de la pesanteur et égale à 9.81m/s²

On peut évaluer directement la revanche par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \text{ (d'après R. ROLLEY)}$$

On peut adopter comme valeur minimale de la revanche :

$$\text{Pour des ouvrages de moins de 10m de haut : } R = \frac{1.20}{1.50m}$$

$$\text{Pour des ouvrages de 10 à 20 m de haut : } R = \frac{1.50}{2.00m}$$

Pour les grands barrages, les valeurs sont beaucoup plus élevées et peuvent dépasser 5.00m

Dans le cas d'un déversoir libre, sans vanne, la revanche peut être réduite jusqu'à 2m.

Cette fondation est évidemment calculé après tassement de l'ouvrage et de ses fondations.

II.2 Largeur en crête du barrage

La largeur en crête d'un barrage en terre ou enrochement doit être suffisante pour qu'il ait n'y pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine.

Pratiquement, la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3m afin de permettre le passage des engins d'entretien. Il est souvent utile de la traiter en chemin rural. Elle est souvent déterminée par les dimensions de la route passant sur le barrage. L'épaisseur en crête est déterminée à l'aide de formules empiriques.

En général, pour les petits ouvrages ; on prend :

$$b = \frac{1}{3} H \quad \text{avec } b : \text{largeur en crête en m}$$

H : hauteur du barrage en m

D'après T.T.KNAPPEN : $b = 1.65 \sqrt{H}$

Parfois, on calcule également la largeur en crête b par la formule.

$$b = 46.7 \sqrt{H} - 3 \text{ (d'après la formule de R. ROLLEY)}$$

II.3 Pente de talus

Elle est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Elle dépend aussi de la structure du barrage et de la nature des matériaux du massif et des fondations.

En général, on se donne en dessinant le projet, des pentes qui paraissent optimales et on vérifie grâce à une étude de stabilité que la sécurité est assurée.

Le tableau ci-dessus, donnée à titre indicatif fournit les éléments de cette évaluation.

Hauteur de H	Type de barrage et matériaux	Pente des Talus amont	Pente des talus aval
H<5m	Homogène granulométrie étendue	2,5/1	2,5/1
	A noyau ou à zones	2/1	2/1
5 ≤ H ≤ 15m	Homogène granulométrie étendue	2,5/1	2/1
	Homogène matériau argileux	2,5/1	2/1
	A noyau ou à zones	2,5/1	2/1
10 ≤ H ≤ 15m	Homogène granulométrie étendue	3/1	2,5/1
	Homogène matériau argileux	3,5/1	3/1
	A noyau ou à zones	2,5/1	2,5/1

Tableau 1 : Pente des talus des barrages en terre suivant la hauteur de l'ouvrage, sa structure et le matériau

Les calculs doivent être effectués à partir des résultats les plus défavorables des essais sur les matériaux d'emprunt, et non à partir des valeurs moyennes.

Le profil général du barrage étant connu, il convient de procéder ensuite à l'étude de la stabilité du barrage.

Chapitre.III Choix du site et faisabilité de l'ouvrage

La construction de l'ouvrage repose sur des critères d'ordre techniques.

Le choix de celui-ci repose sur des critères d'ordres techniques, économiques et sociaux.

Les types de barrage peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- Barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou à étanchéité artificielle ;
- Barrages poids en béton;
- Barrages voûte.

III.1 Critères techniques

Les principaux paramètres techniques à prendre en compte dans la construction du barrage sont :

- la topographie et les apports du bassin versant ;
- la morphologie de la vallée ;
- les conditions géologiques et géotechniques.

III.1.1 Topographie et apports du bassin versant

Elle consiste à chercher un emplacement qui répond à la fois aux besoins en eau en fournissant un volume d'eau suffisant afin d'en tirer le type de l'ouvrage à édifier.

Par souci de la rentabilité économique de l'ouvrage, on fait tendre le rapport V/C vers la plus grande valeur possible.

Avec V : volume d'eau emmagasinée

C : coût du barrage

La carte topographique de la région, nous permet situer les zones pour le bon emplacement d'une retenue collinaire :

- a) Pente de la vallée

Un calcul approximatif de la pente est donné par la formule : $i = \frac{0.02}{\sqrt{S}}$ avec S surface du bassin versant en Km².

(Relation obtenue après observation de plusieurs retenues en Afrique par l'Ecole Inter –Etats d'Ingénieurs de l'Equipement Rural (E.I.E.R) et le comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques (C.I.E.H).

Dans le cas d'une retenue à vocation agricole, l'altitude devrait être choisie pour qu'une distribution gravitaire soit possible.

b) forme de la vallée

Une vallée de forme convergente est intéressante. En effet, la construction d'un barrage en remblai suivant l'axe où la vallée se rétrécit le plus possible devrait permettre d'obtenir la plus faible longueur du barrage pour un volume élevé de la retenue.

c) Morphologie de la vallée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site d'emplacement du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains. En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai.

III.2 Géologie

La carte géologique de la région donne une idée générale de la nature géologique de zone. Une visite sur terrain s'avère donc nécessaire. Les points suivants doivent être approfondis : étanchéité, nature de fondations et zones d'emprunt.

a. Etanchéité de la cuvette

Les sols de la cuvette doivent être aussi imperméables que possible afin d'éviter des pertes considérables en eau qui peuvent provoquer la vidange prématuée de la retenue et des phénomènes dangereux comme la destruction de l'ouvrage.

La carte géologique de la région permettre de voir la nature des terrains d'assise de la cuvette

Les zones suivantes sont à éviter :

- Les argiles gorgées d'eau ;
- Les tourbes et les silts ;
- Les argiles molles et les bancs rocheux irréguliers ;
- Les terrains qui sont susceptible de se dissoudre par exemple : le gypse.

Pour avoir une idée sur les ordres de grandeur de la perméabilité en fonction de la nature du terrain, on peut se référer aux valeurs suivantes.

Nature du terrain	Gravier	Sable très gros et moyen	Sable fin	Sable très fin	Silt ou limon	Argile homogène
Diamètre Ø	20mm	2mm	0.2mm	0.1mm	0.05mm	5μ 1μ
Perméabilité K (m/s)	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-9} 10^{-11}
Qualification	Très perméable	perméable	Peu perméable		Semi imperméable	Imperméable

Tableau 2 : Valeur de la perméabilité en fonction de la granulométrie du terrain

b. Nature des fondations de l'ouvrage

Deux genres de fondations peuvent être rencontrés :

- Les fondations rocheuses,
- Les fondations meubles.

Pour les fondations rocheuses, on essaiera seulement de voir l'importance de la partie altérée.

En ce qui concerne les fondations meubles, pour avoir une idée de leur nature exacte, il est préférable de faire quelques sondages à la tarière. Trois grands types de terrains meubles peuvent être rencontrés :

- Les terrains graveleux ou sableux : ces terrains sont à perméabilité élevée mais offrent l'avantage d'avoir une bonne stabilité ;
- Les terrains formés de sables très fins, de limons, de roches broyées (type de sol rencontré le plus souvent). Ces terrains ont une perméabilité relativement faible et sont compressible ;
- Les terrains à fort pourcentage d'argile : même s'ils sont imperméable ce type de terrain est à éviter (problème de gonflement, de glissement car l'argile est un matériau à comportement variable).

c. Matériaux des zones d'emprunt

Une des conditions importantes qui entre dans le choix du site est la proximité des matériaux nécessaires à l'édition du type d'ouvrage. Ces matériaux doivent être acceptables en qualité et en quantité.

En général, pour constituer le corps d'un barrage en remblai, les matériaux doivent avoir les caractéristiques suivantes : avoir une bonne imperméabilité et une densité élevée, se tasser le moins possible et avoir une grande résistance au cisaillement.

Pour estimer la quantité des matériaux disponibles, quelques sondages à la tarière sont nécessaires.

PARTIE II CONCEPTION ET REALISATION DU BARRAGE EN REMBLAI A AMBATOVY

Chapitre.I Etudes topographique et hydrologiques

Pour le site reconnu comme étant le plus favorable à l'emplacement du barrage, des études approfondies doivent être faites à savoir :

- Etude topographique ;
- Etude hydrologique ;
- Etude géologique et géotechnique.

Les résultats obtenus à partir de ces études serviront de données base de projet.

I.1 Etude topographique

L'étude topographique se fera au niveau :

- Du bassin versant (B .V) ;
- De la vallée de la rivière ;
- Du site du barrage.

I.1.1 Basin versant

La carte utilisée devra être suffisamment précise pour permettre de définir les éléments caractéristiques du B.V à savoir :

- Le réseau hydrographique (cours d'eau, fleuve ;...);
- La couverture végétale (steppe, bosquet,...).

A partir d'une carte topographique et de photo aériennes de la région, on établira un plan où figurent :

- L'axe de la digue ;
- La limite du B.V ;
- Le réseau hydrographique ;
- La nature de la couverture végétale ;
- La nature géologique du B.V.

A partir de ce plan, on peut déterminer les paramètres caractéristiques du B.V qui peuvent être utiles dans l'étude hydrologique :

- Sa superficie S ;
- Son périmètre P ;
- Sa forme qui est définie par les deux paramètres.

Selon la forme du bassin versant on utilisera les formules suivantes :

- a) K : coefficient de comparaison de GRAVELIUS

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \text{ en général : } K > 1$$

Pour le B.V de forme circulaire $K=1$

b) Rectangle équivalent de :

$$\text{Longueur } L = K \frac{S}{1.12} [1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2}] \quad \text{avec } S : \text{superficie ; } P : \text{périmètre}$$

$$\text{largeur } l = K \frac{S}{1.12} [1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2}] \quad (l = (P/2) - L)$$

L : longueur du rectangle «équivalent »

DH : Dénivelée du B.V

I.1.2 Vallée de la rivière

On doit utiliser une carte qui s'étend à l'aval du barrage, pour permettre d'étudier les conditions d'écoulement des eaux de crue et leurs conséquences sur la sécurité de la zone. On environnante établir un profil en long de la vallée du cours d'eau sur une longueur allant de quelque kilomètre s à plus de 10 kilomètres l'importance de la retenue.

I.1.3 Site du barrage

On établira un plan au 1/100è ou 1/200è de la cuvette par levée direct sur terrain.

On essayera d'avoir des courbes de niveau ayant une équidistance de 0.5m au plus de 1 mètre à partir des quelles on peut :

- Déterminer la hauteur maximale du barrage en terre ;
- Tracer les courbes traduisant la surface noyée et le volume de la retenue à différente côte.

I.2 Etude hydrologique

Elle a pour but d'évaluer les apports, les pertes par évaporation, les dépôts solides et les crues.

Avant d'aborder l'étude hydrologique, on vérifier les données recueillies au stade de l'étude préliminaire pour assurer qu'elles correspondent bien aux caractéristiques de l'aménagement projeté et de les utiliser ensuite dans le calcul de l'évacuateur de crue.

Comme l'objectif d'un barrage de retenue est d'accumuler un certain volume d'eau destinée à diverses utilisations, il est nécessaire de connaître les conditions de remplissage du volume engendré par la retenue et que cet ouvrage ne soit pas submerge lors des crues.

Cette étude permet également de définir le volume de la retenue (afin de déterminer la cote du plan d'eau normale, et de donner une idée sur sa future règle de gestion.

I.2.1 Evaluation des apports

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui donne.

De nombreuses petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau : elles se remplissent d'eau pendant la saison humide pour être utilisées en étiage ou en saison sèche.

I.2.2 Estimation des débits de crue

On appelle crue un accroissement excessif non permanent du débit d'une rivière. Elle peut être définie par l'élévation de niveau d'eau d'un cours d'eau, provoquées par les pluies qui submergent les propriétés voisines.

L'estimation de la crue doit être faite avec le plus de précautions possibles car dans des barrages en terre ou des digues, toute submersion entraînerait sa destruction. Par contre une valeur sur estimée de la crue affecterait l'économie du projet.

Chapitre.II Etudes géologique et géotechnique

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols.

Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité et la stabilité mécanique des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- L'existence et les retenue et de la qualité de ses eaux (apports solides, caractéristiques des eaux).

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt.

II.1 Echelle du bassin versant

Les études géologiques et géotechniques doivent fournir les indications sur son aptitude à l'écoulement.

II.2 Echelle de la cuvette

L'étude de l'étanchéité de la cuvette sera surtout basée sur la détermination du degré de perméabilité des terrains. Si leur imperméabilité est insuffisante, il est nécessaire de faire des essais in situ pour tous les types de sols et, comme des analyses granulométriques et des mesures en laboratoire pour les sols des fonds de cuvette afin de déterminer leur degré de perméabilité.

Ces essais permettent de déterminer les coefficients de perméabilité pour évaluer l'ampleur des fuites possibles vis- a –vis des débits d'alimentation de la cuvette et à définir les travaux d'étanchéitisation à envisager. Ces fuites sont dues à des assises perméables ou des accidents tectoniques (failles, fracture) de la retenue.

II.2.1 Travaux d'étanchéitisation :

Ces travaux sont nécessaires dans le cas où le fonds de la cuvette a un coefficient de perméabilité supérieur à 10^{-4} cm/s (10^{-6} m/s) sur une épaisseur de 0.50m au minimum. Divers de travaux d'étanchéitisation peuvent être adoptés :

a) pour la couche superficielle, formée de matériaux à granulométrie assez étendue avec au moins 3 à 4% d'éléments fins de diamètre inférieur à 0.05m, on peut faire des travaux de scarification et de compactage pour diminuer la perméabilité à des valeurs acceptables.

b) Pour la cuvette présentant des parties affleurées de sable et gravier, un apport d'argile compacte de 0.50m d'épaisseur est nécessaire.

On peut s'attendre à un phénomène d'auto colmatage, dû aux apports des sédiments des fonds de la cuvette après quelques années d'exploitation.

En bref, dans le cas de barrage en terre, la cuvette doit être aussi imperméable que possible et ne doit présenter aucun caractère de perméabilité en grand.

II.3 Echelle de la zone d'implantation

Pour les barrages en terre, comme pour les barrages en béton, la connaissance exacte des matériaux sur lesquels sera construit l'ouvrage est absolument indispensable. Pour cela, on doit apporter le plus de soins possibles à l'étude des fondations car elle a une influence sur le choix du type et du profil du barrage à adopter et de prévoir les dispositifs spéciaux appropriés tels que : tapis filtrants, ...

Un des avantages bien connus des barrages en terre est leur facilité d'adaptation aux différents types de sols de fondations, il suffit alors vérifier par quelques sondages la nature des fondations afin de vérifier qu'elles ne comportent pas trop près de la surface, de couches compressibles.

Pour les petites retenues, on utilisera le sondage à la tarière. Dès que la hauteur des ouvrages dépasse 5 à 6m, il est nécessaire de prévoir la visite sur place d'un géologue qui peut fournir une définition précise de la structure des terrains formant la fondation de l'ouvrage.

En ce qui concerne les infiltrations à travers les fondations d'un barrage en terre, elles peuvent entraîner un danger de sous pressions et de renards. Ce sont les sols formés d'alluvions perméables qui sont favorables à la formation des renards. Il y a donc risque de destruction totale de l'ouvrage.

Ainsi, pour les sols de fondation, l'interprétation des données issues sur des études géologiques et géotechniques est très importante.

Pour l'étude des fondations, deux points sont à considérer :

- Stabilité (détermination des caractéristiques mécaniques) ;
- Etanchéité (calcul du coefficient de perméabilité).

II.3.1 Cas de fondations rocheuses

Pour les fondations rocheuses, il est nécessaire de déterminer l'épaisseur des couches altérées et de détecter les fissures ou les failles.

Pour ce type de fondations, le barrage en béton est généralement le plus choisi, mais en cas d'un barrage en terre, la liaison terre roche nécessite des études appropriées est à surveiller de près.

II.3.2 Cas de fondations meubles

L'étude des fondations meubles se portera sur les points suivants :

- Définition de la structure des couches de terrains de fondation ;
- Détermination de leurs caractéristiques mécaniques et hydrodynamique.

Les barrages fondés sur les alluvions sont en général des barrages en enrochements.

Les barrages en terre sont souvent implantés dans des vallées recouvertes d'une importance couches d'alluvions.

La connaissance des caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des couches de fondation permet de voir si les assises sont capables de supporter les efforts de cisaillement qui s'y développent du fait du poids de la digue et si elles ont une imperméabilité suffisante pour éviter des fuites importantes et, ne présentent pas trop de tassement.

La détermination des caractéristiques mécaniques et hydrodynamique sera faite en laboratoire sur échantillons non remaniés, prélevés jusqu'à une profondeur à peu près égale au $\frac{1}{4}$ ou $\frac{1}{3}$ de la hauteur du barrage dans des tranchées ou dans des puits creusés suivant l'axe de la digue, A défaut on doit recourir à des sondages (existences de la nappe aquifère).

II.4 Essais d'identification

II.4.1 Essais mécaniques

Ils consistent à déterminer la résistance au cisaillement τ et le tassement Δh

II.4.1.1 Résistances au cisaillement

L'étude mécanique élémentaire de la résistance d'un sol s'effectue sous deux contraintes principales seulement pour une déformation plane :

Une contrainte τ normale au plan de cisaillement sur lequel on applique une contrainte de cisaillement pour provoquer un mouvement de glissement. L'essai se fait dans la boîte de CASAGRANDE représentée par le schéma ci-dessous

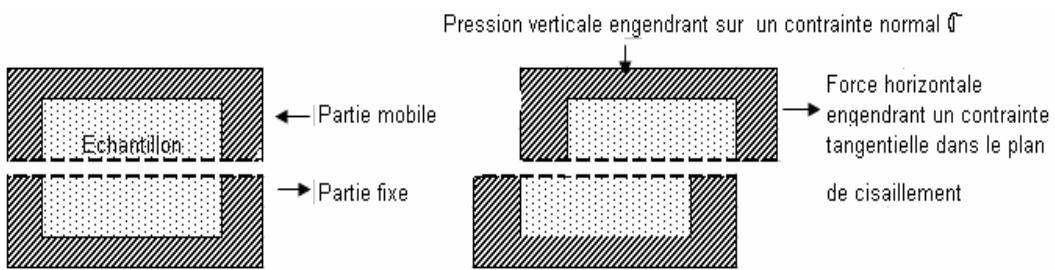


Figure 7: Principe de la boîte de CASAGRANDE

Pour diverses valeurs de σ , on peut construire la courbe $\tau = f(\sigma)$ appelée : courbe intrinsèque du matériau.

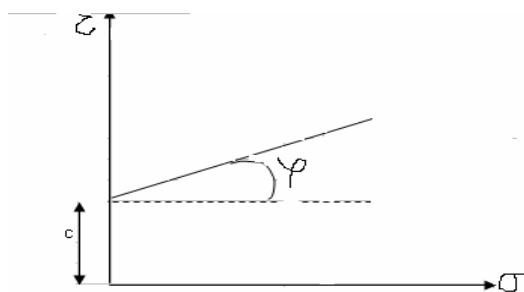


Figure 8: Courbe intrinsèque

Avec C : cohésion représentée par l'ordonnée du point d'intersection de la droite avec l'axe des contraintes tangentielles.

φ : angle de frottement interne : c'est l'angle de droite représentative avec l'horizontale

Tous les calculs de stabilité en mécanique des sols (stabilité des pentes, de fondations, d'ouvrages de soutènement) sont liés aux caractéristiques mécaniques des terrains. Les deux caractéristiques importantes d'un sol sont : L'angle de frottement ; la cohésion C

a) Angle de frottement interne φ

Il existe un frottement interne entre les grains du sol : cet angle de frottement est fonction de la nature des grains de leur forme, de leur taille, de leur rugosité, la compacité,...

On peut donner, à titre indicatif, la formule empirique suivante donnant l'angle de frottement interne de matériaux pulvérulents.

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4$$

Avec φ_1 concerne la compacité $-6 < \varphi_1 < +6$

φ_2 Concerne la forme et la rugosité des grains : aigu +1

Moyen 0

Arrondi -3

Très rond -5

φ_3 Concerne la grosseur des grains : sable 0

Gravier fin +1°

Gros gravier +2°

φ_4 Concerne la granulométrie uniforme -3

Moyenne 0

Etalée +3

b) cohésion

Au point de vue physique, il s'agit de la propriété qu'ont certains sols de se présenter « en mottes » du fait de forces d'attraction inter granulaires qui sont en particulier dues aux forces de particularité.

Les matériaux doués de cohésion sont dits « cohérents » exemple : marne, argile...

II.4.2 Essais hydrodynamiques

Ils ont pour but de déterminer les coefficients de perméabilité des sols de fondation. Pour cela, on peut distinguer :

- Les méthodes in situ (essais de pompage) ;
- Les méthodes de laboratoire.

II.5 Echelle de la zone d'emprunt matériaux de construction

La définition des zones d'emprunt constitue un élément essentiel du projet, d'où dépendront les caractéristiques de l'ouvrage.

On a vu que l'un des critères importants du choix du site est la proximité de matériaux convenables, en qualité et en quantité suffisante. Le coût de l'ouvrage augmente considérablement avec la distance de transport des matériaux acceptable est même dans le cas de petits barrages. La limite supérieure de 1 km.

Le but de l'étude géotechnique de la zones d'emprunt consiste à :

- Déterminer les matériaux aptes à la zone construction parmi les nombreux échantillons prélevés dans les zones d'emprunt localisées ;
- Etudier les propriétés physiques et mécaniques des matériaux disponibles.

Les échantillons prélevés nécessairement remaniés (ce qui n'a aucune importance puisqu'il s'agit de matériaux devant être extraits et compactés) sont soumis à des essais de laboratoire de mécanique des sols portant sur :

- L'identification et classification des sols ;
- Le compactage (Essais de compactage ou essai PROCTOR) ;
- La perméabilité.

II.5.1 Identification et classification des sols

Pour des utilisations de génie civil, un sol est défini par la connaissance de sa texture, sa granulométrie, ses limites d'Atterberg, son poids spécifique (ou poids volumique) du matériau constitutif des grains. Il est défini aussi par son taux en matière organique et sa teneur en eau.

II.5.1.1 Teneur en eau naturelle W

C'est le rapport exprimé en pourcentage du poids d'eau que le sol contient au poids de ces éléments secs, après dessiccation à l'étuve à plus de 100°C pendant un temps suffisamment long.

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet avec d'autres caractéristiques d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol.

II.5.1.1.1 Degré de saturation

C'est le rapport du volume de l'eau au volume de vides d'un sol. Le degré de saturation peut être exprimé en pourcentage ou en nombre décimal.

II.5.1.1.2 Poids volumique

Le poids volumique du sol humides (ou apparent) est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité du sol au volume de ce même sol.

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Poids volumique du sol sec λd

C'est le rapport du poids de matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol.

$$\lambda d = \frac{W_s}{V}$$

II.5.1.2 Limites d'Atterberg

- Généralités

Définitions –terminologie

Limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) : Teneur en eau pondérales correspondant à des états particulier d'un sol.

- WL – limite de liquidité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

- W_p – limite de plasticité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.
- I_p – indice de plasticité : Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$I_p = W_l - W_p$$

- I_c – indice de consistances : Rapport définie par la formule suivante

$$I_c = \frac{W_l - w}{I_p}$$

Où w est la teneur en eau du sol son états naturel et ne comportant pas des éléments supérieur 400 μm .

Les teneurs en eau étant exprimées en pourcentage, l'indice de plasticité est un nombre sans dimension.

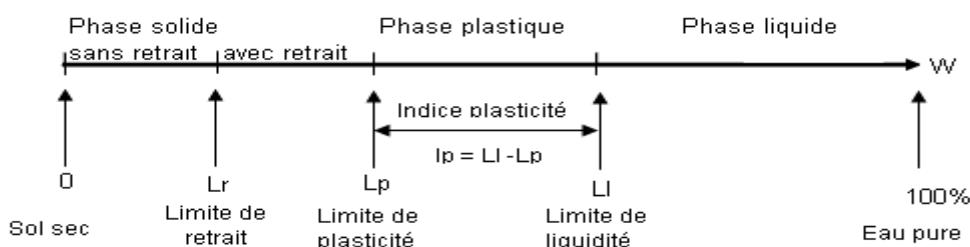


Figure 9: Représentation limites d'Atterberg

Principe de détermination des limites d'Atterberg

- Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis des chocs répétés ;
- Recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, dimension fixée et confectionné manuellement, se fissure.

II.5.1.3 Essai Proctor

Parmi les facteurs qui conduisent à une force portante satisfaisante pour un sol employé en remblai se trouve la « teneur en eau ». L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale, qui conduit à la force portante maximal ce pour un sol donné et des conditions de compactage données.

Déterminer la force portante correspondant à une teneur en eau donnée serait long, difficile et aléatoire. Il est préférable d'utiliser une autre fonction de la teneur en eau, qui présente

au maximum pour la même valeur de la teneur en eau que la force portante : la masse volumique apparente sèche.

- Schéma du processus

Avec un matériel et suivant un processus normalisé, on compacte des échantillons du sol étudié à diverses valeurs de ω , et on déterminer les d_s correspondantes. On porte les résultats sur une graphique, et on fait passer une courbe au mieux par les points trouvés, courbe dont on détermine le maximum. L'abscisse de ce maximum est la teneur en eau optimale, ω_{opt} , et son ordonnée la masse volumique apparente sèche maximal d_{max} . Pour cette même valeur ω_{opt} , la force portante est également maximale (voir figure 10)

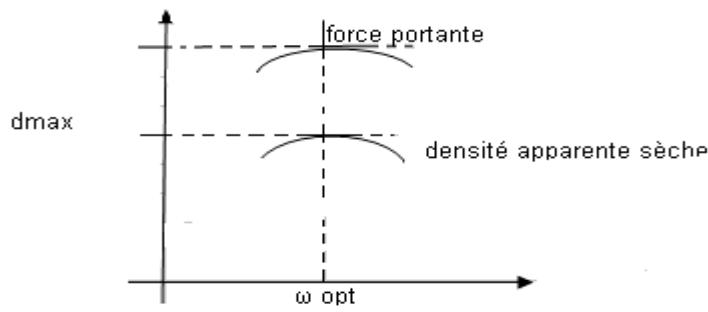


Figure 10: Schéma du processus du Proctor

- Matériel utilisé

1. Moule

C'est un tube métallique cylindrique, ouvrable en deux demi (coquilles, que l'on peut fixer sur une plaque de base, et muni d'une hausse.

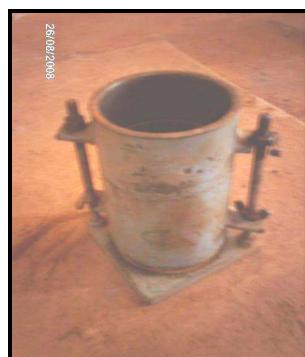


Figure 11: Moule Proctor

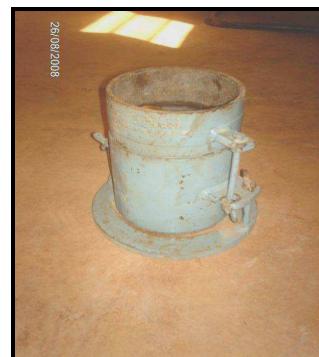


Figure 12:Moule C.B.R

Il existe deux moules

- Le moule Proctor, utilisable (voir Figure 11) pour les sols fins ;
- Le moule CBR, généralement utilisé. Il sert aussi pour l'essai CBR

Moule	D (mm)	H (mm)
Proctor	101,6	117
C.B.R	152	152 dont disque d'espacement soit H utile =126,6mm épaisseur 25,4mm

Tableau 3: Diamètre et hauteur moules

2. Dame

Tube cylindrique, avec mouton actionné par une poigné (figure 13 ; 14)

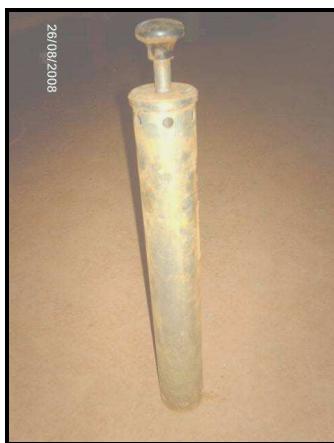


Figure 13: Dame Proctor Normal



Figure 14 : Dame Proctor Modifiée

Deux dames, en fonction de l'intensité de compactage désirée :

- La « Dame P.N », utilisée pour l'essai « Proctor Normal »
- La « Dame P.M », utilisée pour l'essai « Proctor Modifié »

Type	Φ (mm)	P (g)	h (mm)
P, N	51	2490	305
P, M	51	4535	457

Tableau 4 : Poids et hauteur Dame "P.N" ; "P. M"

- Condition de compactage

Les conditions de compactage dépendent de la dame et du moule utilisé.

- *En fonction de la dame utilisée*

L'énergie du compactage dépend de la masse du mouton et de sa chute (deux facteurs qui sont plus grands pour la « dame PM », et aussi du nombre de couches que comporte le remplissage. On agira sur ce dernier facteur :

Essai **Proctor Normal** : remplissage en **3 couches**

Essai **Proctor Modifié** : remplissage en **5 couches**

- *En fonction du moule utilisé*

Rappelons les diamètres de la dame et des moules :

Soit dans les mêmes rapports que les nombres 1, 2 et 3. Les surfaces des moules peuvent donc être couvertes de la manière suivante.

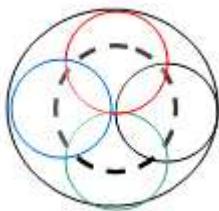


Figure 15: Moule Proctor (4 coups)

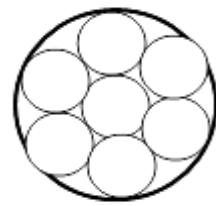


Figure 16: Moule C.B.R (7 coups)

Pour que toute la surface soit touchée, on compactera ainsi :

- *Moule Proctor* : 6cycles de 4coups, plus en dernier coup au centre, **soit 25 coups par couches**
- *Moule CBR*: 8cycles, le dernier ne comportant pas de coup au centre, **soit 55 coups par couches**
- Quantité de matériau a utilisé par couche

Nous verrons plus loin que, après compactage, le sol doit arriver à environ 1cm au-dessus du bord supérieur du moule. Pour que toutes les couches aient la même épaisseur, il faut savoir quelle quantité de matériau (non compacté) introduire par couche.

L'expérience montre que, avec les sols courant, ces quantités sont de l'ordre de quantité approximative par couches3.

Moule	Essai P.N (3 couches)	Essai P.M (5 couches)
Proctor	650 g	400g
C.B.R	1700g	1050g

Tableau 5 : Quantité approximative par couche

II.5.1.4 Analyse granulométrique

- Principe de l'essai

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulée sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse.

- Définitions

Analyse granulométrique par tamisage : Ensemble des opérations aboutissant selon leur grosseur des éléments constituant un échantillon, en employant des tamis à maille carrée afin d'obtenir une représentation de la répartition du masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

1. Objet :

Elle consiste à déterminer de la granularité des sols et des granulats dont les dimensions sont comprises entre 0.08 millimètre et 80 millimètres.

2. Matériel utilisé

On utilise tamis, dans lesquels l'organe de séparation est constitué d'une toile métallique ou d'une tôle perforée définissant des trous carrées.

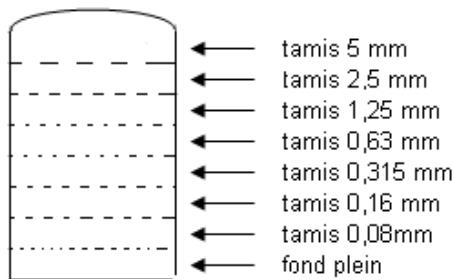


Figure 17: Série de tamis

3. Courbe granulométrique

- Classification des granulats

On trie les granulats par dimension au moyen de tamis (mailles carrées) et de passoires (trous circulaires) et on désigne une classe de granulats par un ou deux chiffres. Si un seul chiffre est donné, c'est celui du diamètre maximum D exprimé en mm; si l'on donne deux chiffres, le premier désigne le diamètre minimum d, des grains et le deuxième le diamètre maximum D.

Un granulat est caractérisé du point de vue granulaire par sa classe d/D. Lorsque d est inférieur à 2 mm, le granulat est désigné 0/D.

Il existe cinq classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes d et D des granulats rencontrées (Norme NFP18-101):

- Les fines 0/D avec $D \leq 0,08$ mm,
- Les sables 0/D avec $D \leq 6,3$ mm,
- Les gravillons d/D avec $d \geq 2$ mm et $D \leq 31,5$ mm,
- Les cailloux d/D avec $d \geq 20$ mm et $D \leq 80$ mm,
- Les graves d/D avec $d \geq 6,3$ mm et $D \leq 80$ mm,

Il peut être utile dans certains cas d'écrire la classification suivante:

APPELATION		Dimension de la maille tamis en (mm)
Pierres cassées et cailloux	Gros	50 à 80
	Moyens	31,5 à 50
	Petits	20 à 31,5
Gravillons	Gros	12,5 à 20
	Moyens	8 à 12,5
	Petits	5 à 8
Sable	Gros	1,25 à 5
	Moyens	0,31 à 1,25
	Petits	0,08 à 0,31
Fines, Farines et fillers		inférieur à 0,08

Tableau 6 : Classification des sols en fonction dimension de la maille

4. Spécification

- Appareillage

Appareillage spécifique

On utilise généralement les tamis à mailles carrées,

Module "m" des tamis	Ouverture des mailles (en mm)	Appellation des principales classes de matériaux		
50	80,0	gros	pierres concassées (matériau de concassage) et cailloux (matériaux roulés)	
49	63,0			
48	50,0			
47	40,0			
46	31,5			
45	25,0			
44	20,0	petits	graviers et gravillons concassés ou roulés	
43	16,0			
42	12,5			
41	10,0	moyens		
40	8,0			
39	6,3			
38	5,0	petits		
37	4,0			
		gros		

36	3,15		
35	2,50		
34	2,00		
33	1,60		
32	1,25		
31	1,00	moyens	sables concassées ou roulés
30	0,80		
29	0,63		
28	0,50		
27	0,40		
26	0,315		
25	0,250		
24	0,200	fins	
23	0,160		
22	0,125		
21	0,100		
20	0,080		

Tableau 7: Module de tamis

Les séries de tamis employées au Laboratoire sont :

- Pour les sols

tamis de modules : 20 – 23 – 27 – 31 – 34 – 36 – 38 – 40 – 42 – 44 – 46 – 47 – 48 - 50

- Pour les granulats

tamis de modules : 20 – 22 – 24 – 26 – 28 – 31 – 34 – 35 – 37 – 38 – 39 – 40 – 41 – 42 43 – 44 – 45 – 46 – 47 – 48 – 49 - 50.

Pour les éléments supérieurs à 80mm, on utilise souvent des anneaux

Les tamis de module 20 à 38 peuvent être montés sur une machine à tamiser Alors que ceux de plus grande ouverture sont le plus souvent utilisés manuellement.

Chapitre.III Etude de stabilité du barrage

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre consiste surtout à l'étude de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation.

Pour trouver la solution, il faut se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle peut se présenter un phénomène de glissement. La surface de rupture la plus probable est cylindrique à axe horizontal. Elle se présente sous forme de glissement dans une coupe verticale de la digue.

En conséquence, nous allons présenter les méthodes de calculs relatifs à cette hypothèse de rupture et qui sont basées sur la méthode de tranches.

III.1 Glissement rationnel: Méthode des tranches

On découpe le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble : à la limite du glissement le long du cercle, on sait que le barrage et sa fondation quand elle est alluvionnaire, sont formés de terres dont la résistance au cisaillement τ est fonction de la contrainte normale σ , de la pression interstitielle « u » et des deux caractéristiques c et φ (respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne) dans le domaine inter granulaire, selon la relation : $\tau = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi$.

Suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches, sur la pression interstitielle sur la distribution en intensité et en direction des forces de frottement le long de l'arc AMB (figure11), il existe plusieurs méthodes de calcul.

Comme l'ensemble barrage fondation n'est jamais homogène, il faut donc disposer dans la pratique d'une méthode beaucoup plus générale permettant de prendre en compte les lignes de glissement quelconques pour les massifs hétérogènes.

Chronologiquement, la méthode la plus ancienne et la plus couramment utilisée est la méthode Suédoise (FELLENIUS) avec rupture circulaire qui date de 1927. Elle a été perfectionnée par BISHOP en 1954. Elle peut donner lieu à une application graphique sous le nom de méthode COURTENEY. NONVEILLER l'a généralisée à des ruptures non circulaires en 1965. Les résultats de BISHOP et de FELLENIUS se retrouvent immédiatement à partir de la formule de NONVEILLER.

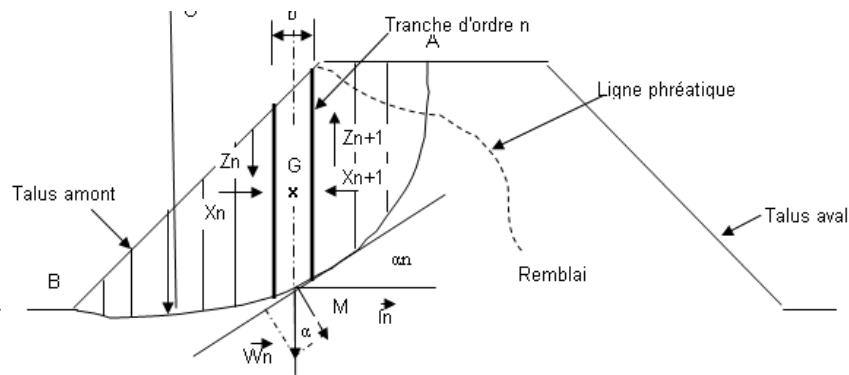


Figure 18: Calcul de stabilité : Méthode des tranches

III.2 Etude de l'équilibre d'un talus de barrage en terre par la méthode de FELLENIUS et de BISHOP

Dans les deux méthodes, on utilise les hypothèses suivantes :

Forme :

- 1- La rupture se produit sur une surface unique : surface de glissement cylindrique ;
- 2- La rupture se produit d'un seul coup le long de toute la surface c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte des déformations qui se manifestent avant rupture.

Calcul : On trace sur une coupe transversale du barrage qui est en général trapézoïdal plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique c'est-à-dire le cercle qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

$$F = \frac{M_r}{M_m} \text{ avec } F : \text{coefficient de stabilité}$$

M_r : Moment résistant c'est-à-dire moment des forces résistantes

M_m : Moment moteur c'est-à-dire des forces motrices

Considérons la figure 18

1 : portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre (n)

L : longueur de l'arc de cercle situé dans la partie saturée (sous la ligne phréatique)

On admet que la partie non saturée est fissurée et a une cohésion nulle σ_n : composante normale ; τ_n composante tangentielle.

σ_n et τ_n : composantes du poids W_n de la tranche ramenées au niveau du cercle de glissement

X_n et Z_n : composantes de l'action de la tranche d'ordre (n-1) sur la tranche d'ordre (n)

X_{n+1} et Z_{n+1} : composante de l'action de tranchée d'ordre (n+1) sur la tranche d'ordre (n)

III.2.1 Méthode de FELLENIUS

Hypothèse :

Au niveau de chaque tranche : $X_{n+1} - X_n = 0$; $Z_{n+1} - Z_n = 0$ C'est-à-dire qu'il n'y a pas de réactions inter tranches.

La forme tangentielle a tendance à entraîner le glissement : elle est motrice. τ est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche (n), sol et eau. On tient compte de la pression interstitielle « u ». Soient τ la composante normale du poids total calculé à partir de la densité saturée. Elle engendre sur « l » une pression totale τ/l de laquelle il faut déduire la pression interstitielle « u » régnant dans cette zone .La force de frottement le long de l est alors ($\tau/l - u$)*l*tg φ -u*l*tg φ = ($\sigma - u*l$) tg φ le moment des forces résistantes.

$$M_r = \sum (\sigma_i - u_i * l_i) \operatorname{tg} \varphi i * R + \sum (c_i * l_i) R$$

$$R [\sum (\sigma_i - \varphi_i * l_i) * \operatorname{tg} \varphi I + \sum (c_i * l_i)]$$

$$\text{Le moment des forces motrices } M_m = \sum \tau_i * R = R \sum \tau_i$$

D'où le coefficient de sécurité

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N (\sigma_i - v_i * l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^N c_i * l_i}{\sum \tau_i} \quad \text{avec } \sigma_i = W_i \cos \alpha_i \quad \tau_i = W_i \sin \alpha_i ; \cos \alpha_i = b/l_i$$

$$\frac{\sum_{i=1}^N W_i \cos \alpha_i - u_i * l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^N c_i * l_i}{\sum_{i=1}^N W_i * \sin \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^N (W_i \cos 2\alpha_i - u_i * b) \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{\cos \alpha_i} + \sum_{i=1}^N c_i * \frac{b}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^N W_i \sin \alpha_i}$$

$$\text{D'où } F = \frac{\sum_{i=1}^N [(W_i \cos 2\alpha_i - u_i * b) \tan \varphi_i + C_i * b] * \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^N W_i \sin \alpha_i}$$

III.2.2 Méthode de BISHOP

Elle tient des réactions inter tranches et aussi de la pression interstitielle.

$$X_{n+1} - X_n \neq 0 ; X_{n+1} - Z_{n=0}$$

Le coefficient de sécurité

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N (\sigma_i - u_i * l_i) \tan \varphi_i + C_i * l_i}{K} * \frac{1}{\sum \pi_i}$$

III.3 Stabilité mécanique de la fondation cas des ruptures planes

Comme les cercles de glissement recoupent la fondation, il faut donc tenir la résistance de celle-ci dans les méthodes par tranches. Il est possible que la fondation comporte des zones plus moles formant aussi des plans de glissement privilégiés. Quand un tel cas se présente, on peut évaluer le coefficient de sécurité à la rupture par glissement de cette zone (figure 18)

La partie aval du massif exerce une poussée P sur la partie amont du massif.

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec λ : poids volumique de la terre

h : Hauteur de la terre au dessus da la couches molle

φ : Angle de frottement interne de la terre

Sous la poussée P la fondation a tendances à glisser le long du plan DB. A cette poussée s'opposent la cohésion le long de DB et la résistance en butée B le long de DC.

La cohésion non consolidée, non drainé étant C_{uu} , la force de cohésion est égale à $L * C_{uu}$ le long de DB.

La butée B peut se calculer par la formule :

$$B = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ avec } h' : \text{épaisseur de la fondation}$$

Le coefficient de sécurité est $F = \frac{B + L * C_{uu}}{P}$ avec $F \geq 1.5$

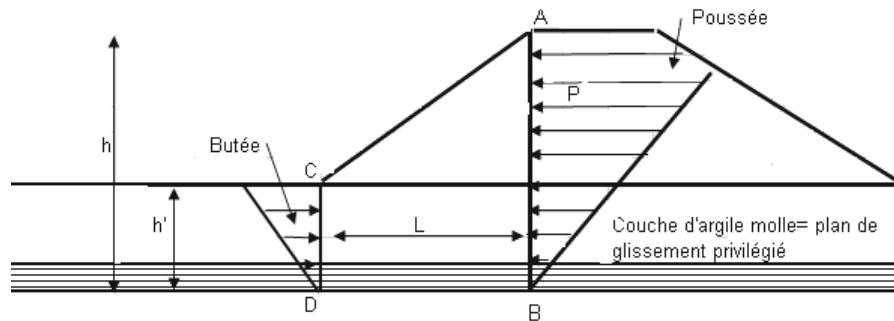


Figure 19: Stabilité au glissement des fondations

Pour le calcul de stabilité des talus d'un barrage, les cas à étudier sont les suivants :

- Stabilité en fin de construction (talus amont et aval)
- Stabilité en cours de fonctionnement, retenue, pleine, régime permanent. (talus aval)
- Vidage rapide (talus amont)

III.3.1 Stabilité en fin de construction

La méthode la plus simple est de faire le calcul de stabilité en contrainte totale en adoptant les valeurs de C_u et φ_u correspondant aux taux de compactage du remblai.

III.3.2 Stabilité en régime permanent

Ce cas souvent le plus défavorable pour le talus aval. Après avoir tracé le réseau d'écoulement, la stabilité est calculée en contraintes effectives.

III.3.3 Vidange rapide

Ce cas est le plus défavorable pour le talus amont. La vidange met en cause le talus amont. Aussi, on prend pour la vidange instantanée un coefficient de sécurité minimum de 1 pourvu que soit considérée la vidange totale du réservoir.

PARTIE III ETUDE D'UN CAS ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Chapitre.I Technique de construction

I.1 Situation géographique

Le gisement est dit "de Moramanga" car il se trouve, à vol d'oiseau, à 15 km au N.NE de cette ville située dans la partie forestière de l'Est de Madagascar, à 115 km d'Antananarivo, sur la route Antananarivo Toamasina. Le gisement se situe sur des crêtes à quelques kilomètres seulement du chemin de fer Antananarivo Toamasina ou de sa branche nord Moramanga - lac Alaotra.

La proximité relative du port de Toamasina est un autre atout pour ce gisement. Enfin, notons la construction récente de l'usine hydroélectrique d'Andekaleka (Rogez), située seulement à 30 km à l'Est de Moramanga.

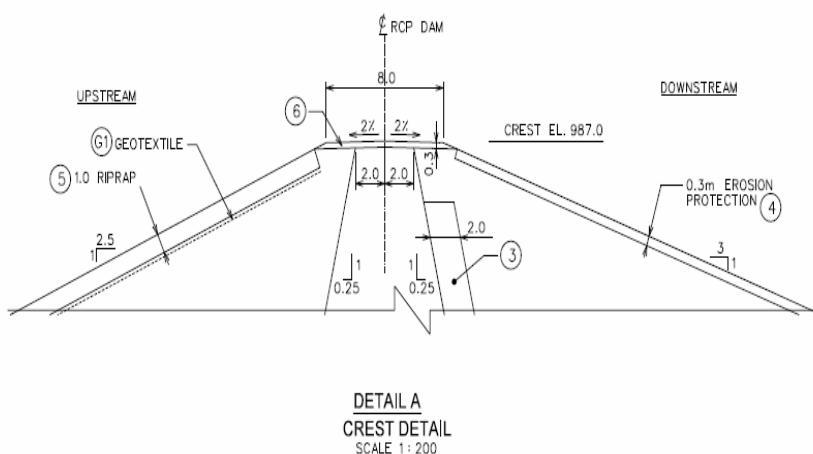


Figure 20: Coupe transversal du barrage

I.1.1 Conception du remblai

Pour la conception du remblai la couche d'assise du rip-rap a pour objet de protéger le remblai contre les effets hydrodynamiques des vagues et contre l'érosion. Pour les vagues de hauteur inférieure à 1,50 mètre environ, son épaisseur est de 0,15 à 0,30 mètre. La couche d'assise doit respecter les conditions de filtre vis-à-vis de la couche de rip-rap. La couche d'assise granulaire pourra être remplacée par un géotextile anti-poinçonnement dans le cas où le matériau du remblai n'est pas très érodable.

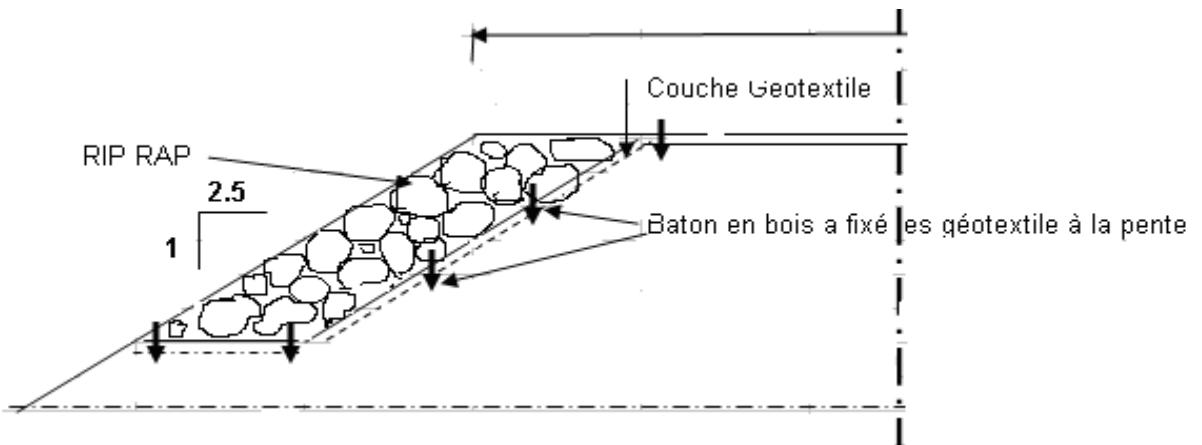


Figure 21: Schéma de RIP - RAP

- Filtres et drains

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

I.1.1.1 Dispositif drainant du remblai

- Un drain cheminée vertical continu, en sable 0 - 5 mm, de la base du remblai jusqu'au niveau normal des eaux + 0,20 à 0,30 mètre pour éviter tout risque de contournement, sous la crête près du parement aval ; ce drain est généralement obtenu en recreusant à la pelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et en y déversant le sable avec soin.
- Une évacuation vers laval, si possible indépendante du tapis drainant ou des bandes drainant , surtout si le remblai n'est pas constitué de matériaux très étanches ; elle consiste en des cordons en matériaux granuleux (en général du gravier entouré de sable ou d'un géotextile) de section totale très largement suffisante pour évacuer le débit prévisible ; pour les petites retenues dont $H^2 V < 100$ ces cordons peuvent être remplacés par des collecteurs plastiques non perforés, diamètre extérieur 100 mm (type adduction d'eau), pente minimale 1/100, un tous les 25 mètres, quatre au minimum, raccordés à un collecteur perforé situé à la base du drain cheminée ; la mise en place des tuyaux doit être soignée pour éviter tout risque de déboîtement entre tronçons d'une part et d'écrasement d'autre part ; en outre, l'exécution d'un regard à l'extrémité aval de chaque collecteur aveugle facilite la surveillance et l'entretien.

Il est proposé de diminuer l'épaisseur du drain cheminée (minimum de 0,50 m) au fur et à mesure de la montée du remblai en fonction de la valeur de H^2V correspondant à la cote inférieure de la tranche considérée (drain cheminée avec deux ou trois épaisseurs en tout).

Le tableau 9 : donne les valeurs de l'épaisseur minimale préconisée.

H^2V	<30	30 à 100	300 à 700	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur en mm	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

Tableau 8 : Epaisseur minimal du drain en sable H V correspondant à l'altitude considéré

Cette dernière est, en général, largement sur abondante en ce qui concerne le débit des infiltrations, mais elle permet d'avoir une sécurité à long terme vis-à-vis d'un colmatage partiel par des fines et /ou par des carbonates. La nature des matériaux du remblai peut conduire à adopter des épaisseurs plus importantes. Les largeurs de godet disponibles sont aussi à prendre en compte.

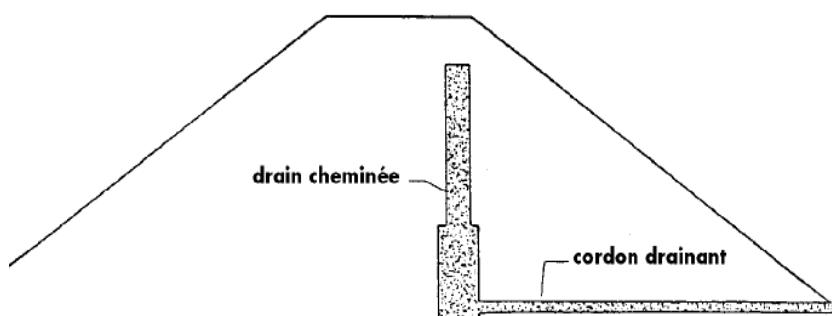


Figure 22: Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène

1.1.1.2 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Il existe plusieurs produits, chacun d'entre eux pouvant assurer une ou plusieurs fonctions (filtre, drain, protection contre le poinçonnement...). Des applications ont été mentionnées précédemment. Bien entendu, il est fondamental de ne pas considérer le géotextile comme un produit passe-partout (un géotextile capable de supporter sans déchirure la pose d'enrochements, n'a pas grand chose à voir avec un géotextile utilisé comme filtre).

Dans un barrage, les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant. Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminé n'est pas aisée.

1 - remblai initial
2 - géotextile
3 - drain granulaire

4 - collecteur de pied
5 - collecteur d'évacuation
6 - remblai amont étanche

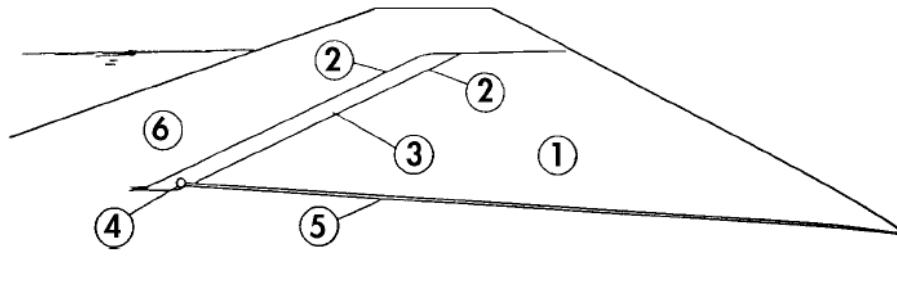


Figure 23: Drain incliné entouré par un géotextile

Il existe aussi des géotextiles composites capables d'évacuer dans leur plan des débits relativement importants. Ils sont alors constitués d'une nappe drainant prise en sandwich entre deux nappes filtrantes. Ce produit peut remplacer un drain cheminé de petit barrage à condition toutefois qu'il puisse évacuer un débit suffisant, malgré la diminution de son épaisseur due aux contraintes qu'il subit dans le remblai.

Le remblai est édifié en compactant alternativement des couches à l'amont puis à l'aval du système drainant ;

- lorsque la zone (1) est compacté, un premier panneau de géo composite est installé et raccordé au collecteur de pied, la largeur excédentaire étant rabattue vers l'amont ;
- la zone (2) est compactée, puis le géo composite libre est rabattu vers l'aval ;
- la zone (3) est compactée et ainsi de suite.

L'expérience étant à ce jour limitée à de très petits ouvrages, il n'est pas conseillé de l'utiliser lorsque H^2V est supérieur à 300

1, 2, 3, 4, 5, 6 - zones compactées successivement ;

7 - géo composite ;

8 - collecteur de pied enveloppé par le géo composite ;

9 - collecteur d'évacuation.

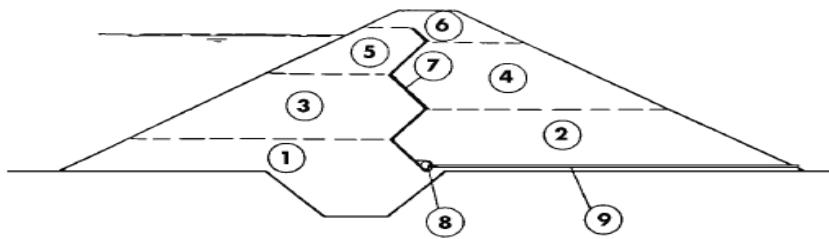


Figure 24: Drainage vertical assuré par un géotextile composite

- **Conditions d'exploitation des zones d'emprunt**

Les études préalables ont défini les différents types de matériaux rencontrés dans les emprunts et en fonction de leurs caractéristiques intrinsèques et in situ, leur ont assigné une fonction et une place dans l'ouvrage, et ont prévu pour certains leur élimination.

Des reconnaissances et des essais complémentaires sont à effectuer pour préciser les résultats de l'étude, dès le début de la planche d'essai.

- **Mise en œuvre des remblais**

Pour obtenir un ouvrage aux dimensions du profil théorique portées sur les plans d'exécution, les remblais doivent être exécutés avec des sur épaisseurs (méthode du « gras ») sur tous les talus. Ces surépaisseurs, qui permettent de compacter efficacement jusqu'à la limite théorique du talus, sont enlevées en fin d'exécution.

Pour assurer une bonne liaison entre le remblai et une fondation meuble, cette dernière est compactée avec les mêmes engins que le remblai, puis scarifiée avant la mise en place de la première couche de remblai (figure 25).



Figure 25: Photo couches de remblai scarifié

Lorsque les talus de la clé d'étanchéité sont meubles, il est souhaitable que le compacteur « morde » sur la paroi pour assurer une bonne liaison entre le remblai et le terrain en place.

Le matériau à compacter est régalé suivant une couche plane d'épaisseur uniforme sur une assise ne présentant ni creux, ni bosse, préalablement scarifiée sur une épaisseur minimale de 5 cm pour assurer une bonne liaison entre les couches.

I.2 Planche d'essai

Après La mise en œuvre de remblai, il convient de réaliser la planche d'essai.

I.2.1.1 La planche d'essai

La planche d'essai est destinée à fixer les conditions de mise en œuvre du remblai et à déterminer les meilleures modalités d'exécution. Elle doit être systématiquement prévue avant la construction du remblai. Elle peut être avantageusement utilisée pour la confection d'un batardeau de protection ou d'une piste d'accès. La planche d'essai ne peut être intégrée au remblai que dans le cas où elle ne constituera pas, ensuite, une zone de faiblesse. Elle est obligatoirement exécutée avec le matériel proposé par l'entreprise, notamment pour régaler, niveler, scarifié, compacté, ce qui permet d'en vérifier l'aptitude.

Enfin, pour certains matériaux friables, il conviendra de comparer les granulométries avant et après compactage et vérifier que les fuseaux granulométriques obtenus restent admissibles.

I.2.1.2 Dimensions

Après mise au point de l'opération éventuelle de traitement, l'essai de compactage s'exécute sur une planche dont les dimensions minimales sont :

En longueur : 30 à 40 mètres ;

En largeur : 4 à 6 mètres.

La surface d'emprise doit être convenablement préparée au préalable : décapage de la terre végétale, élimination des mottes, assèchement, scarification sur 0,15 mètre, mise en place d'une couche de 0,20 mètre de matériau et compactage (10 passes).

Il est recommandé d'exécuter ensuite au moins trois couches de remblai afin de :

S'affranchir des phénomènes d'assise ; contrôler l'accrochage des couches ; tester deux ou trois épaisseurs de couche différentes.

Si les essais portent sur plusieurs compacteurs et/ou plusieurs matériaux, le nombre de planches ou leur surface est augmenté d'autant.

- Mesures concernant l'efficacité d'un compacteur

Il s'agit de déterminer l'épaisseur adéquate des couches et le nombre correspondant de passages du compacteur.

En règle générale, pour une épaisseur donnée, l'ensemble de la planche reçoit un compactage considéré comme minimal, par exemple 6 passes, puis est divisé en 3, 4 ou 5 parties qui reçoivent chacune un compactage supplémentaire par rapport à la précédente, de manière à obtenir par exemple, un tronçon de 2 passes, un autre de 4 passes, le suivant de 6 passes, le dernier de 8 passes (une passe correspond à un aller et retour du compacteur).

Des mesures de teneur en eau et de densité sèche sont ensuite effectuées dans la partie centrale de chacune des sections (où il n'y a pas d'effet de bord ou de chevauchement).

Ces contrôles doivent être assurés par le même organisme, les mêmes matériels et le même manipulateur que ceux prévus pour le chantier lui-même.

Toutefois, lorsque le matériau n'est pas très homogène, il est préférable que chaque couche soit compactée avec un nombre de passes croissant, les mesures successives étant faites au même endroit.

Le nombre optimal de passes permettant d'atteindre la densité sèche désirée doit être généralement compris entre 6 et 12, afin d'obtenir un remblai de compacité suffisamment homogène et d'optimiser l'utilisation des engins. On augmentera, ou au contraire on réduira, l'épaisseur des couches selon que le nombre de passes nécessaire est inférieur à 6 ou supérieur à 12.

Cette épaisseur, après compactage, doit toutefois rester comprise entre 0,20 et 0,50 mètre. Il faut vérifier que toute l'épaisseur de la couche est bien compactée. L'exécution d'une tranchée peut permettre de constater l'homogénéité du matériau compacté.

Chapitre.II Mode de suivie et contrôle

Quelle que soit la qualité des études géotechniques de projet, celles-ci ont toujours un caractère ponctuel, aussi bien en ce qui concerne les investigations en fondation que celles dans les zones d'emprunt.

La réalisation pourra donc fréquemment faire apparaître des situations non prévues lors des études et aux quelles il faudra s'adapter très rapidement. Un autre aspect fondamental des barrages en terre homogènes et de certains ouvrages à zones est leur grande sensibilité à l'hétérogénéité. En effet, quelques pour-cent du volume de remblai, mis en œuvre dans de mauvaises conditions (soit à cause de leur qualité intrinsèque, soit à cause des conditions externes) et au mauvais endroit, peuvent être responsables de la ruine d'un barrage en terre.

Ces deux aspects mettent en évidence de manière indiscutable l'aspect permanent que doit avoir « le contrôle » au sens large.

Le seul intervenant qui est obligatoirement présent en permanence sur le chantier étant l'entrepreneur, il est évident que celui-ci a un rôle fondamental vis-à-vis de la qualité des travaux qu'il va réaliser ; c'est l'autocontrôle, qui ne peut s'envisager qu'avec des entreprises compétentes ayant une bonne expérience de ce type d'ouvrage.

II.1 Matériel

Il y a trois catégories principales de compacteurs :

1.les compacteurs à pneus conviennent pour le compactage du quasi totalité des sols mais si l'utilisation de rouleaux lourds présente le risque de feuillement, les rouleaux moins lourds peuvent avoir une action insuffisante en profondeur ;

2.les rouleaux à pieds dameurs, de préférence montés sur cylindre automoteur, sont adaptés au compactage des sols fins ;

3.les rouleaux vibrants lisses, généralement automoteurs, sont de préférence réservés aux sols granulaires (sables, graviers secs) et aux matériaux rocheux. Leur action est importante en profondeur, mais pas en surface, sur les 2 à 5 premiers centimètres.



Figure 26: Rouleau vibrants lisses

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

La décapeuse automotrice (moto scraper) ; la pelle hydraulique associée à des camions ou tombereaux, ce qui favorise le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief marqué.

Après les enseignements tirés de la planche d'essai, il convient de construire, dans les meilleures conditions possibles, un ouvrage qui devra être utilisé pendant plusieurs dizaines d'années, en nécessitant des opérations de maintenance les plus légères possible.

II.2 Les objectifs du contrôle

L'objet du contrôle est, in fine, de vérifier que l'ouvrage est construit conformément au projet ; les matériaux doivent donc être conformes aux spécifications ainsi que leur mise en œuvre.

En ce qui concerne les matériaux compactés d'une zone du remblai (ou de tout le remblai s'il est homogène), ils doivent :

- ◆ être de la qualité intrinsèque prévue, c'est-à-dire que leur granulométrie, leurs limites d'Atterberg, leur pourcentage de matières organiques, leur minéralogie, ont à respecter les bornes prescrites ;
- ◆ être dans un état d'humidité conforme à la fourchette admissible ;
- ◆ être compactés suffisamment pour éviter tout désordre ultérieur, mais en évitant tout sur compactage préjudiciable.

En ce qui concerne les autres matériaux du remblai, filtres, drains, enrochements de protection, c'est surtout leur qualité qu'il s'agit de vérifier : granulométrie, blocmétrie, pourcentage de fines, présence d'argile, friabilité, résistance à l'usure, minéralogie. Outre la qualité et la mise en œuvre des matériaux, il faut aussi contrôler l'implantation, les cotes et les dimensions des diverses parties du remblai, en commençant par une réception des fouilles.

Enfin, le contrôle porte également d'une part sur les dispositifs particuliers (injections, paroi moulée, appareils d'auscultation).

Tous les contrôles évoqués ci-dessus sont d'abord visuels, mais ils sont généralement associés à des mesures et à des essais qui peuvent contredire l'impression visuelle avec une fréquence qui dépend notamment de l'expérience du contrôleur.

II.3 Le contrôle du compactage

Il consiste systématiquement, pour tous les remblais, en des mesures de teneur en eau W et de poids volumique sec γ_d , à l'aide d'un gamma densimètre. Les mesures ont été comparées aux résultats des études et de la planche d'essai. Or, sauf cas extrêmement particulier, l'hétérogénéité des matériaux d'emprunt rend très délicate toute comparaison, même si l'étude a bien fait le point des différents types de matériaux.

En fait, les éléments à déterminer avec précision sont les suivants :

- **écart entre W et l'OPN** (par exemple si W = 20 % et si l'OPN = 18 %, on dira que le matériau est du côté humide de 2 points) et taux de compactage $\gamma_d / \gamma_{d\max PN}$ (exemple : si $\gamma_d / \gamma_w = 1,70$ avec γ_w = poids volumique de l'eau, et si $\gamma_d \text{ dmaxPN}/\gamma_w = 1,73$, le taux de compactage est de 98 %) ; l'appréciation la plus fiable consiste donc à associer à chaque mesure (w, γ_d) un essai de compactage PN. L'expérience montre que des teneurs en eau, qui se situent à plus de 2 points de l'OPN, du côté sec ou du côté humide, correspondent souvent à des matériaux difficilement exploitables ;
- **le degré de saturation S du matériau compacté** ; ceci est aisément lorsque le poids volumique spécifique des particules γ_s est peu variable ; il est intéressant de reporter sur un graphe.

(W, γ_d) toutes les mesures ; des valeurs de S inférieures à 80 % traduisent en général un matériau sec insuffisamment compacté ; des valeurs supérieures à 100 % correspondent généralement à un matériau humide où des pressions interstitielles sont susceptibles de se développer ; des valeurs de S supérieures à 100 % mettent en évidence une erreur sur W.

Chapitre.III Caractérisation Géotechnique

γ_d ou γ_s ; et bien entendu, des valeurs de S comprises entre 80 % et 100 % ne signifient pas nécessairement que le matériau est bien compacté ;

- *le poids volumique sec* γ_d du matériau en place dans la zone d'emprunt (s'il s'agit d'un matériau dont S est constant, il suffit de connaître W pour obtenir γ_d) ; ceci est important si cette valeur est sensiblement supérieure à $\gamma_{d\max PN}$, ce qui est souvent le cas lorsque des sols indurés, des roches tendres ou des roches altérées sont exploités ; le compactage satisfaisant sans humidification mis au point lors de la planche d'essai, correspond alors en général à une valeur de γ_d comprise entre γ_d en place et $\gamma_{d\max PN}$ (par exemple si γ_d en place = 108 % de γ_d maxPN, le taux de compactage convenable est de l'ordre de 104 %).

En plus des mesures et des essais décrits ci-dessus, le contrôle du compactage peut aussi s'appuyer d'une part sur des essais de laboratoire plus simples que l'essai PN mais liés à ce dernier par des corrélations et, d'autre part, sur des essais sur remblai à l'aide notamment de pénétromètres dynamiques légers, la précision obtenue étant toutefois variable.

Enfin le contrôle visuel d'exécution du remblai permet le plus souvent de déceler une teneur en eau excessive (phénomène de matelassage au passage des engins) ou insuffisante, surtout si ces observations visuelles ont pu être reliées à des contrôles quantitatifs antérieurs.

III.1 Introduction

Elle a été faite par le Laboratoire Géo Eco Consult Quality Controls.

Il comporte les études suivantes.

- Etude de sols fondation ;
- Etude des sols d'emprunt pour remblai.

On a recours à des essais de pénétration dynamique pour établir les coupes géologiques du site à étudier afin de savoir la nature des caractéristiques d'indentification, la résistance au cisaillement et de compressibilité.

Plusieurs essais ont été réalisés sur l'emprise de la fondation.

Parallèlement à ces essais, des sondages à la tarière ont été entrepris avec prélèvement d'échantillons intacts ; en vue d'analyses et d'essais de laboratoire qui ont pour but de déterminer

l'importance des diverses phases constituantes sur les résistances mécaniques du sol. On a procède à

- La description visuelle de l'échantillon ;
- Analyses physiques (densité apparente ; teneur en eau ; poids spécifique.....) ;
- Identification ;
- Essais mécaniques.

III.1.1 Expression des résultats

◆ Etude de stabilité

Nous étudierons la stabilité vis- à –vis du poinçonnement et la stabilité vis – à –vis de la rupture circulaire.

1- Stabilité de la fondation vis- à- vis du poinçonnement :

La contrainte maximum appliquée au sol sera de $\sigma_0 = \gamma H$

Avec σ_0 : Contrainte due au poids du barrage

γ : poids spécifique du matériau constituant le barrage

h : hauteur du barrage

si $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$

$H=9.87$

Nous avons $\sigma_0 = 157.92 \text{ KN/m}^2$ soit $\sigma_0 = 157.92 \text{ KPa}$

D'autre part la contrainte maximum σ_m que peut supporter le sol de fondation sera de :

$\sigma_m = C_u \times N_c$

Avec N_c : coefficient de capacité portante, fonction du rapport de la masse B du barrage à la hauteur de la couche compressible $D = B/D$ avec D : épaisseur de la couche de sol perméable

B : empâtement du barrage

C_u : cohésion non drainé du sol de la fondation

Nous prenons ici le cas le plus favorable au niveau du S1, S2 (voir tableau 14) donc le sol est essentiellement constitué le limon argileux sableux (LAS).

Avec $C_u = 32 \text{ KPa}$

$B = 40 \text{ m}$

$D = 3 \text{ m}$ d'où $B/D = 13.3$

D'après l'abaque de SALENCON et MANDEL du manuel « Remblai sur sols compressible », L.C.P. C donne la valeur de $N_c = 10$

D'où $\sigma_{max} = 320 \text{ KPa}$ Le coefficient de stabilité est donc :

$$F = \frac{\sigma_{max}}{\sigma} = \frac{320}{157.92} = 2.02$$

Donc $F > 1.5$ la stabilité vis à –vis de poinçonnement est assurée

Le coefficient de stabilité obtenue sont largement supérieur à 1.5 ($F > 1.5$), qui veut dire que la stabilité vis- à –vis de la rupture est assurée quelque soit le cas considéré.

2- Calcul à la main

Les méthodes manuelles ne doivent être réservées que pour des cas exceptionnels.

Le coefficient de sécurité obtenu par la méthode manuelle est de 3.01 tandis que ceux obtenus par les méthodes FELLENIUS et BISHOP sont respectivement.

Nous constatons que $F_{sF} < F_{sm} < F_{sB}$

Avec F_{sF} : coefficient de stabilité obtenu par la méthode de Fellenius

F_{sm} : coefficient de stabilité obtenu par la méthode manuelle

F_{sB} : coefficient de stabilité obtenu par la méthode Bishop

Cette différence est due probablement au choix des nombres de tranches donc de la largeur de chaque tranche car le plus ce nombre est grand plus la précision est grande.

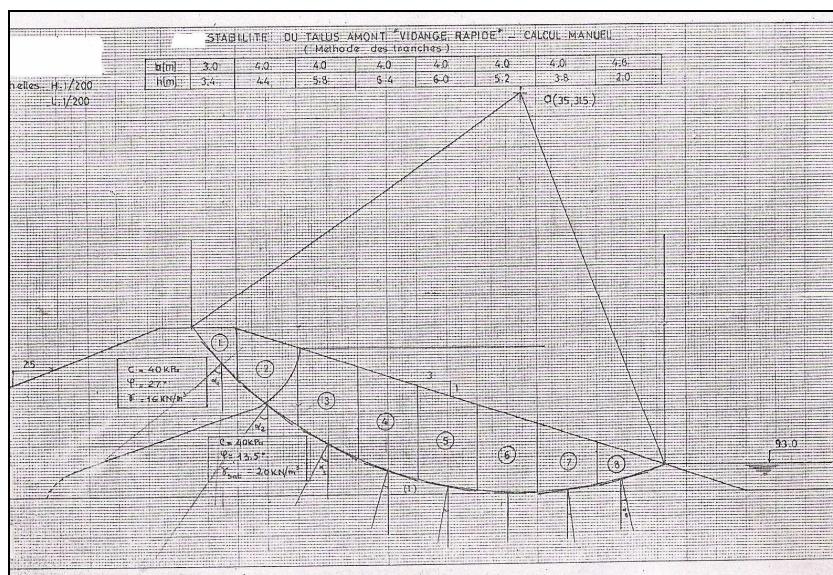


Figure 27: Stabilité du talus calcul Manuel

Cercle (I)		Coordonnées o : x=35 ; y = 31.5						$F_s = \frac{\sum \tau_{max}}{\sum \tau}$				
N°	1	surface $S = b * h$	Poids $W = S * \gamma$	α (°)	τ $w \sin \alpha$	N $w \cos \alpha$	u $(\gamma w * z)$	U (u*z)	N' (N-U)	N'tg ϕ	C'*l	τ_{max}
1	4.8	5.1	81.6	46	58.65	56	0	0	56.7	29	192	221
2	5.4	17.7	397.5	37	178.7	237.5	0	0	272.6	66	216	282
3	4.6	23.2	464.2	28	216.5	409	57.5	265.9	142.9	34.1	184	218
4	4.4	25.6	511.5	16	140.5	492.1	63.8	281.6	210.6	51	176	227
5	4.2	24.0	479.5	10	83	472.4	59.2	252	220.7	53	168	221
6	4.0	20.8	415.5	0	0	416	51.8	208	208	49.9	160	209
7	4.0	15.2	303.7	-8	-42.3	301	37.6	152	149	35.7	160	196
8	4.6	9.2	183.5	-15	-47.5	177.5	19.5	92	85	20.6	184	205
					590.2							1779

Tableau 9 : Résultats coefficient de stabilité calcul manuel

$$\text{D'où le coefficient de stabilité } F_s = \frac{\sum \tau_{max}}{\sum \tau} = \frac{1779}{590.2} = 3.01$$

$$F_s > 1.5$$

Toutes les stabilités sont ainsi assurées. Nous pouvons donc construire un Barrage en remblai à Ambatovy, qui a les caractéristiques suivantes :

- Côte de la fondation.....96.00
- Côte du niveau normal de la retenue98.00
- Hauteur maximal9.87m
- Longueur en crête131m
- Longueur maximal du plan d'eau1.24km
- Volume approximatif maximal du barrage54.000m³

◆ Résultats compacité

Les résultats compacité sont représentés sur les annexes (2 à 5) ci-dessus. Suite à des essais présentés dans le tableau ci-dessus, donc la valeur de la compacité est supérieur 95%.

- Les résultats des essais en Laboratoire sont donnés sur tableau 12.

GENERAL INFORMATIONS				SIEVE ANALYSIS												
Sample	Date	Depth	Natural	16	12	10	8	6,3	4	2	1	0,53	0,4	0,3	0,2	0,08
N°	of sampling	(m)	water content													
G-C 0103	01/08/2008		32,1		100	99	99	98	98	97	97	96	95	95	93	86
G-C 0128	12/09/2008		26,4		100	100	100	99	97	94	90	85	83	81	76	68
G-C 0129	16/06/2008	0,0-2,50	96,1						100	98	95	0	0	0	88	84
G-C 0130	16/06/2008	2,5-4,00	44,4	96	92	88	85	79	70	58	46	39	36	34	30	25
G-C 0131	16/06/2008	2,5-4,00	47,2	94	91	88	84	80	72	48	40	31	30	28	27	24

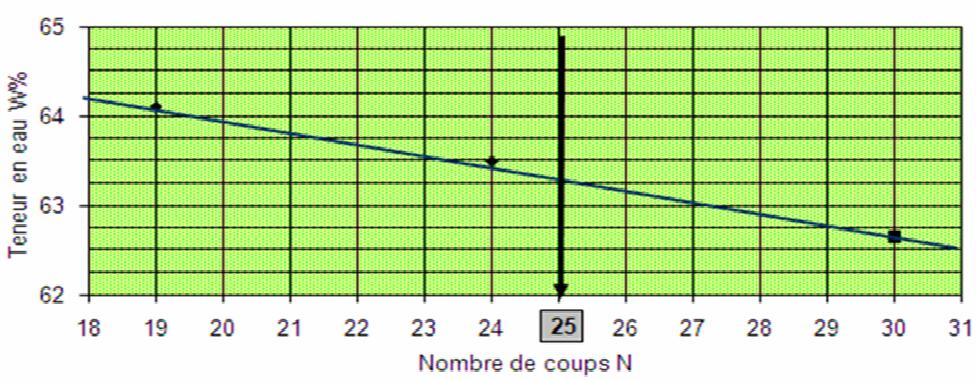
Tableau 10: Résultats granulométriques

GENERAL INFORMATIONS				ADDITIONNAL CHARACTERISTICS						
Sample	Date	Depth	Natural	Atterberg Limits			Normal Proctor			
N°	of sampling	(m)	water content	WL	WP	IP	Yd (KN/m³)	w (%)		
GC0103	01/08/2008		32,1	54	41	14	14.95	28.6		
GC0128	12/09/2008		26,4	63	46	18	17.2	17.8		
G-C 0129	16/06/2008	0,0-2,50	96,1	64		22	12.5	42.4		
G-C 0130	16/06/2008	2,5-4,00	44,4	47		19	16.7	23.1		
G-C 0131	16/06/2008	2,5-4,00	47,2	45		18	18.5	16.4		

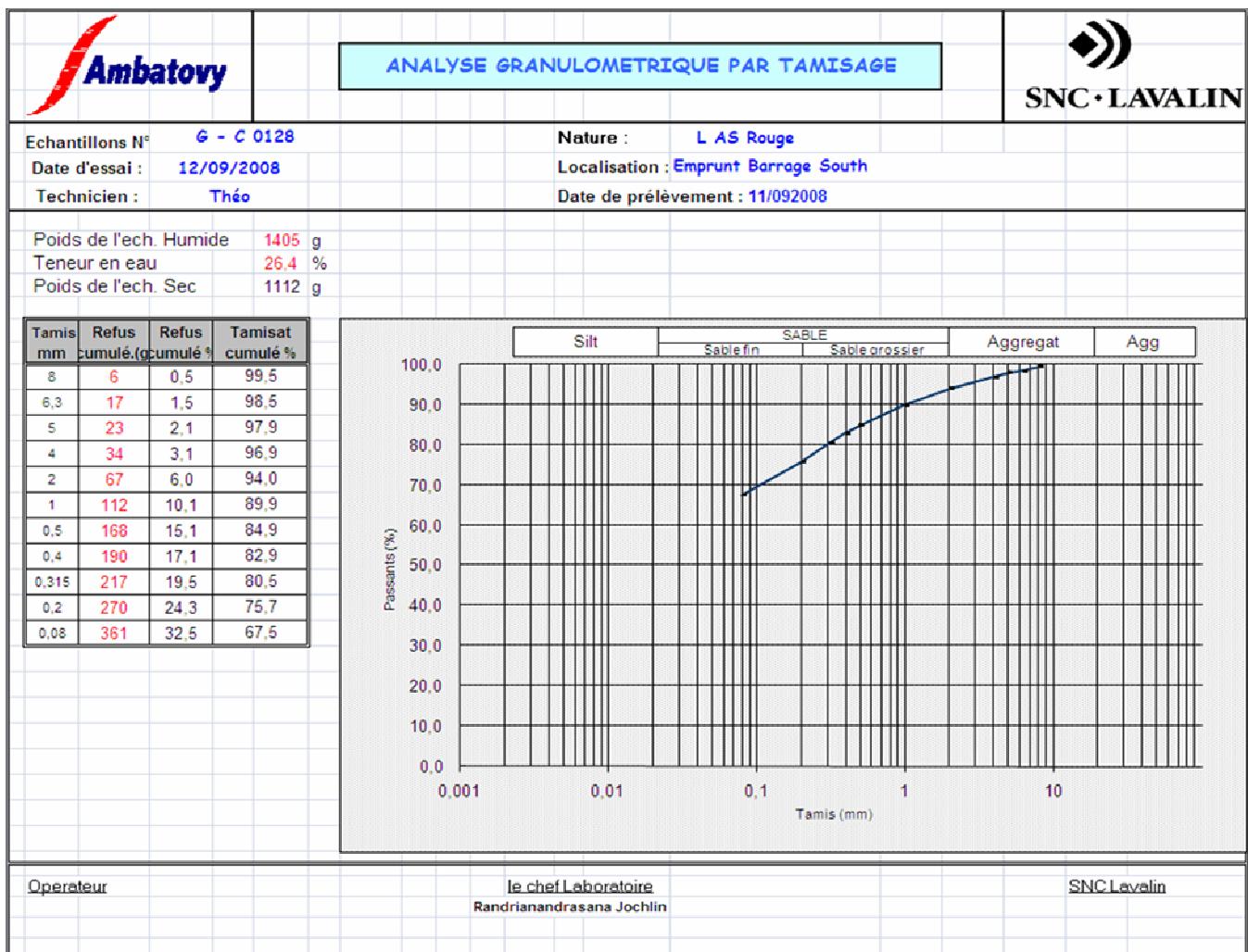
Tableau 11: Résultats Limites d'Atterberg ; Proctor Normal

Les résultats

		ESSAI PROCTOR							
Echantillons N° :	G - C 0128	Nature du materiel :	LAS Rougeatre						
Date d'essai :	12/09/2008	Localisation :	Emprunt Barrage South						
Teneur en naturelle :	26,4%	Date de prélèvement :	11/09/2008						
Titulaire :	COLAS	Type d'essai réalisé :	PROCTOR Normal : <input checked="" type="checkbox"/>						
POINTS		1	2	3	4				
T E N E R E A U	Tare N°	G20	G7	G5	G12				
	Poids de la tare (1)	37,4	38,6	40	38,6				
	Poids matériau humide + Tare (2)	278	279,1	251,6	272				
	Poids matériau sec + Tare (3)	249,6	247	218,9	229				
	Poids d'eau (4) = (2) - (3)	28,4	32,1	32,7	43				
	Poids matériau sec (5) = (3) - (1)	212,2	208,4	178,9	190,4				
	Teneur en eau W(%) = 100 x (4) / (5)	13,38	15,40	18,28	22,58				
Teneur en eau moyenne (6) (%)		13,4	15,4	18,3	22,6				
P O I D S V O L U M I Q U E S	Poids d'eau ajoutée	0	60	120	180				
	N° moule	B	B	B	B				
	Poids du moule (7)	1696	1696	1696	1696				
	Poids matériau humide + moule	3387	3474	3567	3487				
	Poids matériau humide (9)=(8)-(7)	1691	1778	1871	1791				
	Volume du moule (10)	922,49	922,49	922,49	922,49				
	Poids volumique humide (rh)(11) = (9) / (10)	1,833	1,927	2,028	1,941				
Poids volumique sec (rs) $\rho_s = 100 \times \frac{\rho_h}{100 + w}$		1,617	1,670	1,715	1,584				
Yd opt (T/m³) :		1,72	W% opt:		17,8				
STANDARD PROCTOR GRAPHIC									
Operateur	Lab Manager			SNC Lavalin					
	Randrianandrasana Jochlin								

	LIMITES D'ATTERBERG			
Echantillons N°	G-C 0128	Nature du materiel	L A S Rougeatre	
Date essai :	12/09/2008	Localisation :	Emprunt barrage South	
Technicien :	Rabe	Date de prélèvement :	11/09/2008	
Teneur en eau naturelle Wn : 26,40%				
LIMITE DE LIQUIDITE				
	1	3	5	
Nombre de coup	19	24	30	
Tare N°	18	16	20	
Poids tare (1)	10,2	8,8	10,3	
Poids total humide (2)	24,97	19,1	22,01	
Poids total sec (3)	19,20	15,1	17,50	
Poids d'eau (4)=(2)-(3)	5,8	4	4,5	
Poids mat sec (5)=(3)-(1)	9,0	6,3	7,2	
Teneur en eau W (%)=(4)/(5)	64,1	63,5	62,6	
Teneur en eau moyenne W (%)	64,1	63,5	62,6	
	WL = W pour N=25	LL = 63,25	%	
LIMITE DE PLASTICITE				
Tare N°	Poids tare (g)	Poids total humide (g)	Poids total sec (g)	W%
1	9,9	17,6	15,2	45,3
6	9	16	13,8	45,8
Limite de plasticité :	WP = (W1 + W2) / 2		LP = 46 %	
Indice de plasticité :	IP = LL - LP		IP = 18 %	
Indice de consistance :	IC = (LL - Wn) / IP		IC = 3,6	
				
Operateur	Le chef Laboratoire Randrianandrasana Jochlin		SNC Lavalin	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy



	TENEUR EN EAU "SOL"					SNC-LAVALIN		
Essai :	G -C 128		Nature du Materiel:		L A S ROUGE			
Date d'essai :	12/09/2008		Localisation :		Emprunt Barrage South			
Titulaire :	SNC		Date de prélèvement :		11/09/2008			
		Echantillons N°01		Echantillons N°02		Echantillons N° 03		
		1	2	1	2	1		
Tare N°		G10	G1					
Poids de la tare (1)		39,4	38,3					
Poids matériau humide + Tare (2)		293,1	244,3					
Poids matériau sec + Tare (3)		242,7	199,3					
Poids d'eau (4) = (2) - (3)		50,4	45					
Poids matériau sec (5) = (3) - (1)		203,3	161					
Teneur en eau W(%) = 100 x (4) / (5)		24,79	27,95					
Teneur en eau moyenne (6) (%)		26,4						
Observation								
Les unités des mesures à utiliser sont : gramme (g) ; centimetre cm 3								
Operateur		Lab Manager		SNC Lavalin				
		Randrianandrasana Jochlin						

1. Matériaux d'emprunt

L'étude des matériaux utilisés pour la réalisation du corps de remblai a été faite par des sondages à la tarière. En vue de d'essai de laboratoire, des échantillons remaniés ont été prélevés.

2. Résultats de l'étude

Deux zones d'emprunt ont été choisies, l'une et l'autre sont à côté du barrage. Les résultats des essais sont donnés par le tableau ci-dessus.

N°Sondage		S1		S2	
Profondeur (m)		0.00 – 1.50	0.00 – 2.00	0.00 – 1.50	0.00 – 4.55
Nature du matériau		LAS Rougeâtre	LAS Rouge	LA Marron	LAS Jaune
IDENTIFICATION	Granulométrique par tamisage	10	100	-	-
		8	99.5	-	-
		6.30	98.5	-	100
		5	97.9	-	98.3
		4	96.9	100	97.8
		2	94	99.8	96.2
		1	89.9	97.1	94.3
		0.5	84.9	89.7	90.4
		0.4	82.9	86.4	87
		0.315	80.5	82.9	84.7
		0.2	75.7	76.7	83.4
		0.08	67.5	68	79.4
					62.8
Limites d'Atterberg	WL (%)	63.25	53.7	53.5	53.7
	WP (%)	46	34	39	34
	IP (%)	18	20	15	20
Proctor Normal	γ_{dopt} (T/m ³)	1.72	1.68	1.66	1.640
	W _{opt} (%)	17.8	20.6	25.2	23.45
TN	(%)	26.4	25.68	26.73	31.61

Tableau 12 : Résultats des essais en laboratoire

III.1.2 Interprétation des Résultats

1. Interprétation essais géotechniques en laboratoire

La réalisation des ces essais requiert la mise en œuvre de procédures normalisées et de matériels spécifiques. Elle ne peut être confiée qu'à des Laboratoires.

2. Matériaux et fondations meubles

Pour ce type de matériaux, globalement qualifié de sol, les essais sont réalisés sur des échantillons prélevés sur le terrain. Ces essais se répartissent en deux :

Essais d'identification : teneur en eau naturelle, granulométrie, limites d'Atterberg, poids spécifique des grains, poids volumique apparent...

Essais de compactage des matériaux des zones d'emprunt : essai Proctor Normal ;

Le nombre d'essais de chaque type est à adapter au volume probable du remblai, à sa hauteur, au nombre de matériaux de différents types utilisés (cas des barrages zonés) et à la variabilité naturelle des matériaux étudiés.

À titre indicatif, le programme minimal d'essais recommandés pour les matériaux d'emprunt de barrages en terre ne présentant pas de difficulté particulière est déterminé en fonction du volume de matériau à reconnaître.

- ✓ Série d'essais d'identification (teneur en eau naturelle, granulométrie, limite d'Atterberg) : un pour 5 000 à 10 000 m³ de matériaux à mettre en œuvre avec un minimum de cinq essais ;
- ✓ Essais de compactage (Proctor Normal et mesure du poids spécifique des grains) : un pour 15 000 à 25 000 m³ avec un minimum de cinq essais ;

► **Teneur en eau des matériaux fins**

Il convient que les matériaux d'emprunt aient une teneur en eau proche de celle de l'optimum Proctor normal. Mais, avant même de connaître cette valeur, on peut indiquer que lorsque les teneurs en eau sont inférieures à 10 ou supérieures à 40, les matériaux ont des caractéristiques médiocres et il peut être délicat de les utiliser comme emprunts.

► **Analyse granulométrique**

Les matériaux qui contiennent plus de 30 % d'éléments inférieurs à 80 µ sont probablement étanches; avec moins de 15 %, ils ne le sont probablement pas. Avant d'envisager une étanchéité artificielle du remblai, il convient de bien vérifier qu'on ne dispose pas de matériaux susceptibles de constituer un noyau étanche.

► **Limites d'Atterberg**

Les matériaux fins dont l'indice de plasticité est supérieur à 35 posent non seulement des problèmes de stabilité mais également de tassement, de gonflement et de mise en œuvre.

► **Proctor Normal**

À l'optimum (OPN), le degré de saturation est généralement compris entre 80 et 90 %, et la contrainte de pré consolidation se situe entre 100 et 200 kPa dans la grande majorité des cas. Par rapport à la teneur en eau optimale, la teneur en eau de mise en place des matériaux ne doit pas s'en écarter de plus de 2 ou 3 points (côté sec et côté humide) et même quelque fois moins.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude, nous pouvons avancer les conclusions suivantes :

En ce qui concerne le barrage en remblai, avant toute construction, il faut bien définir les objectifs qui déterminent leur conception. Lors du choix du site et faisabilité de l'ouvrage, les critères à considérer sont : critère technique et géologique.

Les barrages en remblai pourraient être l'objet de graves accidents si les investigations ne sont pas complètes ou défauts de conception.

Ainsi, les effets de l'eau doivent être particulièrement étudiés. Des moyens de contrôle doivent être adoptés tels drains, filtres. De même, le compactage doit être effectué et contrôlé afin d'éviter l'anisotropie.

Dans le cadre de notre mémoire, nous avons étudié le cas du barrage en terre Ambatovy dans la région Alaotra Mangoro. Après avoir défini le profil général du barrage, nous avons approfondi l'étude de stabilité du barrage et dimensionnement des ouvrages.

La multiplication des barrages en remblai est tout à fait souhaitable pour le développement de notre agriculture.

Nous ne prétendrons point avoir épuisé le sujet de manière exhaustive, certains points nécessitent des études particulières :

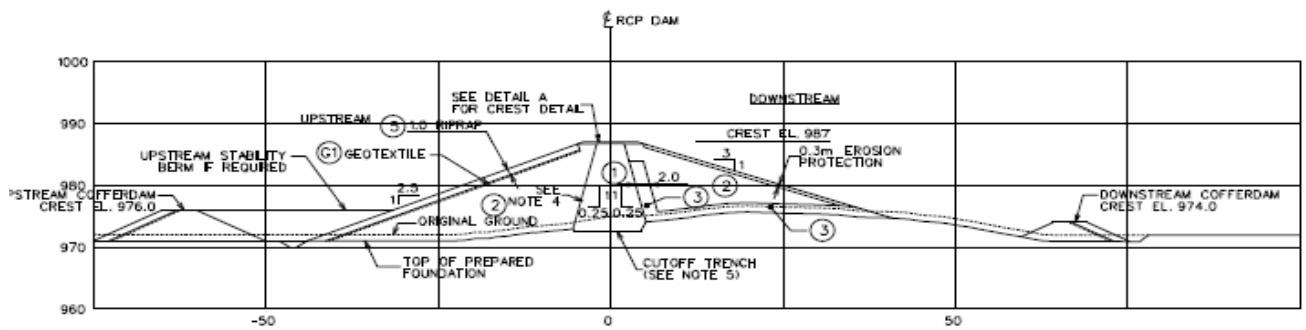
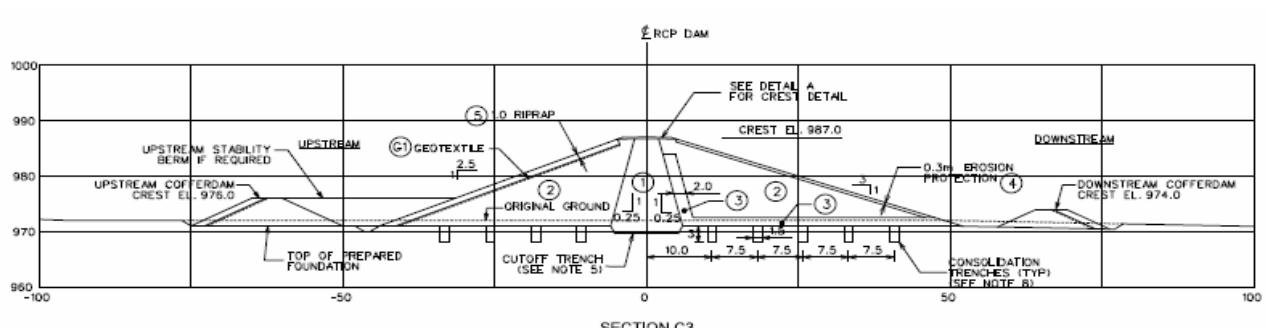
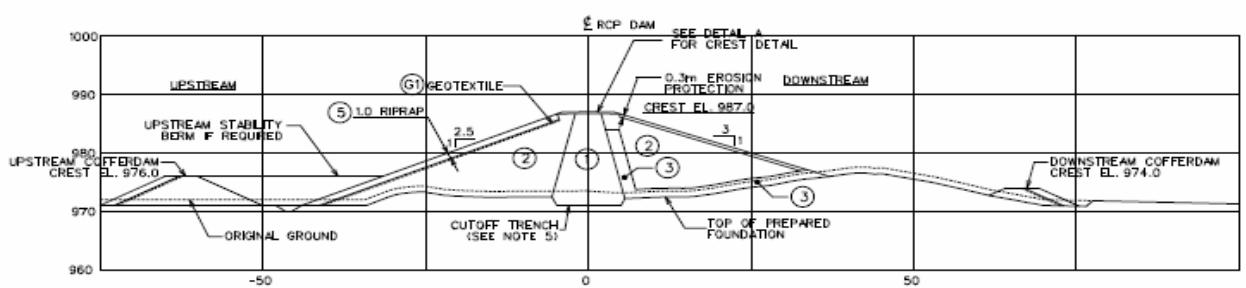
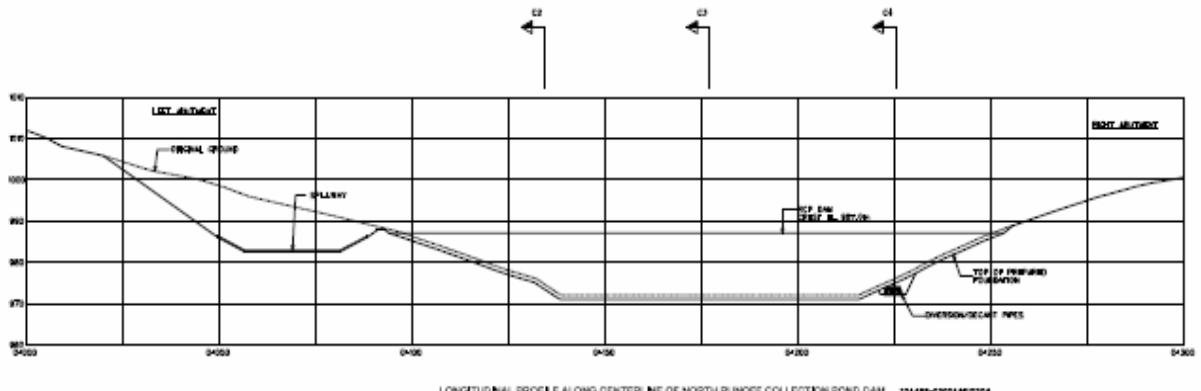
En premier, nous n'avons pas traité le laminage de crue, la notion d'auscultation et de surveillances qui sont primordiaux pour la pérennité de l'ouvrage.

Le second, L'étude des barrages à structure souple non encore réalisés à Madagascar.

ANNEXE

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatavu

Annexes 1 : dessin coupe transversale du barrage



Annexe 02 : compacité Corps noyau

Localization		Référence Proctor		Nucleodensimeter results				
Test	Position	γ_d (Kg/m3)	Water content	Wet density	Dry density	Water content	Compacity	Notes
			W%	Dw (Kg/m3)	Dd (Kg/m3)	W%	IC%	
1	X:216168369	1600	24,6	1907	1538	24,0	96,1	
	Y:7811374580	1600	24,6	1890	1522	24,2	95,1	
	Z:970148	1600	24,6	1901	1539	23,5	96,2	
		1600	24,6	1895	1530	23,9	95,6	
		1600	24,6	1901	1544	23,1	96,5	
2		1600	24,6	1895	1534	23,5	95,9	
		1600	24,6	1908	1533	24,5	95,8	
		1600	24,6	1893	1538	23,1	96,1	
		1600	24,6	1922	1547	24,2	96,7	
3		1600	24,6	1901	1539	23,5	96,2	
		1600	24,6	1901	1530	24,3	95,6	
		1600	24,6	1907	1552	22,9	97	
		1600	24,6	1892	1528	23,8	95,5	
4	X:21618369	1600	24,6	1901	1539	23,5	96,2	
	Y:7811374580	1600	24,6	1901	1530	24,3	95,6	
	Z:970791	1600	24,6	1907	1552	22,9	97	
		1600	24,6	1892	1528	23,8	95,5	
		1600	24,6	1895	1534	23,5	95,9	
5	X:2161683369	1620	24,4	1942	1571	23,6	97,0	
	Y:7911374580	1620	24,4	1922	1549	24,1	95,6	
	Z:971122	1620	24,4	1923	1552	23,9	95,8	
		1620	24,4	1936	1558	24,2	96,2	
	Z:971437	1620	24,4	1920	1554	23,6	95,9	
		1620	24,4	1921	1545	24,3	95,4	
		1620	24,4	1936	1565	23,7	96,6	
		1620	24,4	1922	1550	24,0	95,7	
6	Z:971761	1620	24,4	1925	1560	23,4	96,3	
		1620	24,4	1942	1563	24,2	96,5	
		1620	24,4	1920	1554	23,6	95,9	
		1620	24,4	1932	1558	24,0	96,2	
7	X:216168369	1620	24,4	1917	1560	22,9	96,3	
	Y:7911374580	1620	24,4	1906	1542	23,6	95	
	Z:970148	1620	24,4	1933	1571	23,0	97,0	
		1620	24,4	1917	1549	23,8	95,6	
		1640	21,7	1947	1571	23,9	95,8	
8	Z:972417	1640	21,7	1936	1566	23,6	95,5	

Annexe 03: Down stream

Test	Localization Position	Reference Proctor		Nucleodensimeter results				
		γ_d (Kg/m ³)	Water content	Wet density	Dry density	Water content	Compacity	Notes
				W%	Dw (Kg/m ³)	Dd (Kg/m ³)	W%	IC%
1/G	X:216133912	1670	18,8	1990	1605	24,0	96,1	
	Y:7911353621	1670	18,8	1975	1590	24,2	95,2	
	Z:971330	1670	18,8	1972	1597	23,5	95,6	
		1670	18,8	1995	1610	23,9	96,4	
		1670	18,8	1967	1598	23,1	95,7	
1/D	X:216136649	1670	18,8	2013	1617	24,5	96,8	
	Y:7811375637	1670	18,8	1998	1623	23,1	97,2	
	Z:971313	1670	18,8	1970	1587	24,2	95,0	
		1670	18,8	1972	1597	23,5	95,6	
		1670	18,8	1980	1593	24,3	95,4	
		1670	18,8	1964	1598	22,9	95,7	
		1670	18,8	1987	1605	23,8	96,1	
2/D	Z:971313	1670	18,8	1974	1595	23,8	95,5	
		1670	18,8	1976	1600	23,5	95,8	
		1670	18,8	1999	1608	24,3	96,3	
2/G	X:216133912	1670	18,8	1918	1605	19,5	96,1	
	Y:7811353621	1670	18,8	1923	1613	19,2	96,6	
	Z:971647	1670	18,8	1921	1600	20,1	95,8	
		1670	18,8	1929	1625	18,7	97,3	
		1670	18,8	1909	1593	19,8	95,4	
3/G	Z:971935	1670	18,8	1917	1597	20,1	95,6	
		1670	18,8	1934	1637	18,2	98,0	
		1670	18,8	1920	1608	19,4	96,3	
		1670	18,8	1914	1602	19,5	95,9	
4/G	Z:972284	1670	18,8	1923	1595	20,6	95,5	
		1670	18,8	1923	1600	20,2	95,8	
		1670	18,8	1905	1593	19,6	95,4	
		1670	18,8	1900	1603	18,5	96,0	
3/D	X:2161360049	1640	21,7	1893	1578	20,0	96,2	
	Y:7811375637	1640	21,7	1884	1565	20,4	95,4	
	Z:971891	1640	21,7	1893	1584	19,5	96,6	
		1640	21,7	1893	1596	18,6	97,3	
		1640	21,7	1882	1571	19,8	95,8	
4/D	Z:972230	1640	21,7	1888	1569	20,3	95,7	
		1640	21,7	1885	1576	19,6	96,1	
		1640	21,7	1892	1568	20,7	95,6	
		1640	21,7	1866	1561	19,5	95,2	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

		1640	21,7	1893	1571	20,5	95,8	
5/G	X:216133912	1670	18,8	1915	1593	20,2	95,4	
	Y:7811353626	1670	18,8	1916	1605	19,4	96,1	
	Z:972617	1670	18,8	1915	1598	19,8	95,7	
		1670	18,8	1926	1600	20,4	95,8	
		1670	18,8	1931	1613	19,7	96,6	
6/G	Z:972963	1670	18,8	1925	1600	20,3	95,8	
		1670	18,8	1921	1592	20,7	95,3	
		1670	18,8	1928	1613	19,5	96,6	
		1670	18,8	1923	1602	20,1	95,9	
7/G		1670	18,8	1920	1593	20,5	95,4	
		1670	18,8	1932	1617	19,5	96,8	
		1670	18,8	1923	1598	20,3	95,7	
		1670	18,8	1958	1623	20,6	97,2	
5/D	X:216136649	1670	18,8	1923	1607	19,7	96,2	
	Y:7811375637	1670	18,8	1924	1597	20,5	95,6	
	Z:972547	1670	18,8	1925	1600	20,3	95,8	
		1670	18,8	1928	1595	20,9	95,5	
6/D	Z:972861	1670	18,8	1923	1608	19,6	96,3	
		1670	18,8	1915	1588	20,6	95,1	
		1670	18,8	1928	1602	20,4	95,9	
		1670	18,8	1909	1593	19,8	95,4	
7/D	Z:973206	1670	18,8	1914	1603	19,4	96,0	
		1670	18,8	1919	1598	20,1	95,7	
		1670	18,8	1932	1625	18,9	97,3	
		1670	18,8	1917	1600	19,8	95,8	
		1670	18,8	1924	1610	19,5	96,4	
8/D	X:216136649	1670	18,8	1933	1613	19,8	96,6	
	Y:7811375637	1670	18,8	1918	1607	19,4	96,2	
	Z:973541	1670	18,8	1921	1593	20,6	95,4	
		1670	18,8	1921	1597	20,3	95,6	
		1670	18,8	1919	1603	19,7	96,0	
8/G	X:216133912	1670	18,8	1915	1588	20,6	95,1	
	Y:7811353621	1670	18,8	1909	1593	19,8	95,4	
	Z:973613	1670	18,8	1933	1623	19,1	97,2	
		1670	18,8	1936	1608	20,4	96,3	
		1670	18,8	1928	1622	18,9	97,1	
9/G	Z:973932	1670	18,8	1947	1618	20,3	96,9	
		1670	18,8	1927	1612	19,6	96,5	
		1670	18,8	1929	1598	20,7	95,7	
		1670	18,8	1928	1630	18,3	97,6	
		1670	18,8	1929	1610	19,8	96,4	
10/G	X:216133912	1670	18,8	1973	1597	23,6	95,6	
	Y:7811353621	1670	18,8	1977	1600	23,6	95,8	
	Z:974251	1670	18,8	1975	1598	23,6	95,7	
		1670	18,8	1971	1595	23,6	95,5	
		1670	18,8	1971	1595	23,6	95,5	
11/D	X:216136649	1670	18,8	1905	1593	19,6	95,4	
	Y:7811375637	1670	18,8	1918	1637	17,2	98,0	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

	Z:974506	1670	18,8	1915	1612	18,8	96,5	
		1670	18,8	1910	1598	19,5	95,7	
		1670	18,8	1915	1605	19,3	96,1	
24/D	Z:978610	1705	19,6	1989	1639	21,4	96,1	
		1705	19,6	1996	1633	22,2	95,8	
		1705	19,6	1979	1625	21,8	95,3	
		1705	19,6	1999	1645	21,5	96,5	
24/G	Z:978690	1705	19,6	2009	1632	23,1	95,7	
		1705	19,6	1981	1637	21,0	96,0	
		1705	19,6	1999	1627	22,9	95,4	
		1705	19,6	1991	1633	21,9	95,8	
25/G	Z:979933	1705	19,6	1981	1647	20,3	96,6	
		1705	19,6	1974	1625	21,5	95,3	
		1705	19,6	1975	1633	20,9	95,8	
26/G	Z:979217	1705	19,6	1975	1621	21,8	95,1	
		1705	19,6	1968	1620	21,5	95,0	
		1705	19,6	1986	1628	22,0	95,5	
27/G	Z:979514	1705	19,6	1974	1637	20,6	96,0	
		1705	19,6	1973	1632	20,9	95,7	
		1705	19,6	1965	1627	20,8	95,4	
28/G	Z:979821	1705	19,6	1969	1630	20,8	95,6	
25/D	Z:978945	1705	19,6	1965	1627	20,8	95,4	
		1705	19,6	1960	1640	19,5	96,2	
		1705	19,6	1963	1632	20,3	95,7	
26/D	Z:979261	1705	19,6	1977	1621	21,9	95,1	
		1705	19,6	1962	1633	20,1	95,8	
		1705	19,6	1977	1657	19,3	97,2	
27/D	Z:979586	1705	19,6	1962	1642	19,5	96,3	
		1705	19,6	1959	1628	20,3	95,5	
		1705	19,6	1969	1630	20,8	95,6	
28/D	Z:979811	1705	19,6	1971	1644	19,9	96,4	

Annexe 04 : compacité Up stream

Test	Localization Position	γ_d (Kg/m ³)	Nucleodensimeter results					
			Water content W%	Wet density Dw (Kg/m ³)	Dry density Dd (Kg/m ³)	Water content W%	Compacity IC%	Notes
1/NE	X:216181655	1600	24,6	1903	1526	24,7	95,4	
	Y:7811362154	1600	24,6	1901	1539	23,5	96,2	
	Z:970207	1600	24,6	1918	1546	24,1	96,6	
		1600	24,6	1897	1531	23,9	95,7	
2/NE	Z:970551	1600	24,6	1907	1534	24,3	95,9	
		1600	24,6	1909	1530	24,8	95,6	
		1600	24,6	1908	1542	23,7	96,4	
		1600	24,6	1907	1533	24,4	95,8	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

3/NE	Z:970873	1600	24,6	1902	1539	23,6	96,2	
		1600	24,6	1903	1552	22,6	97,0	
		1600	24,6	1894	1530	23,8	95,6	
		1600	24,6	1904	1544	23,3	96,5	
4/NE	X:216181655	1600	24,6	1890	1526	23,8	95,4	
	Y:7911362154	1600	24,6	1902	1533	24,1	95,8	
	Z:971214	1600	24,6	1902	1523	24,9	95,2	
		1600	24,6	1901	1530	24,3	95,6	
5/NE	Z:971563	1600	24,6	1896	1539	23,2	96,2	
		1600	24,6	1898	1530	24,1	95,6	
		1600	24,6	1899	1533	23,9	95,8	
		1600	24,6	1907	1528	24,8	95,5	
	Z:971973	1600	24,6	1899	1531	24,0	95,7	
		1600	24,6	1884	1523	23,7	95,2	
		1600	24,6	1900	1526	24,5	95,4	
		1600	24,6	1907	1528	24,8	95,5	
6/SE	X:216173861	1600	24,6	1899	1531	24,0	95,7	
	Y:7911354361	1600	24,6	1884	1523	23,7	95,2	
	Z:971973	1600	24,6	1900	1526	24,5	95,4	
		1600	24,6	1907	1528	24,8	95,5	
7/SE	X:216173861	1600	24,6	1901	1539	23,5	96,2	
	Y:7911354361	1600	24,6	1901	1533	24,0	96	
	Z:972311	1600	24,6	1890	1528	23,7	95,5	
		1600	24,6	1900	1546	22,9	96,6	
4/SE	X:216173861	1600	24,6	1891	1530	23,6	95,6	
	Y:7911354361	1600	24,6	1881	1522	23,6	95,1	
	Z:971286	1600	24,6	1906	1542	23,6	96,4	
		1600	24,6	1895	1533	23,6	95,8	
5/SE	Z:971619	1600	24,6	1906	1542	23,6	96,4	
		1600	24,6	1906	1534	24,2	95,9	
		1600	24,6	1904	1538	23,8	96,1	
		1600	24,6	1886	1525	23,7	95,3	
1/SE	X:216173861	1600	24,6	1905	1542	23,5	96,4	
	Y:7911354361	1600	24,6	1910	1555	22,8	97,2	
	Z:970263	1600	24,6	1896	1533	23,7	95,8	
		1600	24,6	1900	1538	23,6	96,1	
2/SE	Z:970607	1600	24,6	1892	1525	24,1	95,3	
		1600	24,6	1896	1533	23,7	95,8	
		1600	24,6	1914	1538	24,5	96,1	
		1600	24,6	1902	1531	24,2	95,7	
3/SE	Z:970953	1600	24,6	1921	1555	23,5	97,2	
		1600	24,6	1920	1546	24,2	96,6	
		1600	24,6	1918	1550	23,7	96,9	
		1600	24,6	1913	1533	24,8	95,8	
9/NE	X:216181655	1600	24,6	1910	1539	24,1	96,2	
	Y:7911362154	1600	24,6	1910	1528	25,0	95,5	
	Z:972851	1600	24,6	1911	1533	24,7	95,8	
		1600	24,6	1904	1523	25,0	95,2	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

10/NE	Z:973163	1600	24,6	1909	1530	24,8	95,6	
11/NE	Z:973472	1600	24,6	1921	1552	23,8	97,0	
		1600	24,6	1911	1533	24,7	95,8	
		1600	24,6	1910	1539	24,1	96,2	
6/NE	X:216181655	1600	24,6	1913	1528	25,2	95,5	
	Y:7911362154	1600	24,6	1921	1539	24,8	96,2	
	Z:971887	1600	24,6	1908	1531	24,6	95,7	
		1600	24,6	1918	1534	25,0	95,9	
7/NE	Z:972210	1600	24,6	1911	1533	24,7	95,8	
		1600	24,6	1911	1538	24,3	96,1	
		1600	24,6	1915	1530	25,2	95,6	
		1600	24,6	1900	1526	24,5	95,4	
8/NE	Z:972536	1600	24,6	1914	1541	24,2	96,3	
		1600	24,6	1906	1531	24,5	95,7	
		1600	24,6	1913	1526	25,3	95,4	
		1600	24,6	1906	1536	24,1	96,0	
11/SE	X:216173861	1600	24,6	1901	1530	24,3	95,6	
	Y:7911354361	1600	24,6	1914	1558	22,8	97,4	
	Z:973581	1600	24,6	1902	1539	23,6	96,2	
		1600	24,6	1901	1533	24,0	95,8	
8/SE	X:216173861	1600	24,6	1903	1525	24,8	95,3	
	Y:7911354361	1600	24,6	1900	1536	23,7	96,0	
	Z:972642	1600	24,6	1906	1531	24,5	95,7	
		1600	24,6	1913	1533	24,8	95,8	
9/SE	Z:972939	1600	24,6	1906	1536	24,1	96,0	
		1600	24,6	1916	1533	25,0	95,8	
		1600	24,6	1902	1523	24,9	95,2	
		1600	24,6	1921	1546	24,3	96,6	
10/SE	Z:973581	1600	24,6	1914	1547	23,7	96,7	
		1600	24,6	1906	1531	24,5	95,7	
		1600	24,6	1922	1555	23,6	97,2	
		1600	24,6	1896	1526	24,2	95,4	
12/SE	X:216173861	1670	18,8	1928	1595	20,9	95,5	
	Y:7911354361	1670	18,8	1918	1605	19,5	96,1	
	Z:973907	1670	18,8	1925	1600	20,3	95,8	
		1670	18,8	1919	1598	20,1	95,7	
		1670	18,8	1920	1595	20,4	95,5	
13/SE	Z:974228	1670	18,8	1923	1608	19,6	96,3	
		1670	18,8	1925	1602	20,2	95,9	
		1670	18,8	1924	1597	20,5	95,6	
12/NE	X:216181655	1670	18,8	1921	1598	20,2	95,7	
	Y:7911362154	1670	18,8	1924	1612	19,4	96,5	
	Z:973791	1670	18,8	1914	1588	20,5	95,1	
13/NE	Z:974107	1670	18,8	1895	1590	19,2	95,2	
		1670	18,8	1898	1597	18,9	95,6	
		1670	18,8	1937	1613	20,1	96,6	
		1670	18,8	1927	1610	19,7	96,4	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

14/D	X:216181655	1670	18,8	1923	1612	19,3	96,5	
	Y:7911362154	1670	18,8	1920	1607	19,5	96,2	
	Z:974421	1670	18,8	1917	1593	20,3	95,4	
14/G	X:216173861	1670	18,8	1929	1600	20,6	95,8	
	Y:7911354361	1670	18,8	1922	1622	18,5	97,1	
	Z:974.531	1670	18,8	1912	1595	19,9	95,5	
28/D	Z:978.770	1705	19,9	1983	1627	21,9	95,4	
		1705	19,9	1997	1637	22,0	96,0	
		1705	19,9	2004	1650	21,4	96,8	
28/G	Z:978.750	1705	19,9	1997	1630	22,5	95,6	
		1705	19,9	1995	1625	22,8	95,3	
		1705	19,9	2001	1635	22,4	95,9	
		1705	19,9	2000	1649	21,3	96,7	
29/G	Z:979.081	1705	19,5	1975	1640	20,4	96,2	
		1705	19,5	1977	1630	21,3	95,6	
		1705	19,5	1979	1625	21,8	95,3	
30/G	Z:979.407	1705	19,5	1963	1645	19,3	96,5	
		1705	19,5	1997	1656	20,6	97,1	
		1705	19,5	1941	1630	19,1	95,6	
31/G	Z:979.726	1705	19,5	2009	1652	21,6	96,9	
		1705	19,5	1951	1625	20,1	95,3	
		1705	19,5	1986	1633	21,6	95,8	
32/G	Z:980.074	1705	19,5	1969	1628	20,9	95,5	
		1705	19,5	1975	1621	21,8	95,1	
		1705	19,5	1977	1637	20,8	96,0	
33/G	Z:980.411	1705	19,5	1983	1647	20,4	96,6	
		1705	19,5	1964	1623	21,0	95,2	
		1705	19,5	1973	1627	21,3	95,4	
29/D	Z:979.120	1705	19,6	1987	1630	21,9	95,6	
		1705	19,6	1977	1656	19,4	97,1	
		1705	19,6	1977	1628	21,4	95,5	
30/D	Z:979.416	1705	19,6	1972	1635	20,6	95,9	
		1705	19,6	1973	1640	20,3	96,2	
		1705	19,6	1996	1647	21,2	96,6	
31/D	Z:979.728	1705	19,6	1977	1625	21,7	95,3	
		1705	19,6	1997	1657	20,5	97,2	
		1705	19,6	1975	1633	20,9	95,8	
32/D	Z:980.064	1705	19,6	1973	1639	20,4	96,1	
		1705	19,6	1965	1628	20,7	95,5	
		1705	19,6	1975	1657	19,2	97,2	
33/D	Z:980.391	1705	19,6	1962	1630	20,4	95,6	
		1705	19,6	1978	1635	21,0	95,9	
		1705	19,6	1974	1625	21,5	95,3	
34/D	Z:980.714	1705	19,6	1971	1623	21,4	95,2	
		1705	19,6	1973	1633	20,8	95,8	
		1705	19,6	1971	1639	20,3	96,1	
34/G	Z:980.728	1705	19,6	1979	1657	19,4	97,2	
		1705	19,6	1975	1635	20,8	95,9	
		1705	19,6	1970	1621	21,5	95,1	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

	1705	19,6	1967	1630	20,7	95,6	
	1705	19,6	1956	1637	19,5	96,0	
37/D Z:981.714	1620	24,6	1967	1549	27,0	95,6	
	1620	24,6	1974	1563	26,3	96,5	
	1620	24,6	1981	1592	24,4	98,3	
	1620	24,6	1969	1565	25,8	96,6	
38/D Z:982.063	1620	24,6	1963	1552	26,5	95,8	
	1620	24,6	1961	1549	26,6	95,6	
	1620	24,6	1976	1578	25,2	97,4	

Annexe05 : Compacité Filtre axe Gauche et Droite

Test	Localization	Reference Proctor		Nucleodensimeter results					
		Position	γ_d (Kg/m³)	Water content	Wet density	Dry density	Water content	Compacity	Notes
				W%	Dw (Kg/m³)	Dd (Kg/m³)	W%	IC%	
1axe/G	Z:971.397	184	1320	1320	1810	1720	5,2	93,5	Sable de Dune
		184	1320	1769	1689	4,7	91,8		
		184	1320	1754	1680	4,4	91,3		
2 axe/G	Z:971.762	184	1320	1784	1702	4,8	92,5		
		184	1320	1739	1671	4,1	90,8		
		184	1320	1770	1687	4,9	91,7		
3 axe/G	Z:972.106	184	1320	1765	1685	4,7	91,6		
		184	1320	1779	1693	5,1	92,0		
		184	1320	1775	1702	4,3	92,5		
3 axe/D	Z:972.071	184	1320	1739	1667	4,3	90,6	Sable de Dune	
		184	1320	1770	1689	4,8	91,8		
		184	1320	1738	1673	3,9	90,9		
4 axe/D	Z:972.420	184	1320	1773	1698	4,4	92,3		
		184	1320	1754	1684	4,2	91,5		
		184	1320	1774	1695	4,7	92,1		
1 Filtre /G	Z:972.420	184	1320	1759	1682	4,6	91,4	Sable de Dune	
		184	1320	1736	1671	3,9	90,8		
		184	1320	1758	1687	4,2	91,7		
2 Filtre /G	Z:971.791	184	1320	1796	1708	5,2	92,8		
		184	1320	1765	1687	4,6	91,7		
		184	1320	1775	1698	4,5	92,3		
3 Filtre /G	Z:972.153	184	1320	1770	1685	5,0	91,6		
		184	1320	1732	1663	4,1	90,4		
		184	1320	1761	1680	4,8	91,3		
1axe/D	Z:972.153	184	1320	1795	1713	4,8	93,1	Sable de Dune	
		184	1320	1751	1685	3,9	91,6		
		184	1320	1770	1698	4,2	92,3		
2axe/D	Z:972.153	184	1320	1775	1702	4,3	92,5		

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

		184	1320	1795	1708	5,1	92,8	
		184	1320	1754	1678	4,5	91,2	
3axe/D	Z:972.153	184	1320	1758	1685	4,3	91,6	
		184	1320	1774	1695	4,7	92,1	
		184	1320	1731	1671	3,6	90,8	
4 Filtre /G	Z:972.509	184	1320	1819	1722	5,6	93,6	Sable de Dune
		184	1320	1772	1689	4,9	91,8	
		184	1320	1769	1684	5,1	91,5	
5 Filtre /G	Z:972.844	184	1320	1784	1704	4,7	92,6	
		184	1320	1785	1698	5,1	92,3	
		184	1320	1743	1673	4,2	90,9	
6 Filtre /G	Z:972.173	184	1320	1760	1685	4,4	91,6	
		184	1320	1784	1695	5,3	92,1	
		184	1320	1767	1689	4,6	91,8	
4 axe/G	Z:972.467	184	1320	1739	1667	4,3	90,6	Sable de Dune
		184	1320	1757	1678	4,7	91,2	
		184	1320	1746	1671	4,5	90,8	
5 axe/G	Z:972.801	184	1320	1787	1698	5,2	92,3	
		184	1320	1787	1704	4,9	92,6	
		184	1320	1765	1689	4,5	91,8	
		184	1320	1774	1691	4,9	91,9	
6 axe/G	Z:973.135	184	1320	1781	1693	5,2	92,0	
		184	1320	1767	1689	4,6	91,8	
7 axe/G	Z:973.461	184	1320	1792	1704	5,2	92,6	
		184	1320	1772	1689	4,9	91,8	
		184	1320	1802	1709	5,4	92,9	
5axe/D	Z:972.153	184	1320	1806	1713	5,4	93,1	Sable de Dune
		184	1320	1765	1687	4,6	91,7	
		184	1320	1785	1698	5,1	92,3	
6 axe/D	Z:972.153	184	1320	1770	1700	4,1	92,4	
		184	1320	1767	1689	4,6	91,8	
		184	1320	1781	1695	5,1	92,1	
7 axe/D	Z:972.153	184	1320	1765	1687	4,6	91,7	
		184	1320	1781	1695	5,1	92,1	
		184	1320	1799	1715	4,9	93,2	
4 axe/D	Z:972.573	184	1320	1758	1685	4,3	91,6	Sable de Dune
		184	1320	1781	1693	5,2	92,0	
		184	1320	1757	1680	4,6	91,3	
5 axe/D	Z:972.914	184	1320	1735	1667	4,1	90,6	
		184	1320	1782	1689	5,5	91,8	
		184	1320	1762	1682	4,8	91,4	
6 axe/D	Z:973.263	184	1320	1776	1698	4,6	92,3	
		184	1320	1771	1685	5,1	91,6	
		184	1320	1780	1700	4,7	92,4	
8 axe/G	Z:973.816	184	1320	1854	1759	5,4	95,6	Sable de

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

								Dune
		184	1320	1759	1682	4,6	91,4	
		184	1320	1719	1656	3,8	90,0	
9 axe/G	Z:973.134	184	1320	1769	1689	4,7	91,8	
		184	1320	1806	1719	5,1	93,4	
		184	1320	1854	1777	4,3	96,6	
10 axe/G	Z:973.134	184	1320	1756	1680	4,5	91,3	
		184	1320	1768	1687	4,8	91,7	
		184	1320	1783	1695	5,2	92,1	
8 axe/D	Z:974.804	184	1320	1744	1667	4,6	90,6	Sable de Dune
		184	1320	1775	1689	5,1	91,8	
		184	1320	1764	1684	4,8	91,5	
9axe/D		184	1320	1733	1663	4,2	90,4	
		184	1320	1770	1691	4,7	91,9	
		184	1320	1790	1698	5,4	92,3	
10 axe/D		184	1320	1762	1682	4,8	91,4	
		184	1320	1753	1671	4,9	90,8	
		184	1320	1754	1680	4,4	91,3	
25 axe/D	Z:979.620	180	1420	1737	1665	4,3	92,5	Sable de Dune
		180	1420	1722	1654	4,1	91,9	
		180	1420	1750	1683	4	93,5	
26 axe/D	Z:979.680	180	1420	1724	1660	3,9	92,2	
		180	1420	1755	1676	4,7	93,1	
		180	1420	1735	1656	4,8	92,0	
27 axe/D	Z:979.930	180	1420	1752	1667	5,1	92,6	
		180	1420	1728	1652	4,6	91,8	
		180	1420	1708	1636	4,4	90,9	
28 axe/D	Z:979.940	180	1420	1753	1681	4,3	93,4	
		180	1420	1743	1660	5,0	92,2	
		180	1420	1729	1654	4,5	91,9	
29 axe/G	Z:979.940	180	1420	1733	1652	4,9	91,8	Sable de Dune
		180	1420	1763	1676	5,2	93,1	
		180	1420	1728	1652	4,6	91,8	
		180	1420	1744	1661	5,0	92,3	
		180	1420	1737	1656	4,9	92,0	
		180	1420	1772	1679	5,5	93,3	
29 axe/D	Z:979.940	179	1460	1725	1640	5,2	91,6	Sable de Dune
		179	1460	1752	1649	6,3	92,1	
		179	1460	1714	1634	4,9	91,3	
30axe/G	Z:979.940	179	1460	1699	1627	4,4	90,9	
		179	1460	1774	1672	6,1	93,4	
		179	1460	1725	1638	5,3	91,5	
25/G	Z:979.761	179	1420	1701	1632	4,2	91,2	Sable de Dune
		179	1420	1719	1636	5,1	91,4	
26/G	Z:980.182	179	1420	1728	1649	4,8	92,1	

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

		179	1420	1717	1641	4,6	91,7	
		179	1420	1710	1636	4,5	91,4	
		179	1420	1720	1638	5,0	91,5	
27/G	Z:980.511	179	1430	1727	1641	5,2	91,7	Sable de Dune
		179	1430	1732	1647	5,2	92,0	
		179	1430	1723	1638	5,2	91,5	
28/G	Z:980.872	179	1430	1729	1643	5,2	91,8	
		179	1430	1738	1652	5,2	92,3	
		179	1430	1725	1640	5,2	91,6	
29/G	Z:981.206	179	1430	1731	1645	5,2	91,9	
		179	1430	1710	1625	5,2	90,8	
		179	1430	1721	1636	5,2	91,4	
28/D	Z:980.537	179	1430	1727	1645	5,0	91,9	Sable de Dune
		179	1430	1772	1668	6,2	93,2	
		179	1430	1777	1672	6,3	93,4	
29/D	Z:980.866	179	1430	1746	1650	5,8	92,2	
		179	1430	1720	1640	4,9	91,6	
		179	1430	1704	1631	4,5	91,1	
30/D	Z:981.193	179	1430	1702	1625	4,7	90,8	
		179	1430	1713	1638	4,6	91,5	
		179	1430	1724	1641	5	91,7	
30axe/D	Z:981.136	179	1420	1745	1656	5,4	92,5	Sable de Dune
		179	1420	1724	1645	4,8	91,9	
		179	1420	1713	1636	4,7	91,4	
31axe/D	Z:981.452	179	1420	1770	1668	6,1	93,2	
		179	1420	1745	1654	5,5	92,4	
		179	1420	1771	1674	5,8	93,5	
31 axe/G	Z:981.114	179	1420	1725	1643	5,0	91,8	
		179	1420	1698	1624	4,6	90,7	
		179	1420	1720	1640	4,9	91,6	
32 axe/G	Z:981.448	179	1420	1719	1632	5,3	91,2	
		179	1420	1717	1640	4,7	91,6	
		179	1420	1747	1656	5,5	92,5	
30/G	Z:981.448	179	1430	1692	1624	4,2	90,7	Sable de Dune
		179	1430	1711	1634	4,7	91,3	
		179	1430	1758	1668	5,4	93,2	
31/G	Z:981.448	179	1430	1718	1640	4,8	91,6	
		179	1430	1731	1645	5,2	91,9	

Annexe 06 : Préparation échantillons LIMITES D'ATTERBERG

La plus ou moins grande maniabilité d'un sol provenant de ses éléments fins, on utilise un « mortier » du sol, ne comportant que ce qui passe à travers le tamis de 0.4mm. Il faut donc tamiser l'échantillon reçu.

Ne pas sécher avant de tamiser : on modifierait le comportement de certaines particules (même à 60°C pour les argiles), et la réhumidification serait très longue (24h à 48h) et aléatoire.

Mais opérer par voie humide :

- Placer le sol, dans le tamis, sur un récipient plus grand.
- Verser doucement de l'eau, et laver au pinceau.
- Puis laver séparément les gros éléments (refus), sur le même récipient.
- Laisser reposer ; décanter.
- Laisser sécher jusqu'au point désiré, sans chauffer.

1. Limite de liquidité

1) Matériel utilisé

- a. Appareil de Casa grande



Figure 29: Appareil de casa grande

Coupelle métallique (calotte sphérique), qui tombe de 10mm (Came) sur un socle en bois bakélite de dureté bien déterminée. Dimensions et caractéristiques sont fixées avec précision.

- b. Outil à rainurer

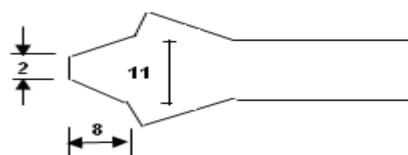


Figure 30: Rainurer

Permet de faire, dans le mortier placé dans la coupelle, une rainure de forme et dimensions bien définies (largeur contre la coupelle : 2mm).

2) Mode opératoire

Principe :

On creuse une rainure dans le mortier de la coupelle, puis on tourne la manivelle. Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à la fermeture sur 1cm de longueur environ en 25 chocs.

Processus

Préparation de l'échantillon

Amener l'échantillon à une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité : on fera des essais successifs en laissant évaporer l'eau .éventuellement, procéder par tâtonnements.

Mise en place de l'échantillon

Mise en place à la spatule, de façon bien homogène. Epaisseur au centre : 15 à 20 mm.

Pour tour sensiblement horizontal.

Essai proprement dit

1.Faire une rainure dans l'axe de la coupelle, outil sensiblement perpendiculaire à cette coupelle.

2.Tourner la manivelle : 2chocs par seconde. Observer le fond aa' de la rainure, et compter le nombre de chocs. Arrêter lorsque la fermeture de aa' s'est produite sur 1 cm environ. La limite de liquidité est la teneur en eau du sol pour lequel cette fermeture se produit au bout de 25 chocs.

3.Recommencer :

- Si le nombre de chocs a été inférieur à 15(laisser sécher un peu),
- Si ce nombre a été supérieur à 35(ajouter un peu d'eau, et bien homogénéiser).

4.Si $15 \leq n \leq 35$, déterminer la teneur en eau w . Pour cela :

- Prélever un peu de mortier d'une côté de la rainure, et un peu de l'autre ;
- lacer chaque prise sur un « verre de montre »tare ;
- Peser immédiatement ;
- Porter au four pour dessiccation complète ;
- Peser sec.

D'où :

5.Mais le nombre de chocs aura rarement été 25. Il faut donc :

Soit recommencer en faisant varier w ; on pourra tracer la courbe $\omega = f(w)$ et en déduire w correspondant à $n = 25$ (fig. 90) ; 25 connaissant w_1 et w_2 correspondant à $n = 25$ (fig.90) ;

Soit trouver un moyen de déterminer w correspondant à $n = 25$ connaissant w_1 et w_2 correspondant à deux autre valeur n_1 et n_2 (ou simplement en fonction d'un couple w_1 n_1)

C'est, en fait, ce dernier processus qui est le plus courant.

On a établi à cet effet une relation de la forme :

$$\frac{\omega' n}{\omega n} = \left[\frac{n}{n'} \right]$$

ω_n et $\omega_{n'}$ correspondant à la fermeture en n et n' coups, respectivement. D'où

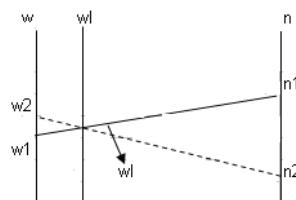
$$\omega_n = \omega_{n'} \left[\frac{n}{n'} \right]^k$$

et, en particulier

$$\omega_n = \omega_{n'} \left[\frac{n}{25} \right]^k$$

ω_l étant la limite de liquidité.

La valeur de l'exposant k varie suivant les organismes et les pays. En France, on prend généralement $k=0.121$. L'abaque correspondant est de la forme ci-dessous (fig 89)



En principe, une seule valeur de n suffit pour avoir ω_l . En pratique, on détermine deux couples (ω_1, n_1) (ω_2, n_2), et on prend pour ω_l la moyenne des valeurs obtenues.

La précision est bonne quand n est compris entre 20 et 30 ; elle est acceptable entre 15 et 35

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. ALDECHELI M. « Fleuves et rivières de Madagascar »
2. ANTOINE (P.), Barbier (R.), 1973 - Les problèmes géologiques posés par les barrages de faible hauteur, Annales I.T.B.T.P., série sols et fondations.
3. Comité Français des Géotextiles et Géo membranes, 1986 - Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans les systèmes de drainage et de filtration.
4. COUTURIER (B.), 1987 - Les études géologiques dans les projets de barrages, Thèse doctorat d'État, Université. Grenoble I, 350 p.
5. DUNGLAS J « Les ouvrages de génie civil »
6. GOUGUEL J « Application de la géologie aux travaux de l'ingénieur »
7. LANCHON R. « Cours Laboratoire Tomes 2 : compléments pour BTS DUT »
8. MATAR (M.), SALENÇON (J.), 1979 - Capacité portante des semelles filantes, Revue Française de Géotechnique.
9. HABIB (P.), 1980 - Cours de mécanique des sols, ENGREF.
10. RAHELINIRIANA Clotilde « Technique des Barrage en terre application au barrage D'Ambohidambinana » Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur
11. RAMANANTSOA B. « Etude des évacuateurs de crue et application aux petits barrages à fort débit de crue de projet » Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur des techniques de l'équipement Rural.
12. ROLLEY K. « Technique des Barrages en aménagement rural ».
13. Site d'internet :
✓ <http://www.riviere-du-leguer.com/>

TABLES DES MATIERES

PARTIE I : GENERALITES ET RAPPELS BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre.I Historique -----	3
I.1 Quelques exemples de grande barrages dans le monde-----	3
I.2 Les différentes types des barrages -----	3
I.2.1 Barrage poids-----	3
I.2.2 Barrage voûte -----	4
I.2.3 Barrage contreforts ou multi voûtes-----	4
I.2.4 Barrages mobiles à aiguilles-----	5
I.2.5 Barrages mobiles à battant -----	5
I.2.6 D'autres types de barrages -----	6
Chapitre.II Définition du profil général du barrage en terre -----	7
II.1 Hauteur de barrage-----	7
II.1.1 Hauteur normale de la retenue-----	7
II.1.2 Niveau des plus hautes eaux-----	7
II.1.3 Revanche -----	8
II.1.3.1 Hauteur des vagues -----	8
II.1.3.2 Vitesse des vagues -----	8
II.1.3.3 Revanche -----	8
II.2 Largeur en crête du barrage-----	9
II.3 Pente de talus-----	10
Chapitre.III Choix du site et faisabilité de l'ouvrage-----	11
III.1 Critères techniques -----	11
III.1.1 Topographie et apports du bassin versant -----	11
III.2 Géologie -----	12

PARTIE II CONCEPTION ET REALISATION DU BARRAGE EN REMBLAI A AMBATOVY

Chapitre.I Etudes topographique et hydrologiques -----	15
I.1 Etude topographique-----	15
I.1.1 Basin versant -----	15
I.1.2 Vallée de la rivière-----	16
I.1.3 Site du barrage-----	16
I.2 Etude hydrologique-----	16
I.2.1 Evaluation des apports-----	17
I.2.2 Estimation des débits de crue-----	17
Chapitre.II Etudes géologique et géotechnique -----	18
II.1 Echelle du bassin versant-----	18
II.2 Echelle de la cuvette -----	18

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

II.2.1 Travaux d'étanchéité -----	18
II.3 Echelle de la zone d'implantation -----	19
II.3.1 Cas de fondations rocheuses-----	20
II.3.2 Cas de fondations meubles -----	20
II.4 Essais d'identification -----	20
II.4.1 Essais mécaniques-----	20
II.4.1.1 Résistances au cisaillement-----	20
II.4.2 Essais hydrodynamiques -----	22
II.5 Echelle de la zone d'emprunt matériaux de construction -----	22
II.5.1 Identification et classification des sols-----	23
II.5.1.1 Teneur en eau naturelle W-----	23
II.5.1.1.1 Degré de saturation-----	23
II.5.1.1.2 Poids volumique-----	23
II.5.1.2 Limites d'Atterberg-----	23
II.5.1.3 Essai Proctor -----	24
II.5.1.4 Analyse granulométrique-----	28
Chapitre.III Etude de stabilité du barrage -----	31
III.1 Glissement rationnel: Méthode des tranches -----	31
III.2 Etude de l'équilibre d'un talus de barrage en terre par la méthode de FELLENIUS et de BISHOP-----	32
III.2.1 Méthode de FELLENIUS-----	33
III.2.2 Méthode de BISHOP-----	34
III.3 Stabilité mécanique de la fondation cas des ruptures planes-----	34
III.3.1 Stabilité en fin de construction-----	35
III.3.2 Stabilité en régime permanent-----	35
III.3.3 Vidange rapide -----	35
PARTIE III ETUDE D'UN CAS ET INTERPRETATION DES RESULTATS	
Chapitre.I Technique de construction -----	37
I.1 Situation géographique -----	37
I.1.1 Conception du remblai -----	37
I.1.1.1 Dispositif drainant du remblai -----	38
I.1.1.2 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain -----	39
I.2 Planche d'essai-----	42
I.2.1.1 La planche d'essai -----	42
I.2.1.2 Dimensions -----	42
Chapitre.II Mode de suivi et contrôle -----	44
II.1 Matériel -----	44
II.2 Les objectifs du contrôle-----	45
II.3 Le contrôle du compactage-----	46
Chapitre.III Caractérisation Géotechnique -----	47

Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau à Ambatovy

III.1 Introduction -----	47
III.1.1 Expression des résultats -----	48
III.1.2 Interprétation des Résultats -----	56