

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION.....	1
Chapitre I. GENERALITES.....	2
I. Quelques définitions	2
II. La géotechnique à l'étude d'un remblai routier	3
<i>II.1. Reconnaissance des sols</i>	4
II.1.1. Reconnaissance préliminaire.....	4
II.1.2. Étude géotechnique sommaire.....	4
II.1.3. Étude géotechnique spécifique	5
<i>II.2. Problèmes posés par la construction d'un remblai</i>	5
II.2.1. Problème de tassement.....	5
II.2.2. Problème de stabilité	6
Chapitre II. TECHNIQUES UTILISEES.....	7
I. Les essais in situ	7
<i>I.1. Le pénétromètre statique</i>	7
<i>I.2. Le pénétromètre dynamique</i>	9
II. Les essais en laboratoire	10
<i>II.1. Paramètres d'états</i>	11
II.1.1. Poids volumiques	11
II.1.2. Teneur en eau.....	12
<i>II.2. Paramètre d'identification</i>	12
II.2.1. Analyse granulométrique par tamisage.....	12
II.2.2. Limites d'Atterberg	13
II.2.3. Equivalent de sable.....	16
<i>II.3. Essai de compactage : Essai Proctor</i>	17
<i>II.4. Essai de portance : Essai CBR(Californian Bearing Ratio)</i>	19
<i>II.5. Essai de cisaillement : Essai triaxial</i>	19

II.6. Essai de compressibilité à l'oedomètre	20
II.7. Conclusion sur les études géotechniques	22
Chapitre III. APPLICATION.....	24
I. Localisation de la zone d'étude.....	24
II. Caractéristiques de la région.....	24
II.1. Relief.....	24
II.2. Végétation et situation climatique.....	25
II.3. Aperçu géologique.....	25
III. Synthèses des essais.....	25
IV. Calculs prévisionnels	30
IV.1. Pente du talus de remblai	30
IV.2. Amplitude des tassements.....	30
IV.3. Stabilité du remblai.....	31
IV.3.1. Stabilité au poinçonnement	31
IV.3.2. Stabilité au glissement rotationnel.....	31
V. Méthodes de construction adoptées.....	32
V.1. Franchissement par un ouvrage : Pont.....	32
V.2. Renforcement du remblai.....	32
VI. Proposition.....	33
CONCLUSION.....	35

LISTE DES ACRONYMES

- C B R : Californian Bearing Ratio.
- I O G A : Institut et Observatoire de Géophysique Antananarivo
- L C P C : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- L N T P B : Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment
- M S T G A : Maîtrise des Sciences et Techniques en Géophysique Appliquée

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Pénétrromètre statique.....	8
Figure 2 : Pénétrromètre dynamique.....	10
Figure 3 : Appareil de Casagrande.....	14
Figure 4 : Détermination graphique de la limite de liquidité.....	15
Figure 5 : Essai d'équivalent de sable.....	16
Figure 6 : Cercles de Mohr.....	20
Figure 7 : Cellule triaxiale.....	20
Figure 8 : Courbe oedométrique.....	21
Figure 9 : Aperçue géographique du cadre d'étude.....	24
Figure 10 : Essais pénétrométriques Pd13 et Pd14.....	27
Figure 11 : Coupe géotechnique de la zone d'étude.....	28

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Classement des matériaux.....	13
Tableau 2 : Degré de plasticité.....	15
Tableau 3 : Equivalent de sable.....	17
Tableau 4 : Caractéristiques principales des deux types d'essai Proctor.....	18
Tableau 5 : Compressibilité des sols selon C_c	22
Tableau 6 : Résultats des essais en laboratoire.....	26

INTRODUCTION

Les constructions routières jouent un rôle très important dans le moteur de développement d'un pays. Les routes permettent les bonnes mobilités des personnes et de leurs biens. Elles ont rendu possible les échanges et ont amélioré l'équilibre entre l'offre et la demande. En ouvrant de nouveaux marchés et de nouveaux horizons à l'activité des hommes, les constructions routières participent en fait à une nouvelle civilisation.

A Madagascar, la route tient une place primordiale parmi les infrastructures. La grande partie des transports est assurée par les voies routières.

La croissance des villes et le développement des agglomérations conduisent les constructeurs à ne plus écarter les sols de mauvaise qualité. Ces sols nécessitent un traitement particulier lors de la reconnaissance géotechnique ou pendant la construction.

Le Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment (LNTPB) organisme d'accueil de notre stage de fin d'étude nous a guidé et dirigé sur une étude géotechnique in situ et une étude géotechnique en laboratoire.

L'objectif de ce mémoire est de mettre en évidence l'importance de la géotechnique dans l'étude d'un remblai routier.

Nous avons divisé notre travail en trois grandes parties :

- la première partie est consacrée à l'aperçu général de la géotechnique et les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles
- la seconde partie concerne les études expérimentales utilisées
- la dernière partie se rapporte à une application à Vohipeno.

Chapitre I. GENERALITES

I. Quelques définitions

Au point de vue géotechnique, les matériaux constituant la croûte terrestre se divisent en deux grandes parties : Roches et Sols.

- **Matériau Roche**

Une roche est un agrégat naturel massif de matière minérale qui ne peut être fragmenté qu'au prix d'un grand effort mécanique.

On appelle aussi roches, les terrains qui ne subissent pas de modification sensible en présence d'eau.

- **Matériau Sol**

C'est un agrégat naturel de grains minéraux séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches.

Les sols sont les terrains qui sont susceptibles de déformation sous les fondations ou au contact des ouvrages.

- **Remblais**

Ce sont des ouvrages constitués de sols, en général compactés par couches. Ils peuvent poser des problèmes de stabilité de leurs pentes et de tassement des terrains sur lesquels ils reposent.

Une prévision fine de leur comportement passe par la connaissance précise des matériaux constitutifs, des protocoles de mise en œuvre et des conditions environnementales de l'ouvrage.

▪ Géotechnique

La géotechnique ou la mécanique des sols est une branche de la géologie qui sert à étudier les propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols en vue de leur application à la construction.

Les domaines d'application de la géotechnique sont nombreux et variés. Ils concernent la profession des travaux publics et du bâtiment.

Son domaine d'application comprend également des milieux naturels tels que les versants, les ouvrages en sol tels que les remblais et les déblais.

II. La géotechnique à l'étude d'un remblai routier

Dans le cadre de l'étude d'un remblai dans les travaux routiers, la géotechnique tient une place importante dans la phase de conception jusqu'à la phase de la réalisation pour assurer la qualité et le rendement de l'ouvrage à construire.

Toutefois, il y a une interaction étroite entre le comportement du sol environnant, le comportement géotechnique des terrains auquel il y a lieu d'ajouter les conditions d'exécution et le comportement de l'ouvrage en service. Il est donc nécessaire de procéder à une étude de sol.

Il s'agit de définir les contraintes géotechniques qui peuvent avoir une incidence directe ou indirecte sur la pérennité de l'ouvrage et sur ses conditions d'exécution.

Cette étude concerne :

- les propriétés géotechniques des sols qui permettent de déterminer leur portance, mais aussi qui conditionnent leur aptitude aux terrassements et leur tenue à court terme.
- les conditions hydrauliques qui ont une influence sur l'exécution des travaux et sur le comportement ultérieur de l'ouvrage et du sol environnant.

Les travaux routiers sont, dans la très grande majorité des cas, des ouvrages ayant des fondations peu profondes. Du fait de leur faible profondeur par rapport au terrain naturel, ces ouvrages affectent les terrains superficiels qui correspondent généralement :

- soit à des matériaux naturels (alluvions, éboulis),
- soit à une frange d'altération d'un substratum rocheux peu profond,
- soit à des terrains marécageux ou alluvionnaires, etc.

Le géotechnicien est donc confronté à des problèmes de reconnaissance spécifique inhérents à ces caractéristiques.

II.1. Reconnaissance des sols

La reconnaissance des sols est le fait de recueillir tous les renseignements nécessaires à l'élaboration d'un rapport géotechnique. La reconnaissance des sols permet de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle fournit aussi des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche afin de déterminer et dimensionner les systèmes de fondations possibles.

La reconnaissance des sols se fait en trois étapes : la reconnaissance préliminaire, l'étude géotechnique sommaire et l'étude géotechnique spécifique.

II.1.1. Reconnaissance préliminaire

La phase initiale se porte sur la documentation, pendant laquelle on examine l'étude antérieure. Elle est suivie directement d'une reconnaissance sur le terrain. La reconnaissance préliminaire consiste à déterminer, à l'aide des documents existants, les types des sols et les éléments manquants et nécessitant la descente sur le lieu ou sur le terrain.

Les renseignements recueillis à ce stade permettent de choisir le type d'ouvrages adapté. La consistance de l'étude géotechnique dépend des études préliminaires mais il se peut qu'on ne dispose d'aucun document du lieu à étudier.

II.1.2. Étude géotechnique sommaire

Cette étape a pour objet de définir plus précisément la stratigraphie et les caractéristiques mécaniques des sols. Les résultats obtenus doivent permettre de juger l'homogénéité des sols et de localiser les zones difficiles tels que les sols compressibles, les zones instables, etc.

Il y a lieu de prévoir des forages (destructifs, carottés) permettant de tester l'homogénéité des sols et de caractériser les familles de sols rencontrés par des essais classiques de mécanique des sols.

Les résultats de ces essais permettent d'établir la coupe schématique du sol, suivant le profil en long du tracé étudié.

II.1.3. Étude géotechnique spécifique

Cette étape n'est appliquée que lorsque des problèmes spécifiques tels que la nature des ouvrages, le mode d'exploitation ou la localisation pourraient provoquer un effet déterminant sur la pérennité de l'ouvrage et que leur résolution passe par une parfaite connaissance des paramètres liés à la mécanique du sol.

A la différence de la géotechnique sommaire, cette dernière doit définir d'une façon précise la géométrie des différentes couches ainsi que leurs caractéristiques d'identification, de résistance au cisaillement et de compressibilité.

Cette étude spécifique doit se conclure par un rapport fournissant tous les éléments nécessaires à la compréhension et à la résolution des problèmes posés et comportant, si besoin est :

- le dimensionnement des fondations spéciales
- les calculs de tassement et de stabilité
- des recommandations sur les remblais et leur compactage

II.2. Problèmes posés par la construction d'un remblai

Lorsqu'on projette de construire un remblai routier sur un sol compressible, on pense tout de suite aux problèmes de tassement et de stabilité.

II.2.1. Problème de tassement

Le tassement est une déformation verticale lente du sol sous le poids de l'ouvrage. Les sols sont sujets à des grands tassements lorsqu'ils sont chargés. Ce phénomène est lié à la nature des sols surtout pour les sols compressibles.

Le tassement se traduit au centre du remblai par un enfoncement vertical. L'amplitude de ce tassement diminue au fur et à mesure que l'on s'éloigne latéralement de ce point. La surface supérieure du remblai se déforme.

Par conséquent, on ne peut pas mettre en service un tel remblai car cela nuit à sa bonne pérennité. Le tassement est donc un problème qu'il faut prévoir dès la conception du remblai.

II.2.2. Problème de stabilité

La mise en place d'un remblai sur un sol entraîne une augmentation de contrainte au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce sol se rompt en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements du terrain naturel autour du remblai.

L'étude de stabilité doit permettre de fixer le rythme et le mode de construction du remblai approprié pour l'obtention d'un coefficient de sécurité F égal ou supérieur à 1.5 (GEMRE : LNTPB).

Pour avoir une bonne qualité de remblai, il faut que les matériaux constituant ce remblai doivent :

- avoir suffisamment de cohésion pour assurer la liaison des grains en saison sèche afin d'éviter l'érosion
- avoir une teneur en eau largement inférieure à la teneur en eau naturelle du terrain
- avoir un poids volumique en place compris entre le poids volumique sec du Proctor normal et celui du Proctor modifié pour que la glissance ne soit pas trop élevée en saison pluvieuse
- ne pas être trop plastiques pour éviter le gonflement du sol.

Chapitre II. TECHNIQUES UTILISEES

Tout projet de construction doit être étudié avec des données complètes, ce qui suppose une bonne connaissance du sol.

Dans la pratique, toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in situ. La reconnaissance du terrain en place est donc un des préliminaires indispensables.

I. Les essais in situ

Il existe plusieurs essais pour la reconnaissance géotechnique in situ mais le plus utilisé est le pénétromètre.

On distingue deux types de pénétromètre suivant le mode d'enfoncement :

- le pénétromètre statique foncé à une vitesse constante par application d'une pression continue à l'aide d'un vérin
- le pénétromètre dynamique foncé par battage

1.1. Le pénétromètre statique

Le pénétromètre statique est constitué d'un tube extérieur de l'ordre de 5 à 10cm de diamètre, à l'intérieur duquel peut coulisser une tige terminée par un cône.

L'essai consiste à mesurer au moment de l'enfoncement la charge sur la tige et la charge sur le tube.

La charge Q_F reprise par le tube qui frotte dans le sol, détermine la valeur du frottement latéral moyen par unité de surface. (Source : LCPC)

$$f_s = \frac{Q_f}{S_1}$$

Où S_1 : surface latérale totale du tube extérieur

f_s : frottement latéral unitaire

La charge Q_p appliquée sur la tige détermine la résistance de pointe
(Source :LCPC)

$$q_c = \frac{Q_p}{S_p}$$

Où S_p :section maximum du cône

q_c : résistance unitaire

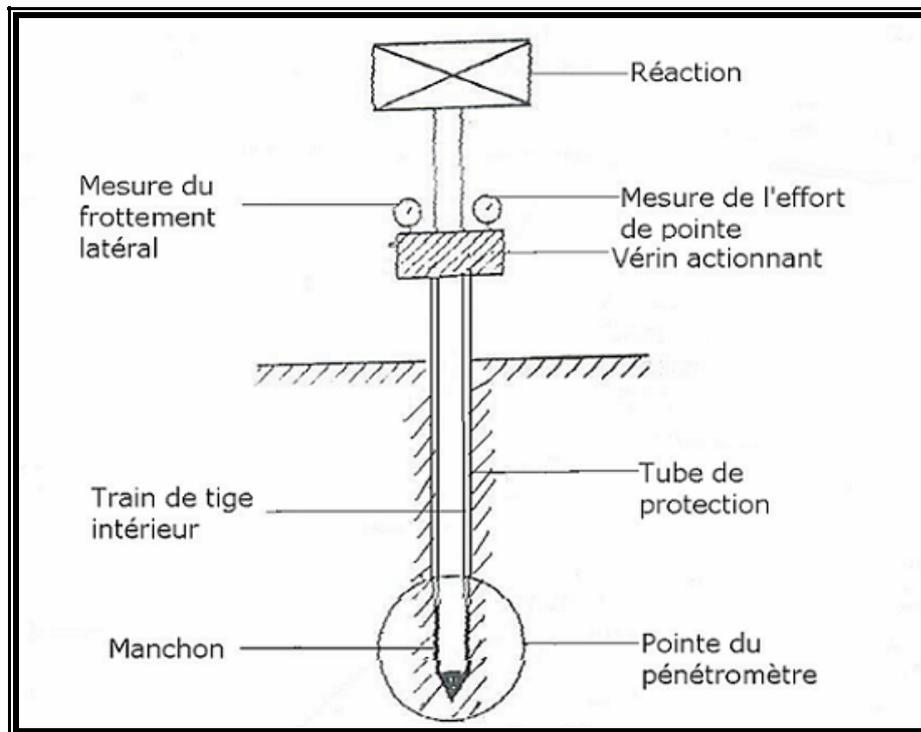


Figure 1 : Pénétromètre statique

On distingue généralement 2 types d'appareils :

Premièrement, le pénétromètre à cône mobile dans lequel l'effort de pointe est obtenu par pénétration du cône seul au dessous du fût. C'est le cas du pénétromètre Hollandais.

Deuxièmement, le pénétromètre fixe dans lequel le cône et le tube n'ont aucun mouvement relatif.

Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

Son emploi est cependant limité par les conditions d'accès pour les matériels lourds et du fait que les réactions obtenues pour les appareils légers ancrés dans le sol sont souvent insuffisantes. On est alors conduit à l'emploi d'un pénétromètre dynamique.

1.2. Le pénétromètre dynamique

Le pénétromètre dynamique permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. L'essai consiste à faire pénétrer dans le sol par battage une pointe métallique de section déterminée, portée par un train de tiges et à mesurer l'énergie nécessaire à son enfoncement sur une profondeur déterminée. On relève le nombre de coups (Nd) nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur h.

La résistance dynamique apparente (Qd) est calculée par la formule des hollandais :

$$Q_d = \frac{M}{M + M'} \times \frac{M g h}{A e} \quad (\text{Source : Méthodologie de reconnaissance de LNTPB})$$

M : masse frappante (masse du mouton)

M' : masse frappée (somme des masses enclume+tiges+tige guide+pointe)

A : surface de la plus grande section droite de la pointe

g : accélération de la pesanteur

e : intervalle moyen d'enfoncement égal à h/Nd

On doit utiliser la pénétration dynamique principalement dans les sols pulvérulents. Il permet de définir l'homogénéité d'un site et la cote du substratum. Il s'agit d'un essai de reconnaissance que l'on ne doit utiliser que pour avoir une idée qualitative de la succession des couches.

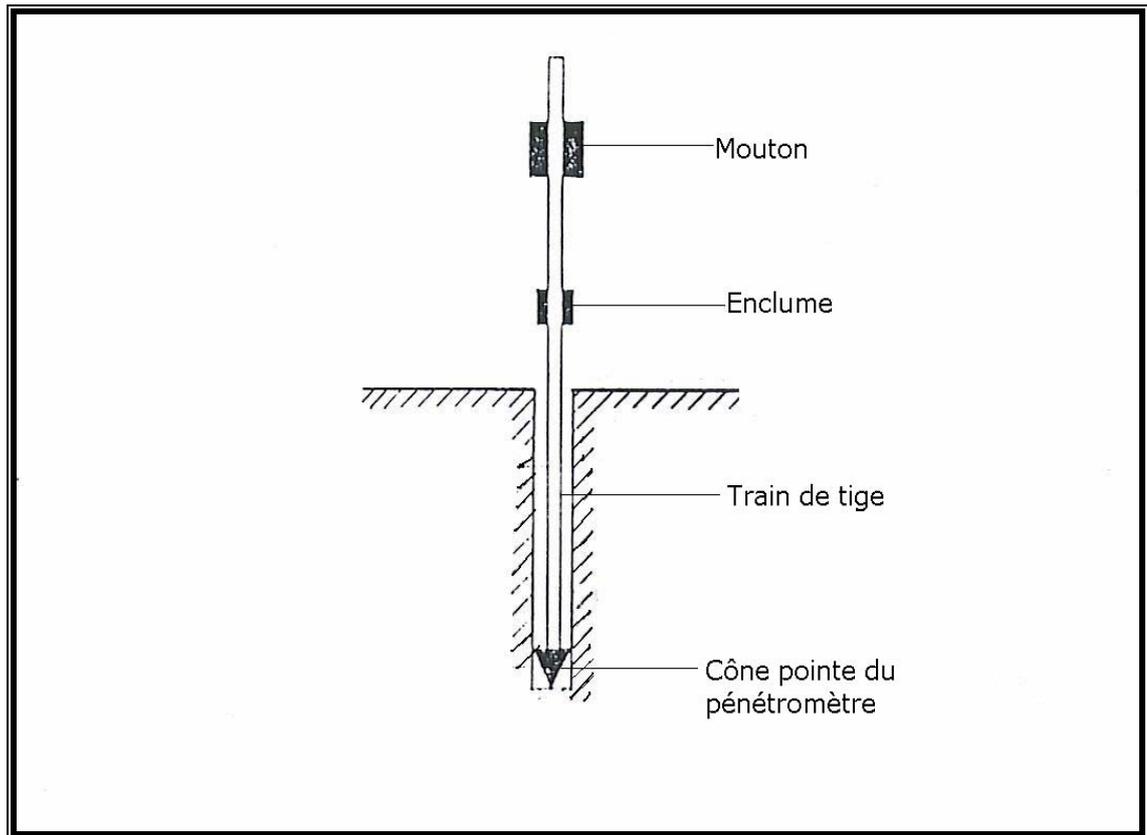


Figure 2 : Pénétromètre dynamique

Les essais au pénétromètre dynamique sont conduits jusqu'au refus, c'est à dire jusqu'à ce que la pointe rencontre un niveau suffisamment dur pour qu'elle ne puisse s'enfoncer davantage. Les résistances mesurées sont en fonction de la résistance sur la pointe et du coefficient de frottement le long du train de tiges et elles donnent des informations sur le sol récepteur de la fondation. Des abaques permettent de transformer cet essai en indication de portance.

II. Les essais en laboratoire

A l'heure actuelle, la réalisation d'un ouvrage ne se fait pas sans l'étude du sous sol. Naturellement, pour les travaux routiers, il est indispensable de connaître les caractéristiques géotechniques.

L'objectif essentiel de ces essais est de déterminer les caractéristiques géotechniques des matériaux non mesurables sur place.

Les résultats des essais in situ sont souvent incertains pour donner des précisions sur les caractéristiques des différentes couches de terrain.

Les sols sont constitués de trois éléments distincts de nature différente : élément solide tel que le sol proprement dit, élément liquide tel que l'eau, élément gazeux tel que la cavité.

L'interaction de ces trois éléments confère aux sols un comportement complexe. De nombreux paramètres sont donc nécessaires à leur description. On considère que les trois éléments cités plus haut sont répartis de façon homogène dans l'échantillon. Les essais de laboratoire permettent de définir, sur des éprouvettes pseudo - homogènes, la variation des caractéristiques du sol du site considéré en fonction de paramètres physiques.

II.1. Paramètres d'état

Avant d'étudier le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent le squelette, l'eau et le gaz d'un sol.

II.1.1. Poids volumiques

Poids volumique du sol humide (ou apparent) γ_h

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume.

$$\gamma_h = \frac{\text{Poids humide}}{\text{Volume}}$$

Poids volumique du sol sec γ_d

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

$$\gamma_d = \frac{\text{Poids sec}}{\text{Volume}}$$

II.1.2. Teneur en eau

Il est nécessaire de mesurer la teneur en eau des matériaux. La teneur en eau est exprimée en pourcentage du poids d'eau que le sol contient au poids du matériau sec.

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet d'apprécier l'état dans laquelle se trouve le sol.. La teneur en eau est définie par la formule :

$$W(\%) = \frac{\text{Poids d'eau}}{\text{Poids matériau sec}} \times 100$$

II.2. Paramètre d'identification

II.2.1. Analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique d'un sol a pour but de déterminer la répartition des grains de sols et des granulats en fonction de leur diamètre. Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau.

La granulométrie par tamisage consiste à fractionner à l'aide d'une série de tamis classés par ordre décroissant un matériau de sol.

Le poids des différents refus sont rapportés au poids initial de matériau, les pourcentages ainsi obtenus servent à l'établissement de la courbe granulométrique. Cette courbe granulométrique est établie en portant sur une graphique semi-logarithmique, en ordonnée (échelle arithmétique) les pourcentages des refus cumulés, en abscisse (échelle logarithmique) les dimensions des tamis et les modules correspondants.

Cette courbe permet de calculer les deux coefficients de forme : coefficient d'uniformité et coefficient de courbure, nécessaires pour la classification des sols.

Coefficient d'uniformité C_u :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Coefficient de courbure C_c :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}}$$

Où D_x est le diamètre pour lequel le tamisât cumulé est de x%.

Si $C_u < 2$: la granulométrie du sol est dite uniforme. Sinon elle est dite étalée ou variée.

On peut classer les matériaux suivant leur diamètre :

Tableau 1 : Classement des matériaux (Source : LNTPB)

Matériau	Diamètre
Bloc rocheux	>200mm
Cailloux	20mm à 200mm
Graviers	2 mm à 20 mm
Sables	0.02 mm à 2 mm
Limons	2 μ à 0.02 mm
Argiles	< 2 μ

II.2.2. Limites d'Atterberg

Sur un échantillon de mortier d'un sol préalablement desséché et pulvérisé, on fait croître la teneur en eau de façon homogène. Il passe progressivement de l'état solide à l'état plastique, puis à l'état liquide.

Le passage d'un état à un autre s'effectue évidemment d'une façon progressive. Mais, il existe des essais permettant de déterminer la teneur en eau pour laquelle cette transition peut se produire: limite de liquidité WL(marque le passage de l'état liquide à l'état plastique) et limite de plasticité WP(marque le passage de l'état plastique à l'état solide). Ces limites portent le nom de limites d'Atterberg.

Il y a donc trois états dans la consistance d'un sol :

- état solide : les grains sont très rapprochés les uns des autres, les frottements internes sont alors importants
- état plastique : sur une certaine plage de teneur en eau, le sol est semblable à un véritable pâte à modeler
- état liquide : les grains sont indépendants les uns des autres

Ces essais sont réservés pour les fractions du sol qui passent au tamis 0.40mm et qu'on appelle le mortier .

Le but de l'utilisation de ces limites est de définir l'état de plasticité d'un sol. Le principe, c'est la détermination de l'indice de plasticité $IP = WL - WP$ qui définit l'étendue du domaine plastique.



Figure 3 : Appareil de Casagrande (cliché de l'auteur)

➤ **Mesure de la limite de liquidité à partir de l'appareil de Casagrande**

Par définition, la limite de liquidité WL est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. Comme il est difficile d'obtenir la fermeture à 25 coups, un graphique donne en fonction des résultats obtenus sur les différents essais, la teneur en eau correspondant à 25 coups.

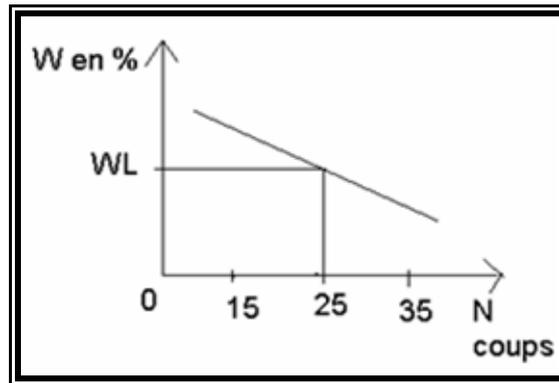


Figure 4 : Détermination graphique de la limite de liquidité

➤ **Mesure de la limite de plasticité**

Cet essai est réalisé après celui de la limite de liquidité..

Par définition, la limite de plasticité d'un échantillon est la teneur en eau exprimée en pourcentage du poids du matériau sec du rouleau qui se brise au moment où son diamètre atteint 3mm.

Les limites d'Atterberg visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol a un comportement plastique. La plasticité met en jeu la possibilité pour certains éléments du solide, de glisser sous l'effet des contraintes. Les limites d'Atterberg s'exprimant par des teneurs en eau montre bien l'importance de l'eau dans le phénomène de plasticité des sols.

Quelques valeurs de IP sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2 : Degré de plasticité (Source : LCPC)

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0 – 5	sol non plastique
5 – 15	sol peu plastique
15 – 40	sol plastique
> 40	sol très plastique

II.2.3. Equivalent de sable

L'équivalent de sable que l'on désigne par le symbole ES est déterminé par une méthode simple basée sur le repérage de la quantité de sable vrai contenue dans un sable plus ou moins souillé de matières argileuses ou colloïdales. Cet essai est appliqué notamment pour les sols grenus. Il est effectué sur des éléments inférieurs à 5mm.

On place l'échantillon dans une éprouvette contenant une solution normalisée destinée à disperser les particules de sol. Puis on le secoue énergiquement. On laisse ensuite reposer l'ensemble. Les éléments sableux tombent au fond de l'éprouvette. Au bout d'un temps fixé par la norme, on mesure la hauteur du dépôt solide et on la rapporte à la hauteur du floculat.

L'équivalent de sable est donné par la formule

$$ES = \frac{h_s}{h_s + h_a} \times 100 \text{ (Source : LNTPB)}$$

avec h_s : hauteur du sable

$h_s + h_a$: hauteur du floculat

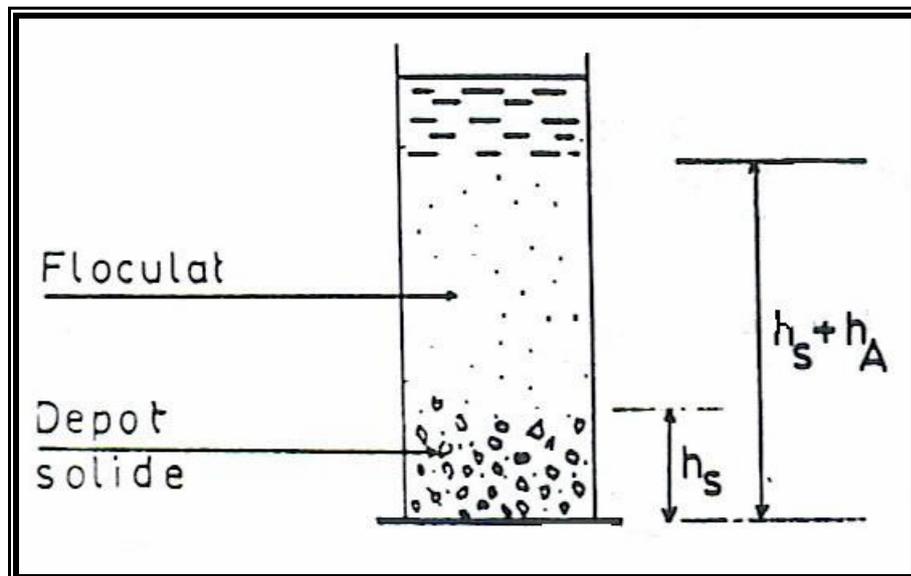


Figure 5 : Essai d'équivalent de sable

Nous donnons ci- dessous quelques valeurs de l'équivalent de sable :

Tableau 3 : Equivalent de sable (Source :LCPC)

Equivalent de sable	Propriété de sable
100	sable très propre
50 – 100	sable propre
30 – 50	sable pollué
< 30	sable très pollué

II.3. Essai de compactage : Essai Proctor

L'essai de compactage a pour but d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée. Le principe consiste à compacter avec une énergie définie un échantillon de sol remanié dans une moule normalisée et à mesurer le poids volumique sec obtenu. L'essai est recommencé pour différentes teneurs en eau.

Il existe deux types d'essai d'usage courant : l'essai Proctor Normal et l'essai Proctor Modifié. Ils diffèrent par l'énergie de compactage mise en œuvre.

On compacte avec une dame normalisée dans une moule standard l'échantillon de sol recueilli, ainsi on calcule la teneur en eau et densité sèche après compactage. Le sol est porté à une teneur en eau croissante et la courbe Proctor représentée par la densité en fonction de la teneur en eau donne la teneur en eau optimum et γ_d maximum.

Tableau 4 : Caractéristiques principales des deux types d'essai Proctor

(Source : LCPC)

Moule	Caractéristique de l'essai	Essai Proctor normal	Essai Proctor modifié
CBR $\Phi=152\text{mm}$ H=152 mm S=181.5 cm ²	Masse de dame	2490 g	4535g
	Diamètre de mouton	51 mm	51 mm
	Hauteur de chute	305 mm	457 mm
	Nombre de couche	3	5
	Epaisseur de chaque couche	4 cm	4.5 cm
	Nombre de coups/couche	55	55

Le compactage de l'échantillon qui ne doit pas contenir d'éléments supérieurs à 20 mm se fait par couches d'épaisseur déterminée sous un nombre donné de coups d'une dame de caractéristiques normalisées.

L'épaisseur des couches est de 4 cm pour l'essai Proctor normal et 2.5 cm pour l'essai Proctor modifié. On prélève enfin une partie de l'échantillon dans 2 godets tarés pour avoir la teneur en eau de l'essai après étuvage.

On déterminera γ_d théorique en passant par la formule :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{W(\%)+100} \times 100$$

La teneur en eau est celle du compactage.

Lorsqu'on connaît les valeurs de γ_d en fonction des teneurs en eau. On trace la courbe γ_d en fonction de la teneur en eau.

Les résultats se présentent sous la forme d'une courbe dont en abscisse la teneur en eau et en ordonnée le poids volumique sec. Cette courbe a un maximum dit "Optimum Proctor" normal ou modifié selon la nature de l'essai. Ce maximum définit la teneur en eau optimum et le poids volumique maximum.

II.4. Essai de portance : Essai CBR (Californian Bearing Ratio)

L'essai CBR a pour but de déterminer l'indice de portance pour le dimensionnement des chaussées souples à revêtement béton bitumineux. L'essai CBR mesure la résistance au poinçonnement des sols. C'est un nombre sans dimension exprimant en pourcentage le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau type Californian qui représente un enfoncement de 2.5 mm pour 70kg/cm² et de 5 mm pour 105kg/cm² pour stimuler l'effort de poinçonnement des routes. L'essai se fait sur échantillon remanié ou intact.

L'indice portant CBR est défini par le rapport exprimé en pourcentage de la pression obtenue sur le matériau de référence.

L'indice de portance CBR est déterminée par le maximum entre les 2 valeurs A et B tel que :

$$A = \frac{\text{Effort } F(2.5)}{1351} \times 100 \qquad B = \frac{\text{Effort } F(5.0)}{2026.5} \times 100$$

II.5. Essai de cisaillement : Essai triaxial

L'essai triaxial est un essai qui a pour objet de déterminer la résistance au cisaillement des sols. La résistance au cisaillement d'un sol est définie par la contrainte de cisaillement τ dans le plan de rupture, au moment de la rupture. Elle s'exprime en fonction de deux paramètres c et φ . On a donc une équation de Coulomb qui relie ces paramètres :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

σ étant la contrainte à la surface de la rupture.

L'essai triaxial a pour but de déterminer les paramètres c et φ , appelés respectivement cohésion et angle de frottement. L'essai consiste à appliquer sur l'échantillon d'une part une contrainte radiale σ_3 par l'intermédiaire d'un fluide comprimé, d'autre part une contrainte longitudinale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) par l'application d'une force axiale moyennant un piston. On fait croître le déviateur jusqu'à la rupture de l'éprouvette, la pression hydrostatique reste constante. On détermine les valeurs du déviateur à la rupture de 3 ou 4 éprouvettes identiques pour des pressions hydrostatiques différentes et on trace les cercles de Mohr

correspondants. Leur enveloppe est en général une droite nommée droite intrinsèque, que l'on caractérise par les paramètres c et φ .

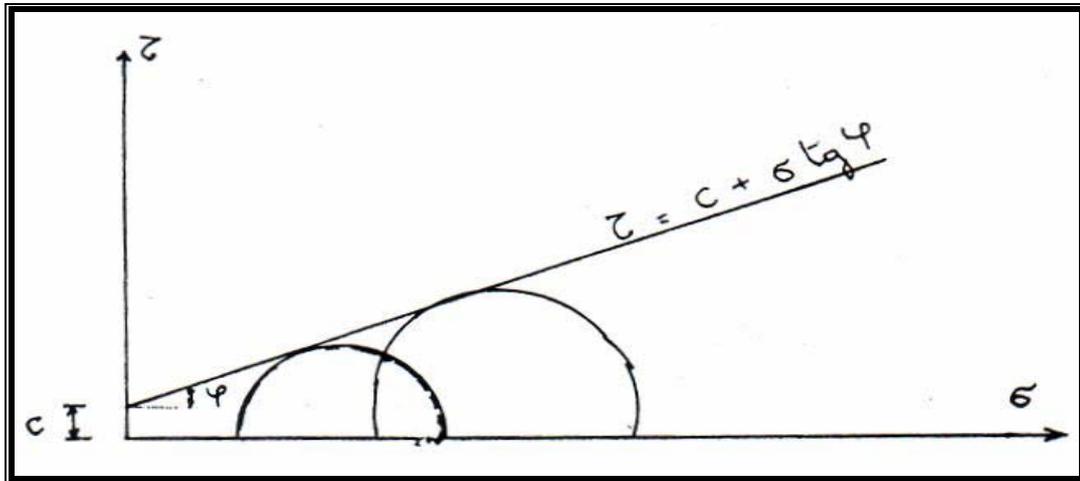


Figure 6 : Cercles de Mohr

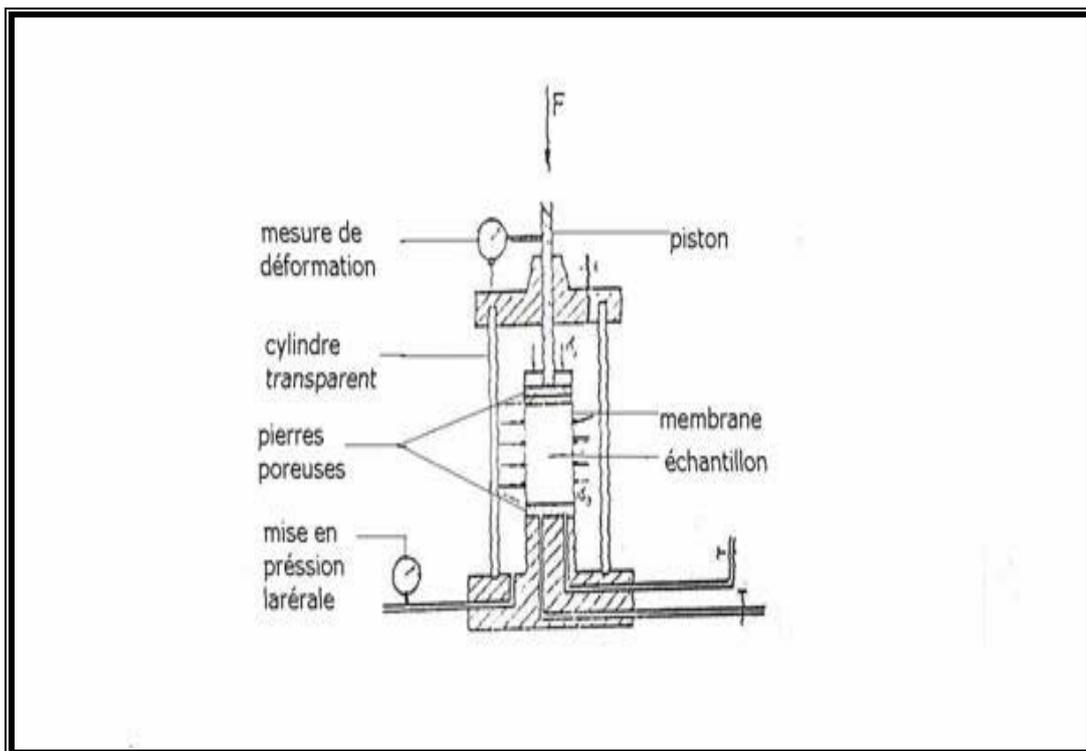


Figure 7 : Cellule triaxiale

II.6. Essai de compressibilité à l'oedomètre

L'oedomètre est un appareil qui permet d'établir sur un échantillon un diagramme de déformation verticale en fonction de la pression.

L'essai oedométrique a pour but d'étudier la consolidation d'échantillons des sols, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide. Pour évaluer donc les tassements d'un sol sous le poids d'une charge, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol qui sont déterminées à l'aide de l'essai de compressibilité à l'oedomètre.

Il faut donc déterminer les deux propriétés du sol suivant :

- l'indice de compression C_c qui indique la compressibilité du sol ;
- le coefficient de consolidation C_v qui permet de déterminer les temps de consolidation sous une charge donnée.

L'essai oedométrique permet de déterminer les paramètres intervenant dans l'étude des tassements et de leur évolution dans le temps. Il consiste à appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme et à mesurer le tassement correspondant au cours du temps.

L'essai est répété pour des valeurs croissantes de la charge en progression géométrique de raison égale à 2. Pour chaque charge, l'indice de vide en fin de consolidation est calculé et on trace la courbe oedométrique ($e - \log \sigma'$).

e : indice de vides

σ' : consolidation

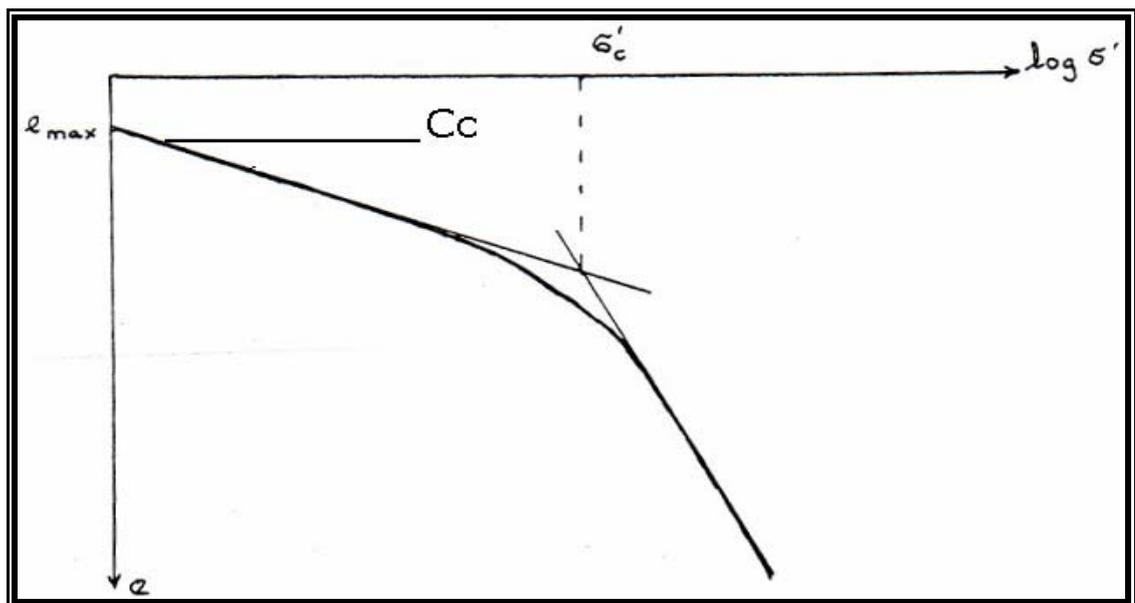


Figure 8 : Courbe oedométrique

Cette courbe permet de déterminer la pression de préconsolidation σ'_c et le calcul de l'indice de compression C_c .

L'essai oedométrique du sol permet aussi d'obtenir le module oedométrique E' nécessaire pour la détermination du coefficient de consolidation C_v , suivant la relation :

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w} E'$$

avec k : coefficient de perméabilité du sol

γ_w : poids volumique de l'eau

La valeur de C_v trouvée conduit à la détermination du temps de tassement t suivant la formule :

$$T_v = \frac{t}{H^2} C_v$$

Dans cet expression, H exprime l'épaisseur du sol compressible s'il est drainé en une seule face. Le facteur temps T_v étant une quantité sans dimension. Il se détermine en résolvant l'équation $U=f(T_v)$ où U étant le degré de consolidation.

C'est en fonction de C_c qu'on peut connaître la compressibilité d'un sol.

Tableau 5 : Compressibilités des sols selon C_c

Coefficient de compressibilité C_c	Nature
$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.02 < C_c < 0.05$	Sol très peu compressible
$0.05 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol fortement compressible

II.7. Conclusion sur les études géotechniques

Les éprouvettes de dimensions centimétriques ne peuvent représenter à elles seules le comportement d'un massif de sol qui peut s'étendre sur des dizaines, voire

des centaines de mètres. Par contre, elles conduisent à la définition des caractéristiques intrinsèques de la matrice du sol et de la loi de leur comportement quand les paramètres physiques varient. Un grand soin est donc primordial quant au choix et au prélèvement des échantillons. Les essais en place évitent d'abord les problèmes inhérents au prélèvement, notamment le remaniement du sol, et permettent de juger la dispersion et la qualité du sol dans le massif, ainsi que de délimiter spatialement des zones de faiblesse.

Le choix final des caractéristiques à retenir pour les calculs et leur répartition dans le massif du sol ne saurait être fait que par une confrontation des résultats des essais in situ et en laboratoire.

Chapitre III. APPLICATION

Nous prenons comme application le cas d'un remblai d'accès à une route à Vohipeno. Cette étude entre dans le cadre de la réhabilitation des voies de desserte dans la région de Vatovavy Fitovinany (zone Vondrozo – Vohipeno).

I. Localisation de la zone d'étude

La zone d'étude se trouve dans la province autonome de Fianarantsoa, région de Vatovavy Fitovinany, district de Vohipeno. Elle est située à 241km au Sud Est de Fianarantsoa dans la commune de Vohitrindry .

Le principal axe de la région est la route nationale n°12 reliant Vohipeno et Vangaindrano.

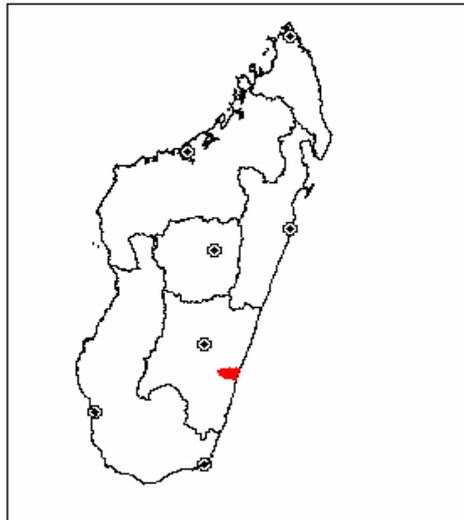


Figure 9 : Aperçue géographique du cadre d'étude

II. Caractéristiques de la région

II.1. Relief

Le relief est formé d'une alternance de montagnes et de plaines marécageuses.

On rencontre, par endroit, des rivières de grandes largeurs longeant les vallées des montagnes.

II.2. Végétation et situation climatique

Le remblai que l'on va étudier, dans le cadre de ce mémoire, traverse une zone fortement marécageuse, avec essentiellement une végétation formée de Viha (*Typhonodorum lyndlearum*). La zone est occupée en majeure partie par des rizières.

Outre, la région se trouve dans une zone à forte précipitation annuelle (supérieure à 1500mm), la saison de pluie commence au mois de novembre et se termine au mois d'avril.

II.3. Aperçu géologique

Les sols sont constitués des sols organiques noirâtres à dominance tourbeuse. On y rencontre parfois des tourbes jeunes marquées par la présence des débris végétaux.

III. Synthèses des essais

Les résultats des essais in situ et en laboratoire sont extraits dans les œuvres de RABAKOSON Hervé Noël et de RAKOTONAVALONA Maholy Harvel du LNTPB.

Les résultats des essais d'identification, de cisaillement, de compressibilité, ainsi que les résultats des essais en place sont reportés sur des feuilles d'essais de deux types différents :

- une feuille de résultat numérique (tableau 6),
- des feuilles de résultat graphique.

On regroupe ensuite par famille les sols géotechniquement homogènes et on définit après chaque famille en procédant à l'étude statistique des résultats caractérisant la nature, l'état et le comportement mécanique des sols susceptibles d'être regroupés dans la famille considérée.

Tableau 6 : Résultats des essais en laboratoire

N° SONDAGE		S1/Pd13	S1/Pd13	S2/Pd19	S2/Pd19	S3/Pd22	S3/Pd22	
PROFONDEURS (m)		1.20/ 1.50	3.50/ 3.80	0.80/ 1.10	2.50/ 2.80	0.75/ 1.05	1.50/ 1.80	
Nature apparente des sols échantillonnés		Argile molle tourbeuse grise à noire	Argile molle tourbeuse grise à noire	Tourbe noirâtre	Argile tourbeuse sableuse noirâtre	Argile limoneuse noirâtre	Tourbe argileuse noirâtre	
Caractéristique d'état	γ_h (kN/m ³)	12.8	12.7	11.2	14.4	15.6	12.4	
	W (%)	134.0	181.3	273.0	106.5	69.3	176.8	
	γ_d (kN/m ³)	5.5	4.5	3.0	7.0	9.2	4.8	
Identification	Granulo-sédimento % de passant à	2 mm	100	100	100	98	99	100
		0.4 mm	99	100	99	93	96	99
		80 μ	93	99	97	89	89	97
		20 μ	85	93	95	86	81	95
		2 μ	66	75	80	70	61	80
	Limites d'Atterberg	WL (%)	153	158	271	117	105	152
		WP (%)	90	79	153	58	60	85
		IP (%)	63	79	118	59	45	67
	Compressibilité	σ_c (kPa)	34	40	45	38	42	40
		Cc	1.16	2.14	1.12	1.01	1.52	2.14
Essai triaxial	Cu (kPa)	19	11	15	10	12	16	
	ϕ (dégré)	3	2	5	4	3	1	

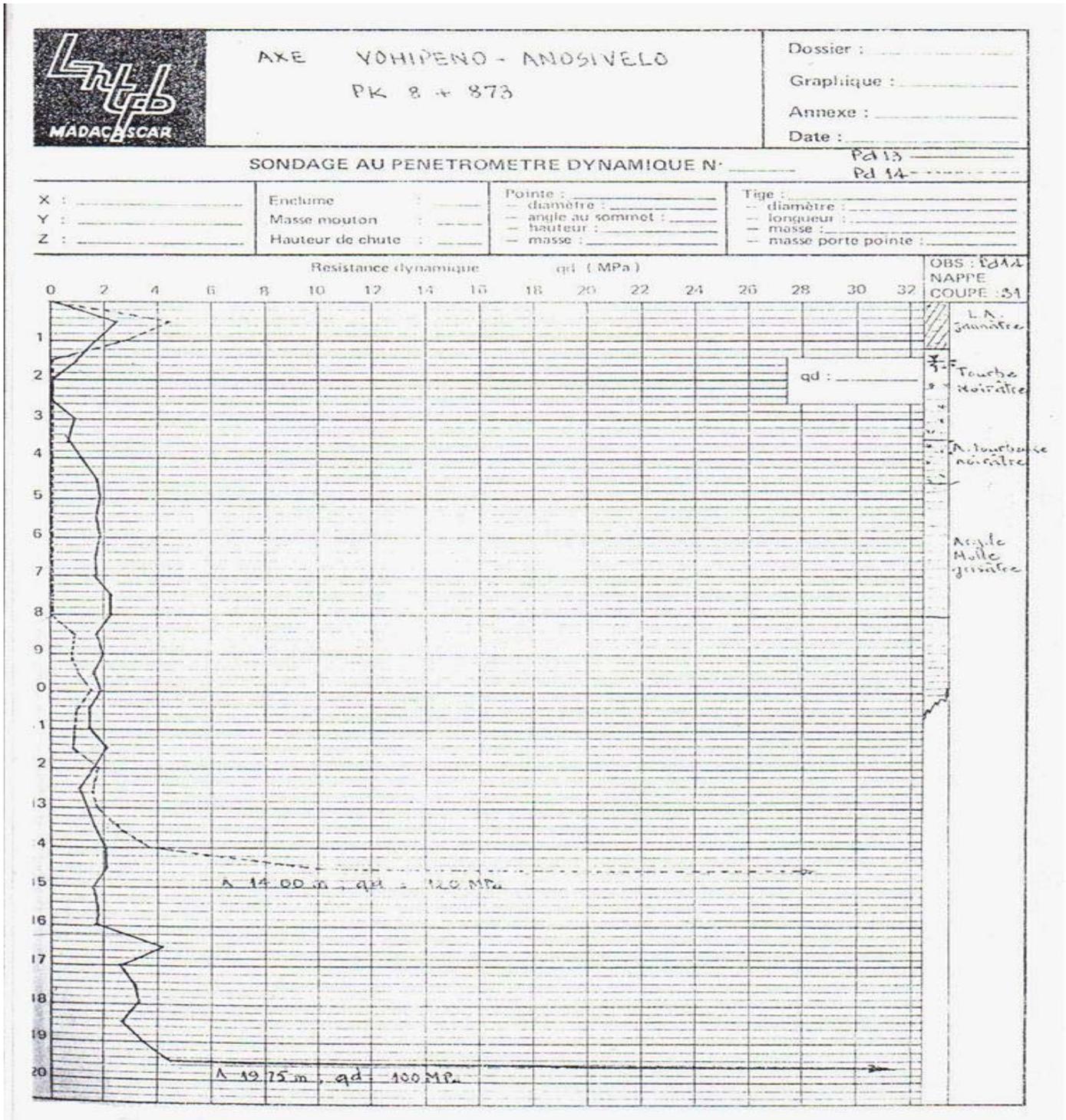


Figure 10 : Essais pénétrométriques Pd13 et Pd14

Les autres essais pénétrométriques sont trouvés en annexe.

Sur l'axe VOHIPENO- ANOSIVELO, le LNTPB a réalisé 10 sondages pénétrométriques totalisant 50m et 3 sondages pour faire des essais en laboratoire Pd13, Pd19 et Pd22 . La combinaison de ces sondages avec les résultats des essais en laboratoire a permis d'élaborer la coupe géotechnique ci-après.

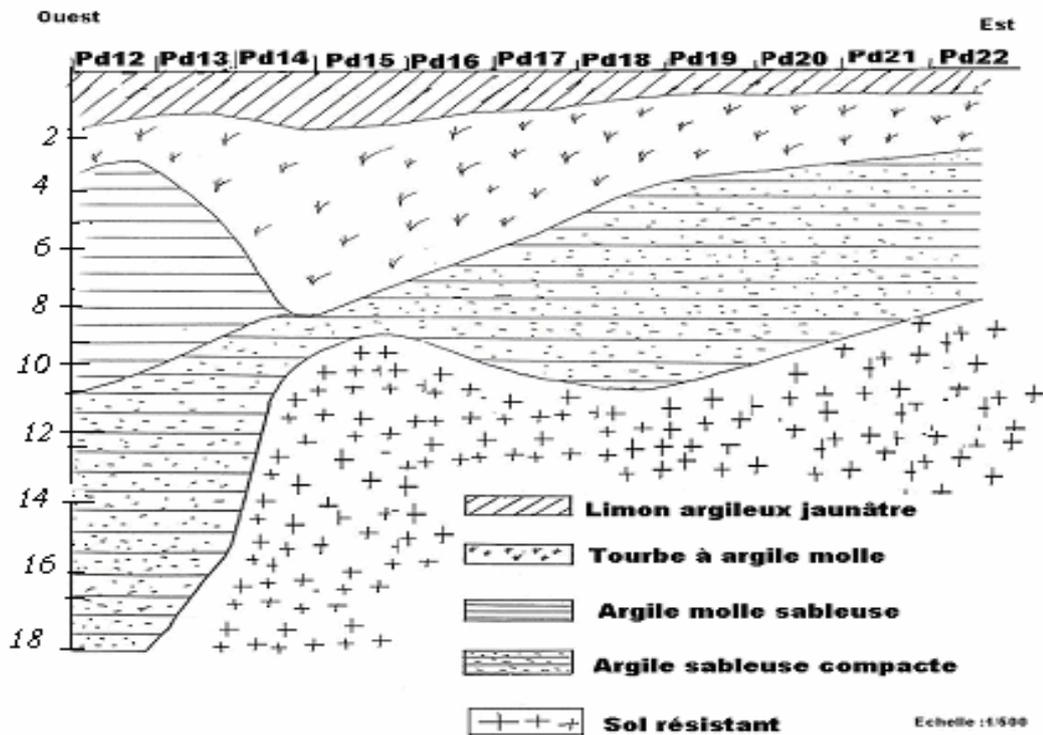


Figure 11 : Coupe géotechnique de la zone d'étude

Cette coupe nous montre que les sols compressibles sont constitués d'une alternance de tourbe et d'argile molle plus ou moins sableuse réparties en quatre couches notées A, B, C et D:

Couche A : c'est la première couche qui est constituée par le limon de surface et les limons argileux jaunâtre sous jacents. Son épaisseur est variable de 0.8m à l'est jusqu'à 2m à l'ouest.

Couche B : c'est une couche formée de tourbe à argile molle noirâtre. On la rencontre vers 1.20m à 4.60m de profondeur. Son épaisseur est assez faible sur les deux bouts Est et ouest du profil (1.50m à 2.00m), mais elle est importante entre Pd14 et Pd19 où elle peut atteindre 5.80m.

Le résultat d'analyse en laboratoire nous montre qu'elle est caractérisée par :

- une teneur en eau très élevée : $106.5\% < W < 273\%$
- un poids volumique déjaugé : $1.9 \text{ kN/m}^3 < \gamma' < 5.7 \text{ kN/m}^3$

Le niveau de la nappe phréatique élevé et constant pendant toutes les saisons explique cette forte valeur de la teneur en eau.

Le terrain est moins résistant et plus compressible avec $C_u = 11$ à 19 kPa avec en moyenne 15 kPa .

$$\frac{C_c}{1 + e_o} = 0.29 \text{ à } 0.54$$

Couche C : il s'agit d'une couche d'argile molle plus ou moins sableuse peu compacte. Son épaisseur atteint 6.50m en Pd13 et diminue progressivement et disparaît entre les points Pd15 et Pd16.

La teneur en eau élevée de l'ordre de 170% indique que la consistance du terrain est médiocre.

La compressibilité de la couche est de :

$$\frac{C_c}{1 + e_o} = 0.32$$

Les autres caractéristiques sont :

$$\gamma' = 2.85 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma'_c = 48 \text{ kPa}$$

Couche D : elle est constituée essentiellement d'argile sableuse plus ou moins compacte dont la profondeur diminue et passe successivement de 21.36m en Pd13 à 19.75m en Pd12 et 14.60m en Pd14.

Après cette couche D se trouve le substratum ou sol résistant.

IV. Calculs prévisionnels

IV.1. Pente du talus de remblai

Le LNTPB a choisi un remblai en Karaoky.

Une pente de talus 2/3 (3 de base pour 2 hauteur) assure la stabilité. Par ailleurs, cette pente est la plus économique car elle conduit à une emprise minimale du remblai.

IV.2. Amplitude des tassements

Afin de permettre le calcul de tassement, on a choisi un remblai en Karaoky.

Le remblai en Karaoky a les propriétés suivantes :

$$\gamma_r = 19 \text{ kN/m}^3$$

Le schéma de calcul est le suivant (Pd 12 – Pd 14)

$$\begin{aligned} \text{Remblai} & : \gamma_r = 19 \text{ kN/m}^3 \\ & h_r = 4.30\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Sol compressible} : \gamma' = 2.8 \text{ kN/m}^3$$

$$C_c = 2.14$$

$$e_o = 4.42$$

$$\sigma_c' = 40\text{kPa}$$

Le tassement est donné par la formule classique suivante :

$$\Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_o} \cdot \log \frac{\gamma_r h_r + \gamma' H/2}{\sigma_c'}$$

$$\text{d'où } \Delta H = 10.80 \cdot \frac{2.14}{1 + 4.42} \cdot \log \frac{19 \cdot 4.30 + 2.8 \cdot 5.4}{40}$$

$$\Delta H = 1.64\text{m}$$

On remarque que ce tassement est très élevé.

IV.3. Stabilité du remblai

L'épaisseur importante à mettre en place posait un problème de stabilité.

IV.3.1. Stabilité au poinçonnement

Au court terme, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{N_c \cdot C_u}{\gamma_r \cdot h_r}$$

où q_{\max} : pression maximale admissible sur le sol compressible

q : contrainte apportée par le remblai

Le coefficient N en fonction de B/H est donné par l'abaque de Mandel et Salençon en annexe.

D'après cet abaque $N = 5.2$

$$D'où \quad F = \frac{5.2 * 10}{19 * 4.30}$$

$$F = 0.63$$

La stabilité au poinçonnement n'est pas donc assurée car $F < 1.5$.

IV.3.2. Stabilité au glissement rotationnel

Pour la détermination rapide de coefficient de sécurité, nous allons utiliser les abaques de Pilot et Moreau.

$$N = \frac{C_u}{\gamma_r \cdot h_r}$$

$$N = \frac{10}{19 * 4.30}$$

L'abaque (F en fonction de N) en annexe donne $F = 0.6$.

Au vu des résultats des calculs prévisionnels : tassement élevé de l'ordre de 1.64m, coefficient de sécurité faible $F < 1.5$, un renforcement s'impose avant la pose du remblai.

V. Méthodes de construction adoptées

Le choix d'une méthode de construction dépend des résultats des calculs prévisionnels et des critères économiques.

Au vu de ces phénomènes, deux solutions peuvent être retenues :

- franchissement par un ouvrage
- renforcement du remblai

V.1. Franchissement par un ouvrage : Pont

La solution de franchissement par un pont en bois n'est pas conseillée à cause de la distance et de la nécessité des entretiens très fréquents.

Compte tenu du cadre géographique et climatique de la région, les ponts métalliques ne sont pas très adaptés. Ils sont exposés à des risques de corrosion due à l'attaque de NaCl apporté par le vent de mer. Ce qui implique l'utilité d'un entretien périodique nécessitant des coûts supplémentaires.

Nous proposons ainsi la construction d'un pont en béton armé, à cause des facteurs cités ci-dessus. Le pont en béton armé constitue une partie importante dans l'ensemble des ouvrages routiers.

V.2. Renforcement du remblai

Le renforcement des sols regroupe un ensemble des techniques d'amélioration des propriétés mécaniques des sols. Nous donnons ci-après les divers procédés d'amélioration et renforcements des remblais.

➤ Banquettes latérales

Les banquettes latérales permettent d'augmenter le moment résistant d'un remblai sur sol compressible et par suite, d'obtenir le tassement final dans le temps le plus court.

➤ Inclusions rigides verticales

Cette méthode consiste à la mise en place d'un réseau d'inclusion verticale rigide pour renforcer un sol compressible chargé par un remblai d'apport.

➤ Substitution

Ce principe de renforcement du sol compressible consiste à enlever totalement ou partiellement la couche des matériaux compressibles et la

remplacer par une couche des matériaux portante et insensible à l'eau (graviers bien gradués, sable bien gradué).

➤ **Drains verticaux**

L'eau est le premier ennemi de la construction. Il faut donc l'évacuer pour que le sol supporte plus de charge sans qu'il ait rupture, d'où le recours aux drains verticaux.

➤ **Consolidation dynamique par pilonnage intensif**

Cette méthode consiste à compacter le sol à l'aide d'une masse de 6 à 40 tonnes tombant en chute libre sur une hauteur de 8 à 40 mètres à la cadence de 2 à 3 coups / mn.

A cause de l'épaisseur importante de la couche compressible, les procédés consistant à déplacer le sol est à déconseiller. Par conséquent, la méthode de substitution n'est pas à envisager.

VI. Proposition

La technique géophysique occupe une place très importante à l'étude du sous-sol et elle aide les géotechniciens à la reconnaissance des caractéristiques géotechniques du sous-sol. Les méthodes géophysiques de ses caractères non destructives contribuent beaucoup à la réalisation des grands ouvrages de génie civil.

Les méthodes les plus utilisées, dans le domaine de la géotechnique, sont la sismique réfraction et la méthode électrique :

- La sismique réfraction, détermination des variations d'épaisseur et de compacité des couches du sous-sol, à partir de la mesure des vitesses de propagation d'ondes sismiques réfractées au niveau des interfaces.
- La méthode électrique, mesure la variation de grandeur résistivité des sous sols qui dépend de leur nature et de leur teneur en eau, elle donne donc un modèle de résistivité à une dimension (1D), à deux dimensions (2D) et même à trois dimensions (3D) suivant l'objectif à atteindre par le projet.

La géophysique fournit des indications beaucoup plus étendue que celles qui sont données par les forages. Elle reste, cependant, au stade d'une reconnaissance et elle nécessite après, la réalisation de quelques forages sous les points critiques.

La géophysique peut être avantageusement utilisée dans le but de :

- déterminer, dans l'étude préliminaire, les emplacements des ouvrages lourds ;
- localiser l'implantation des forages en vue d'une reconnaissance localisée et précise du sous sol.

L'observation directe n'est généralement pas suffisante en elle-même : son caractère destructif, limite le nombre d'observations, si bien que la densité d'échantillonnage s'avère très faible pour étudier la variabilité des sols. Les approches modernes d'étude des sols visent donc à coupler les méthodes d'observation directes et indirectes.

CONCLUSION

Notre étude a essayé d'appliquer des méthodes simples pour les prévisions futures afin que quiconque appelé à organiser la planification d'un système macro économique puisse réfléchir davantage après consultation de ce présent mémoire.

Une étude complète de remblai sur sol compressible nécessite une longue durée d'étude et souvent se heurte à des problèmes inattendus. De ce fait, le géotechnicien doit s'attendre à des travaux durs et de grandes responsabilités.

Comme nous avons vu, il existe différents types de solutions pour franchir les zones de sols compressibles. Le renforcement des sols compressibles a sa place parmi les techniques d'amélioration des sols. Mais, toute construction devra être effectuée avec une meilleure solution économique.

Au terme de cette étude, on peut réduire la pauvreté par les constructions routières. La construction routière sert à offrir une sécurité, à accroître la vitesse de parcours et à assurer la traficabilité. C'est pourquoi l'Etat essaye maintenant de mettre en œuvre la politique de la construction et la réhabilitation routière.

Finalement, la perfection n'existe pas sur terre, c'est pour cela que nous transmettons déjà nos remerciements aux lecteurs de ce mémoire. Nous sommes ainsi prêts à prendre toutes les critiques avancées nécessaires à l'amélioration de nos travaux futurs.

BIBLIOGRAPHIE

- 1- AFNOR, 1999. Géotechnique Tome 1 : essai de reconnaissance des sols.
- 2- CAMBEFORT H.,1971. Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols. Edition Eyrolles.
- 3- CAMBEFORT H.,1967. Reconnaissances des sols et fondation spéciale. Edition Eyrolles.
- 4- CEBTP,1991. Etudes techniques et construction des routes dans les zones tropicales.
- 5- CAQUOT, KERISEL, 1966. Traité de mécanique des sols. Edition Gauthier.
- 6- DEGOUTTE G. , ROYET P. , Réédition 2005. Aide mémoire de mécanique des sols.
- 7- GRAUX D.,1967. Fondations et excavations profondes .Edition Dunod.
- 8- LNTPB, 1985 ;. Méthodologie de reconnaissance et essais.
- 9- MAGNAN J., 1984. Remblais et fondations sur sols compressibles. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- 10-NARY S., 1993. Prospection électrique dans les sites archéologiques d'Ankadivory (Madagascar) et D'Ungunja Ukur (Zanzibar).
- 11-RABAKOSON H., RAKOTONAVALONA M., 1994. Renforcement des sols mous par utilisation des inclusions verticales. Mémoire d'ingénieurat ESPA.
- 12-RAKOTOMALALA E., RAZANAMAMPANDRY A., 1990. Réhabilitation de la piste d'aérodrome d'Ivato. Mémoire d'ingénieurat ESPA.
- 13-RAKOTONIRINA M. J.,1999. Quelques applications de la méthode de prospection sismique réfraction. Rapport de stage de DEA.
- 14-RAZAFIARISON A.,1994.Etude de réhabilitation de la RN35 entre Amborompotsy et Mandrosonoro. Mémoire d'ingénieurat ESPA.
- 15-SCHLOSSER F., PILOT G., Mars 1976. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées.

ANNEXES



AXE VOHIPENO - ANOSIVEL0
P.K 8 + 873

Dossier : _____
Graphique : _____
Annexe : _____
Date : _____

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N° _____

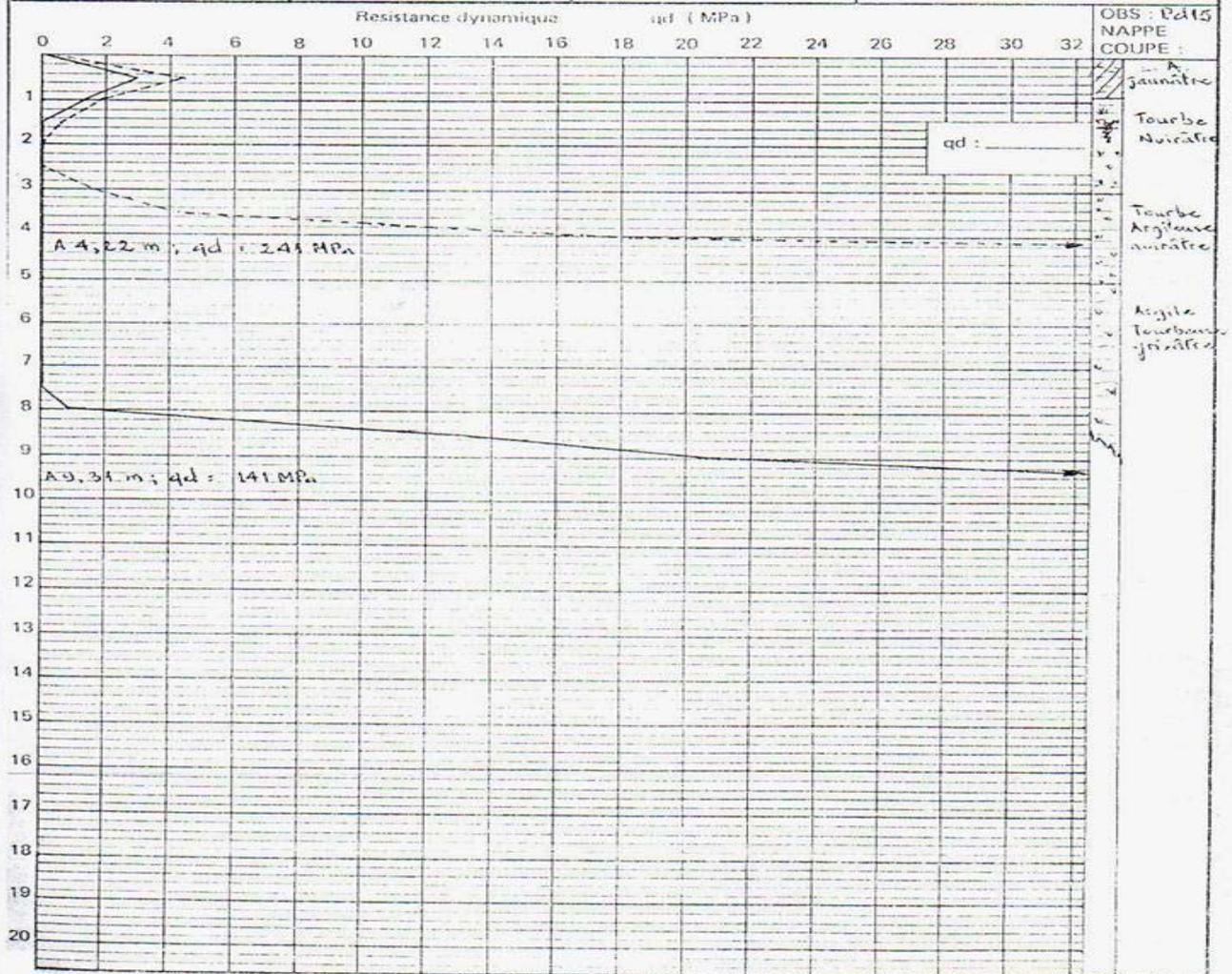
Pd15
Pd16

X : _____
Y : _____
Z : _____

Enclume : _____
Masse mouton : _____
Hauteur de chute : _____

Pointe : _____
- diamètre : _____
- angle au sommet : _____
- hauteur : _____
- masse : _____

Tige : _____
- diamètre : _____
- longueur : _____
- masse : _____
- masse porte pointe : _____



Essais pénétrométriques Pd15 et Pd16



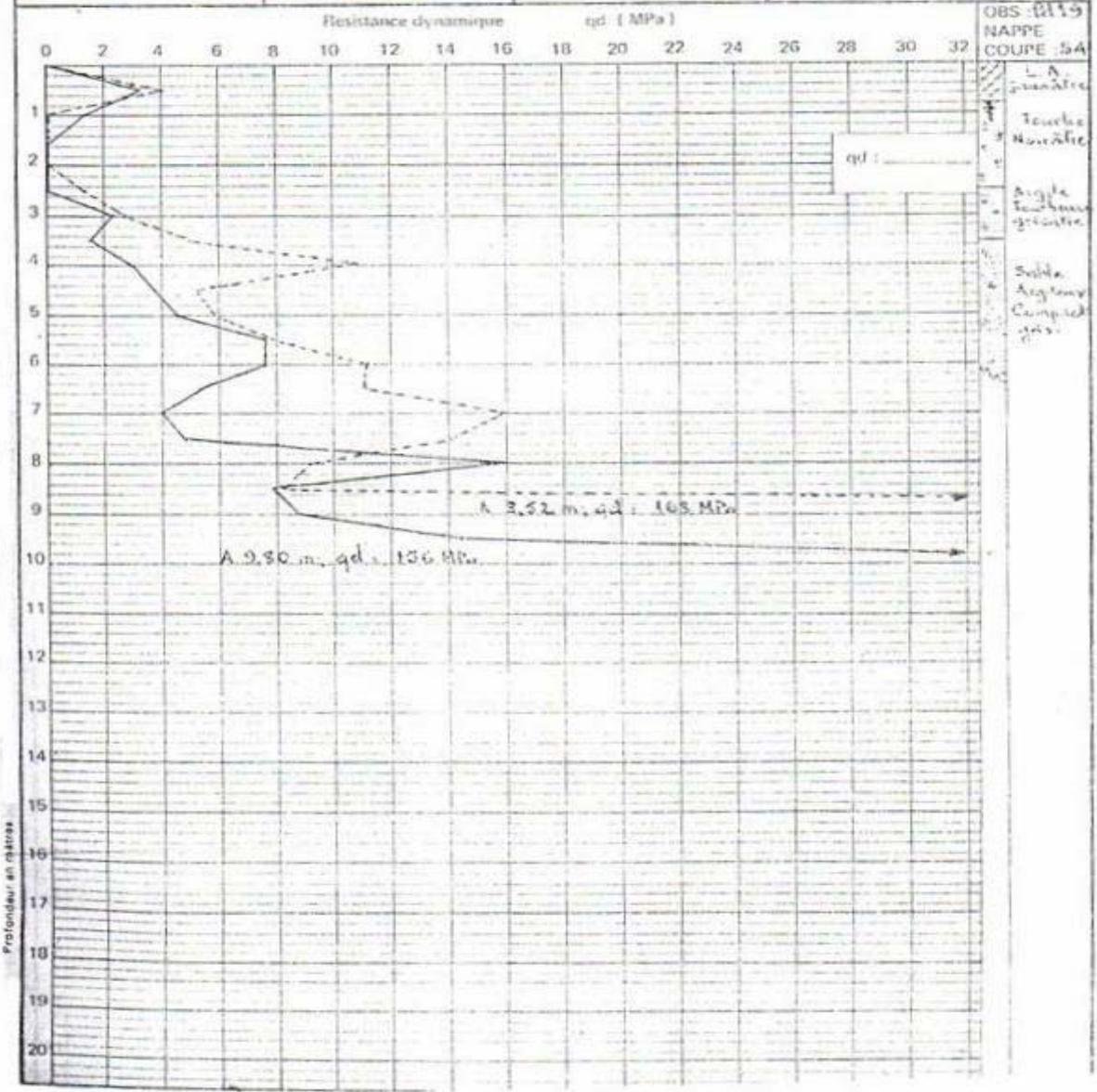
AXE VOHIPENO - ANOSIVelo
P.K. 8+873

Dossier : _____
Graphique : _____
Annexe : _____
Date : _____

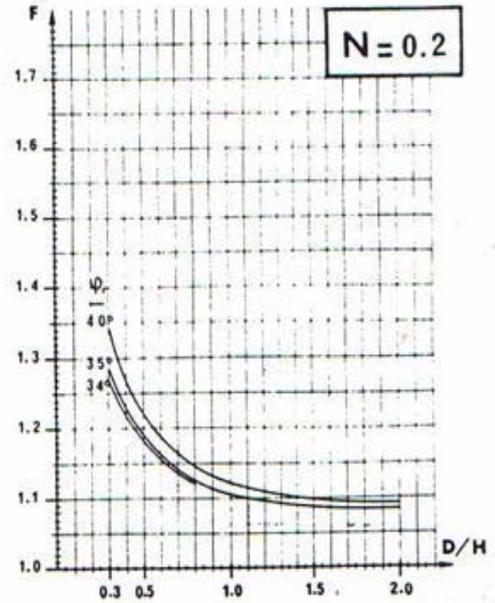
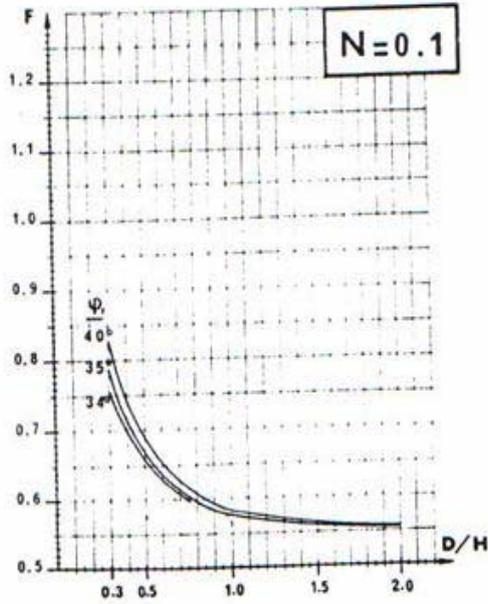
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE N°

Pd19
Pd20

X : _____	Echelle	Patate	Tige
Y : _____	Masse mouton	diamètre	diamètre
Z : _____	Hauteur de chute	angle au sommet	longueur
		longueur	masse
		masse	masse par le point



Essais pénétrométriques Pd19 et Pd20



Coefficient de sécurité: F
(PILOT - MOREAU)

RESUME

Le présent mémoire se porte sur l'étude par approche géotechnique des sols de remblais routiers, cas d'un remblai d'accès à Vohipeno.

L'étude est fondée sur l'évaluation des caractères physiques et mécaniques des sols qui caractérisent la zone Vohipeno, en particulier :

- une étude géotechnique basée sur une reconnaissance par prélèvement et débouchant à une représentation de la nature et de la configuration des diverses couches du sous sol ;
- une recherche conduisant à des valeurs de tassement et de stabilité admissible.

L'essai pénétrométrique s'est abouti à la mise en évidence des différentes couches du sous-sol, tandis que les essais en laboratoire ont donné les caractéristiques physiques du sol.

L'étude faite dans cette commune de Vohitrandry nous a permis de conclure sur le type d'ouvrage adéquat.

Mots clés : géotechnique, remblai, sol, essai in situ, essai en laboratoire.

ABSTRACT

The present memory carries itself on the survey by geotechnical approach of the soils of road embankments, case of an embankment of access in Vohipeno.

The survey is founded on the assessment of the physical and mechanical characters of soils that characterizes the Vohipeno zone, in particular:

- a survey based géotechnique on a recognition by withdrawal and clearing to a representation of the nature and the configuration of the various layers of the under soil;
- a research driving to values of jamming and admissible stability.

The test penetromotric led to itself to the setting in evidence of the different layers of the basement, while the tests in laboratory gave the physical features of soil.

The survey made in this township of Vohitrandry allowed us to conclude on the type of adequate work.

Key words: geotechnical, embankment, soil, test in situ, test in laboratory.