

CENTRE DE GEOGRAPHIE APPLIQUEE
UNIVERSITE DE STRASBOURG.

TECHNIQUES DE LABORATOIRE

Quelques méthodes de Mécanique des sols
appliquées à la Géomorphologie.

par

Jean-Michel AVENARD

Ces méthodes ont été employées avec efficacité par l'auteur dans une étude sur la solifluxion. Pour toute application des techniques proposées ici, nous renvoyons à cet ouvrage.

Octobre 1961

O.R.S.T.O.M. Fonds Documentaire
N° : 28501
Cote : B

INTRODUCTION

A - l'actuelle Mécanique des sols.

De nos jours, la mécanique des sols, appelée parfois Géotechnique, est en fait une branche de la résistance des matériaux, ceux-ci étant les différents "sols" rencontrés à la surface du globe. Un sol est un matériau comme un autre, avec lequel on construit ; il y a donc un matériau "sol", comme il y a un matériau "acier", ou un matériau "béton". La mécanique des sols comprend deux aspects nettement différents l'un de l'autre :

- Un aspect traditionnel : "Etudier le sol en place, tel qu'il est, avec ses qualités et ses défauts, en vue de l'étude et de la réalisation rationnelle des fondations de constructions".

- Un aspect plus nouveau : "Considérer le sol comme un matériau de construction destiné à réaliser des ouvrages et lui donner alors par des manipulations et des dosages étudiés, les qualités qui lui permettent de se comporter convenablement, compte-tenu de sa destination et des buts poursuivis".^o

Ce second aspect s'est développé surtout depuis la guerre, et a permis, en particulier, la construction de routes et d'aérodrômes.

L'extension de son champ d'action a en outre amené la mécanique des sols à résoudre des problèmes plus proches de ceux que se pose le géomorphologue. Certains d'entre eux sont même typiquement des problèmes de géomorphologie appliquée, comme la protection d'une route sur un versant en cours de glissement.

B - Utilité de la Mécanique des sols pour la Géomorphologie.

Ce dernier exemple vient de nous faire toucher du doigt un point de rencontre entre deux sciences voisines : n'y aurait-il pas intérêt, à ce carrefour, pour chacune des deux sciences, à connaître les méthodes de l'autre ?

1) Utilisation de la mécanique des sols dans l'étude d'un versant.

Certes, les problèmes auxquels se sont attachés les techniciens ont un domaine limité : les sols sont étudiés à l'instant précis où ils sont trouvés en place ou reconstitués. Autrement dit, les techniciens du sol considèrent le matériau "mort" tel qu'il leur est présenté. Il est certain qu'ils n'ont pas attaché assez d'importance à la vie des terrains à leur évolution sous l'influence de circonstances extérieures. Mais si un nombre plus grand de géographes avaient été en contact permanent avec les ingénieurs, ils auraient pu apporter leur concours à ces recherches, leur tâche étant d'interpréter les résultats de la mécanique des sols, non dans ses effets immédiats, mais dans l'évolution future en fonction des phénomènes naturels et des modifications que la nature subit du fait de l'exécution des travaux. Ils auraient pu ainsi placer ces travaux dans un cadre géomorphologique adéquat.

Réciproquement, ils auraient été associés dès le début à des recherches qui sont aptes à renouveler toute une partie de leur discipline. Un immense travail reste donc à faire pour combler ce retard : étudier un versant dans son contexte géomorphologique, avec les données que peut fournir la Mécanique des sols.

Donc un ingénieur s'intéresse au sol quand il est en état d'équilibre, c'est-à-dire quand il n'y a pas de glissement de ses éléments les uns sur les autres, et que, par conséquent, il ne subsiste pas de déformation permanente. Le problème est certes beaucoup plus complexe que pour l'acier par exemple, car un sol n'est un

^o VERDEYEN et ROISIN : Stabilité des terres. Eyrolles, Paris.

matériau ni isotrope, ni homogène, ni continu, ni élastique comme on l'exige habituellement d'un matériau de construction. C'est ce qui explique les particularités de la mécanique des sols par rapport à la résistance des matériaux, car la théorie mathématique de l'élasticité n'est applicable que dans des conditions bien déterminées.

L'ingénieur ne s'intéresse plus en général au matériel lorsqu'il a perdu son état d'équilibre, sauf dans certains cas pour essayer de lui redonner cet équilibre. Le géomorphologue au contraire continue à étudier l'évolution du sol au delà de la rupture d'équilibre.

La différence d'optique entre ingénieurs et géomorphologues fait que les méthodes de la Mécanique des sols doivent être utilisées par ces derniers avec un esprit critique : il ne s'agit pas pour eux d'adopter toutes les méthodes de la mécanique des sols, ils doivent choisir et adapter les méthodes retenues. Les ingénieurs agissent sur les propriétés en imposant leurs conditions, tandis que les géomorphologues ne font qu'étudier la façon dont ces propriétés réagissent aux conditions posées par la nature ou par un aménagement artificiel. Ils considèrent avant tout les causes d'évolution du terrain.

C - Le choix des méthodes de la mécanique des sols dans l'étude d'un versant.

Ce choix parmi les nombreuses méthodes employées en mécanique des sols doit alors être dicté par des critères géomorphologiques : les essais de compactage par exemple ne pourraient servir au géomorphologue, car ce compactage est artificiel et ne se produit pas dans la nature. Il sert à imposer au sol telle condition, avec un but fixé à l'avance. Le géographe utilise la mécanique des sols comme un instrument de travail permettant l'élaboration de données utiles ; les essais ne cherchent pas à donner telle ou telle caractéristique au sol, ils sont la recherche de la caractéristique du sol, telle qu'elle se présente dans son cadre naturel. Ainsi dans l'étude d'un versant ; le géomorphologue utilisera les méthodes de la mécanique des sols qui lui permettront de mieux chiffrer les différents processus qui affectent ce versant : passant du stade de la simple constatation du fait à celui de son analyse, il pourra alors préciser les causes profondes de l'évolution et les modalités de ce façonnement, en s'appuyant sur des données qui mettent chaque action à sa place propre et à sa juste importance. Bien plus, il pourra connaître les limites de ces actions : à partir de quelle pente limite tel glissement se produira-t-il, à partir de quelle teneur en eau tel versant solifluera-t-il par exemple ? On entrevoit tout de suite l'importance et la valeur de ces données dans l'aménagement d'un versant.

Le choix des méthodes découle donc tout naturellement du but de ces recherches. Il doit permettre d'utiliser les méthodes pouvant résoudre les problèmes posés par le façonnement d'un versant : ce sont ainsi les facteurs naturels qui sont à la base de cette sélection.

Ces quelques lignes d'introduction tirées de notre thèse de 3ème cycle "La Solifluxion ou quelques méthodes de Mécaniques des Sols appliquées au Problème Géomorphologique des versants" place certaines techniques de la Mécanique des Sols dans le cadre de l'étude géomorphologique.

C'est en 1948, qu'un ingénieur brésilien, devenu géographe, V.R. LEUZINGER, avait lancé l'idée d'appliquer les méthodes de la Mécanique des Sols à l'étude des versants. Il était en avance sur son temps et n'a pas été suivi d'autant plus, il faut bien le dire, que lui-même ne se hasarda pas dans cette tentative et que sa proposition resta toute académique.

Nous avons été à même d'étudier certains versants grâce à des techniques de Mécanique des sols, et ces quelques notes ont été recueillies pour préciser les techniques opératoires afin qu'un éventuel utilisateur ne perde pas de temps à "grapiller" dans les divers livres de Mécanique des Sols.

Une bibliographie sommaire permettra de compléter ces notions si besoin en est.

I - LA PERMEABILITE.

Des études ont été faites pour étudier le mouvement de l'eau à l'intérieur d'un sol, expérimentalement par DARCY en 1856, et théoriquement par DUPUIT en 1857. Tous deux arrivent au même résultat, à savoir que la vitesse d'écoulement de l'eau dans un sol est directement proportionnelle à la perte en charge à traversée sol, et inversement proportionnelle à l'épaisseur de la couche traversée. Ceci peut se traduire par la formule $V = k \cdot I$ dans laquelle V représente la vitesse d'écoulement de l'eau, I le gradient hydraulique (perte en charge/distance mesurée suivant le sens de l'écoulement) et où k est un coefficient qui caractérise la facilité avec laquelle le sol se laisse traverser par l'eau.

On a donné à cette formule le nom de loi de DARCY-DUPUIT, et on a appelé k le coefficient de perméabilité.

Cette loi a été établie à la suite d'essais sur du sable fin. L'objet des essais de perméabilité est d'obtenir I et V , ce qui permet de calculer k . La valeur du coefficient de perméabilité k caractérise un terrain, car elle dépend de tous les éléments constituant ce terrain : porosité, dimension des grains, structure, compacité..., pris dans des conditions données de température, viscosité et poids spécifique du liquide...

Principe de l'essai :

Un sol est placé dans un moule cylindrique, et soumis à une charge hydraulique. On mesure le temps d'écoulement d'une certaine quantité d'eau qui traverse l'échantillon placé dans ce moule. Cet échantillon sableux ou argileux, soit intact, soit remanié, a été préalablement saturé, tous les vides étant remplis par de l'eau au moyen d'un système piège à eau-trompe à vide.

Deux méthodes sont généralement employées pour mesurer k : la méthode à charge variable où l'on fait varier la hauteur de la colonne d'eau, c'est-à-dire la charge hydraulique, en notant le temps écoulé entre les deux niveaux, où la méthode à charge constante où l'on recueille l'eau sortant du perméamètre dans une éprouvette graduée, en notant le temps nécessaire à l'écoulement d'un volume déterminé.

Cet essai donne le coefficient de perméabilité en appliquant la loi de DARCY. Ce coefficient est valable pour un indice des vides donné, qui correspond à la densité sèche obtenue dans le moule. En mécanique des sols, cet indice des vides varie selon les buts que l'on se propose d'atteindre. Pour le géomorphologue, cet indice est fixé d'avance : il doit correspondre à celui du sol en place dans la nature. Il doit être tout d'abord recherché.

La densité sèche est la densité du matériau en place, c'est-à-dire le poids du matériau par rapport au volume apparent occupé. Ce matériau est préalablement séché avant d'être pesé. Le pourcentage des vides s'obtient par une simple formule : $n = \frac{d-ds}{d}$ où d représente la densité du matériau, et ds , sa densité sèche., n , est le pourcentage des vides cherché.

Opérations préalables :

1) La densité sèche du sol doit être prise sur le terrain. Le meilleur système est celui de la baudière qui se tend pour calculer le volume et la pesée. Comme nous n'avons pas cet appareil, il faut opérer de la façon suivante : on enfonce un carotteur perpendiculairement au sol, après avoir fait une petite plateforme si le terrain est en pente, on retire avec précaution cette carotte, en vérifiant bien que la section inférieure a été arasée le long du fond de la carotte. On mesure alors la hauteur du trou. En multipliant cette hauteur par la section de la carotte on obtient le volume de l'échantillon. On pèse cette carotte mouillée, on la fait sécher à l'étuve et on repèse. Le poids du sol sec/volume du sol nous donne la densité sèche. (page 4) 1- Indice des vides (premier tableau).

Il est utile de peser cette carotte mouillée, afin de faire en même temps une autre préparation : le calcul de la teneur en eau du sol, au moment de la prise. Il suffit en effet de faire la différence entre le sol sec et le sol humide, et de la rapporter au poids du sol sec.

2) Calcul du pourcentage des vides. Le pourcentage des vides s'obtient par une simple formule :

$$n = \frac{d - d_s}{d}$$

ou d = densité du matériau
 ds = densité sèche
 n = les vides en pourcentage de matériau sec.

ESSAIS DE PERMEABILITE

N° de l'Echantillon : Matériaux en place. K = Ds =
 Localisation : Résultats : n = Saturation :

I. Indices des vides.

Calcul de la densité sèche du matériau en place.

	1 essai	2 essai
: Poids total humide	:	:
: Poids de la tare	:	:
: Poids du sol humide	:	:
: Poids du sol sec	:	:
: Volume	:	:
: Densité sèche	:	:
: Poids de l'eau :	:	:
: teneur en eau au moment de la prise :	:	:
: 100% .	: MOYENNE :	:

Calcul de d

Pourcentage des vides

: Poids du ballon vide	: P1	:	:
: Poids ballon + eau distillée densité de l'eau à	: P2	:	:
: Poids ballon + sol desséché	: P3	:	:
: Poids ballon + sol + remplissage avec eau.	: P4	:	:
: $d = \frac{P3 - P1}{(P2 + P3 - P1 - P4)a}$: d	:	:

II. Reconstitution de la densité sèche en laboratoire.

$$ds = \frac{\text{Poids sec } x}{\text{volume du moule}} \quad x = ds \quad \text{Volume du moule} \quad \text{gr.}$$

III. Calcul de K (Méthode à charge constante).

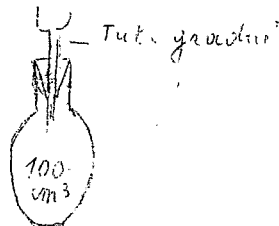
	1 essai	2 essai	3 essai
: S : section de l'échantillon	: S	:	:
: L : hauteur de l'échantillon	: L	:	:
: Q : volume recueilli dans l'éprouvette	: H	:	:
: H : hauteur d'eau	: Q	:	:
: T : temps nécessaire pour recueillir Q	: T	:	:
: $K = \frac{Q}{S} \frac{L}{T} \frac{1}{H}$: K	:	:

Exemple de fiche pour l'essai de Perméabilité.

3) Calcul de la densité.

Le calcul du pourcentage des vides fait en effet intervenir le poids spécifique du matériau.

Cet essai se fait au moyen d'un picromètre.



Le poids spécifique est le quotient du poids des grains solides par le volume absolu.

(La densité sèche étant le poids des grains solides par le volume apparent).

On mesure le volume du picromètre en le remplissant d'eau (correction de température s'il y a lieu).

Le ballon étant vidé de son eau, on introduit le sol, et on pèse.

On achève de remplir avec de l'eau et on pèse.

(Voir page calcul de d).

La densité de l'eau n'étant pas la même aux différentes températures, une correction s'impose (a)

à 18°	: 0,998 6214	à 24°	: 0,997 3286
19°	: 0,998 4347	25°	: 0,997 0770
20°	: 0,998 2343	26°	: 0,996 8156
21°	: 0,998 0233	27°	: 0,996 6541
22°	: 0,997 3019	28°	: 0,996 2652
23°	: 0,997 5702	29°	: 0,995 9761

(N'ayant pas au laboratoire de véritable picromètre, on opère sur un ballon de 1000 cm³, afin de réduire les erreurs).

Deux méthodes peuvent être employées pour mesurer le coefficient de perméabilité : la méthode à charge variable, où l'on fait varier la hauteur de la colonne d'eau c'est-à-dire la charge hydraulique, en notant le temps écoulé entre les deux niveaux, ou la méthode à charge constante, où l'on recueille l'eau sortant du perméamètre dans une éprouvette graduée en notant le temps nécessaire à l'écoulement d'un volume déterminé.

Préparation de l'échantillon :

On opère soit sur un échantillon intact soit sur un échantillon remanié. Ici, nous ne pouvons opérer que sur des échantillons remaniés, n'ayant pas l'équipement nécessaire pour les échantillons intacts.

On reconstitue l'échantillon de la manière suivante :

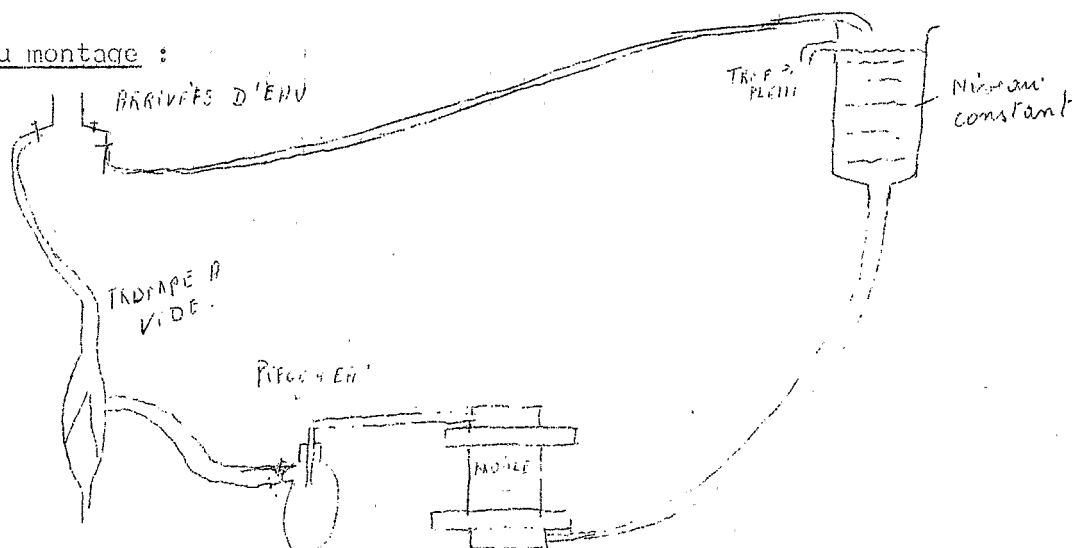
Ayant calculé préalablement la densité sèche de l'échantillon, on multiplie cette densité sèche par le volume du moule, de manière à obtenir le poids de l'échantillon nécessaire (page II : reconstitution de la densité sèche en labo).

On voit tout de suite les risques d'erreurs et le peu de précision de la méthode : l'échantillon est dérangé, sa structure n'est pas forcément la même qu'à l'état naturel. Les résultats ne sont donc pas à prendre dans l'absolu, ils doivent donner un point de comparaison entre les divers échantillons.

Mode opératoire :

On a employé ici la méthode à charge constante, qui nécessite un équipement moindre : elle consiste à alimenter l'échantillon placé dans le perméamètre par un bac à niveau constant, en faisant écouler en permanence l'eau en excès par un trop-plein.

Schéma du montage :

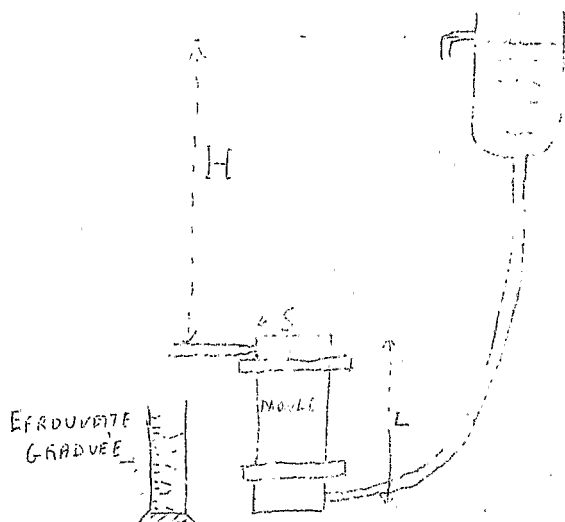


Le fond du moule (perméamètre) est raccordé à une source d'eau. L'échantillon a été préalablement placé dans ce moule, entre les deux pierres poreuses, le couvercle étant refermé.

Le couvercle est raccordé à une trompe à vide par l'intermédiaire d'un piège à eau. La trompe à vide est alors mise en marche, tandis que le bac à niveau constant est rempli, et est alimenté continuellement pendant toute l'expérience.

Lorsque, dans le piège à eau, on ne voit plus arriver des bulles d'air, c'est-à-dire qu'il ne passe plus que de l'eau, on dit que l'échantillon est saturé, et on peut arrêter l'expérience. Ceci peut durer quelques minutes pour les sables, plusieurs jours pour les argiles.

On recueille alors l'eau sortant du perméamètre dans une éprouvette graduée, en notant le temps nécessaire à l'écoulement d'un volume déterminé. Cet essai est recommencé trois fois.



La valeur de K est alors donnée par la formule :

$$K = \frac{Q}{S} \cdot \frac{L}{T} \cdot \frac{1}{H}$$

S = section du moule (ici 81,07 cm²)

L = hauteur du moule c'est-à-dire hauteur de l'échantillon (ici 11,8 cm).

H = hauteur de la charge d'eau (prendre lors des mesures ce qui est au dessus du couvercle du moule, + la hauteur verticale du tuyau entre le haut du couvercle du moule et le bout du tuyau).

Q = quantité (volume) recueilli dans l'éprouvette.

T = temps nécessaire pour recueillir le volume Q. (page 12 : III calcul de K).

On trouvera dans la notice explicative M & O (Société d'applications mécaniques et optiques) UT 122 la façon dont on peut vérifier la teneur en eau à la fin de l'expérience. On trouvera de même une correction suivant la température de l'eau. Ces deux essais ne sont cependant pas indispensables.

Intérêt de la perméabilité :

La connaissance de la perméabilité est d'un très grand intérêt pour le géomorphologue. Certes, la méthode est imprécise, nous en avons vu les défauts, mais elle peut être très utile (les ingénieurs l'emploient malgré cette imprécision ; les risques d'erreurs sont les plus grands en cas de terrain de composition hétérogène).

...

Le coefficient de perméabilité est très variable d'un sol à l'autre : un sable peut être plusieurs millions de fois perméable qu'une argile. Dans l'espace, une même quantité d'eau arrivant sur un sable ou sur une argile n'a pas la même signification : le coefficient de perméabilité élevé du sable nous permet de dire que l'eau s'infiltre, mais surtout de préciser dans quelle condition se fait cette infiltration, tandis que le faible coefficient d'une argile nous donne une meilleure idée de la part de l'eau qui aura le temps de s'infiltrer par rapport à l'eau qui ruissellera.

De même, en un même endroit, deux couches superposées n'ont pas le même coefficient de perméabilité : dans le cas d'une couche plus perméable en dessous il se forme une concentration d'eau au contact des deux couches, qui permet dans bien des cas au versant de solifluer, tandis qu'en l'absence d'une couche plus imperméable au sommet, c'est au contraire le ruissellement qui agira.

II - LES LIMITES D'ATTERBERG.

A- Signification de ces limites.

C'est en 1905 que le Suédois ATTERBERG s'est attaché à définir des constantes physiques qui marquent des seuils entre les différents états d'un sol :

Etat solide sans retrait,
Etat solide avec retrait,
Etat plastique,
Etat liquide.

Ces seuils, depuis appelés "Limites d'Atterberg" se définissent comme suit : "teneurs en eau (en pourcentage d'eau par rapport au poids du sol sec), qui amènent les sols dans des états de fluidité déterminés : solide, plastique ou liquide".

La limite de liquidité (L_l) marque le passage de l'état liquide à l'état plastique.

La limite de plasticité marque le passage de l'état plastique à l'état solide avec retrait (état friable).

La limite de retrait (L_r) marque le passage de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait.

La différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité est appelée indice de plasticité (I_p).

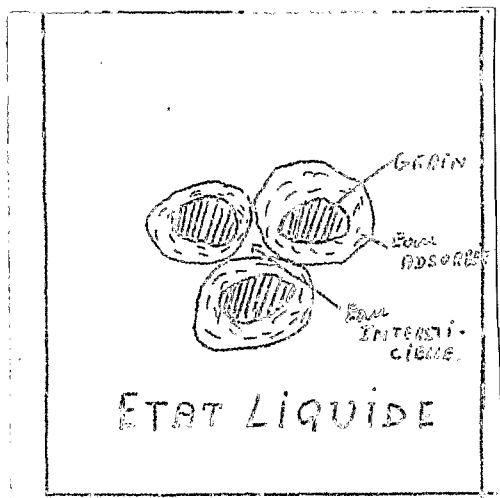
B - Préparation de l'échantillon.

- L'échantillon doit tout d'abord être brassé afin d'obtenir une parfaite homogénéisation.
- Une partie de cet échantillon est mise à sécher dans une étuve à 110°, jusqu'à ce que son poids devienne constant. En principe, on prélève 300 à 400 grammes.
- Lorsque le poids ne varie plus, on pulvérise les mottes de terre qui ont pu se former.
- On tamise enfin cet échantillon, au tamis de 0,500 mm. On recueille la fraction inférieure à 0,500 mm (cette forme de tamis est employée en France; aux USA, on emploie le tamis 0,416). Il est utile de recueillir 200 à 250 grammes.

Le sol est alors prêt pour les différents essais des limites d'Atterberg.

C - La limite de liquidité.

La limite de liquidité est la teneur en eau au dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide, sous l'influence de son propre poids. Le sol n'a plus aucune cohésion, il se déforme facilement, mais ne se rompt plus par glissement.



L'épaisseur des films d'eau entourant les grains est alors telle que les frottements et attractions sont supprimés : il est gorgé d'eau chaque grain, entouré par son eau absorbée, est isolé des autres par l'eau interstitielle. Il n'y a aucun effet de capillarité.

Principe de l'essai - La limite de liquidité se mesure dans une "coupelle d'Atterberg" mise au point par CASSAGRANDE. Cette coupelle est généralement lisse. Pourtant si le sol est sablonneux, il vaut mieux se servir d'une coupelle rugueuse afin d'éviter les glissements d'ensemble. La précision de la mesure est à un point près, (voir plus loin) quelques soit l'opérateur.

Définition : teneur en eau en pourcentage du poids du matériau sec pour laquelle les deux moitiés d'un gâteau de sol, placé dans une coupelle et divisé en deux parties par une rainure, arrivent à se joindre sur une longueur déterminée, sous l'influence d'un nombre déterminé de chocs imprimés à la coupelle.

On imprime donc un certain nombre de chocs pour que les deux lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur de 1 cm, et l'on détermine la teneur en eau de la pâte qui correspond à ce nombre de chocs de fermeture. On recommence pour différentes teneurs en eau, en fonction du nombre de chocs de fermeture. La limite de liquidité par définition est la teneur en eau qui correspond à la fermeture avec 25 chocs.

Mode opératoire :

- Réglage de la coupelle : on déplace la plaque coulissante supérieure afin d'obtenir une chute de la coupelle de 10 mm. (vérifications avec la queue du gabarit^o ASTM qui forme étalon).

- Préparation de la pâte : on prend 100 grammes de la fraction de sol retenue précédemment, que l'on mouille avec de l'eau distillée en malaxant. On doit obtenir une pâte presque fluide. Pour les terrains argileux il est nécessaire de laisser reposer la pâte mouillée pour que l'eau enrobe.

- Essais : on place 50 à 70 grammes de cette pâte dans la coupelle, dans le plan de symétrie de la coupelle, et l'on forme un gâteau d'une épaisseur de 1 cm environ au maximum. On partage par une rainure le centre du gâteau, en tenant l'outil perpendiculairement.



^o Gabarit : outil qui sert à tracer la rainure dans le gâteau.

On tourne alors à 2 tours/seconde jusqu'à ce que la rainure se ferme sur 1 cm. Ce premier essai doit être effectué avec une pâte légèrement supérieure à la limite de liquidité, soit avec un nombre de chocs entre 15 et 22. Si le nombre de chocs est supérieur à 22, il faut humidifier et remalaxer, s'il est inférieur à 15, sécher et laisser reposer.

A partir du premier essai, entre 15 et 22, on effectue 5 essais. Le nombre de coups s'étale entre 15 et 35.

On prélève de chaque côté des lèvres de la rainure un échantillon de 10 grammes environ, que l'on pose sur un verre de montre. Cela permettra de déterminer la teneur en eau de la pâte qui correspond au nombre de coups de fermeture obtenus.

On pèse immédiatement pour éviter les erreurs dues à l'évaporation. On vide la coupelle, remalaxer pour sécher un peu, et l'on recommence l'opération.

Les petits échantillons prélevés et qui ont été posés humides sont séchés à l'étuve de 105° C jusqu'à ce qu'ils gardent un poids constant (De 2 à 4 heures). On en déduit la teneur en eau. Tous les résultats sont portés sur une fiche d'essai (page 7). On calcule ainsi le poids du sol sec, le poids de l'eau, la teneur en eau. On note immédiatement le nombre de coups de fermeture et le pesée

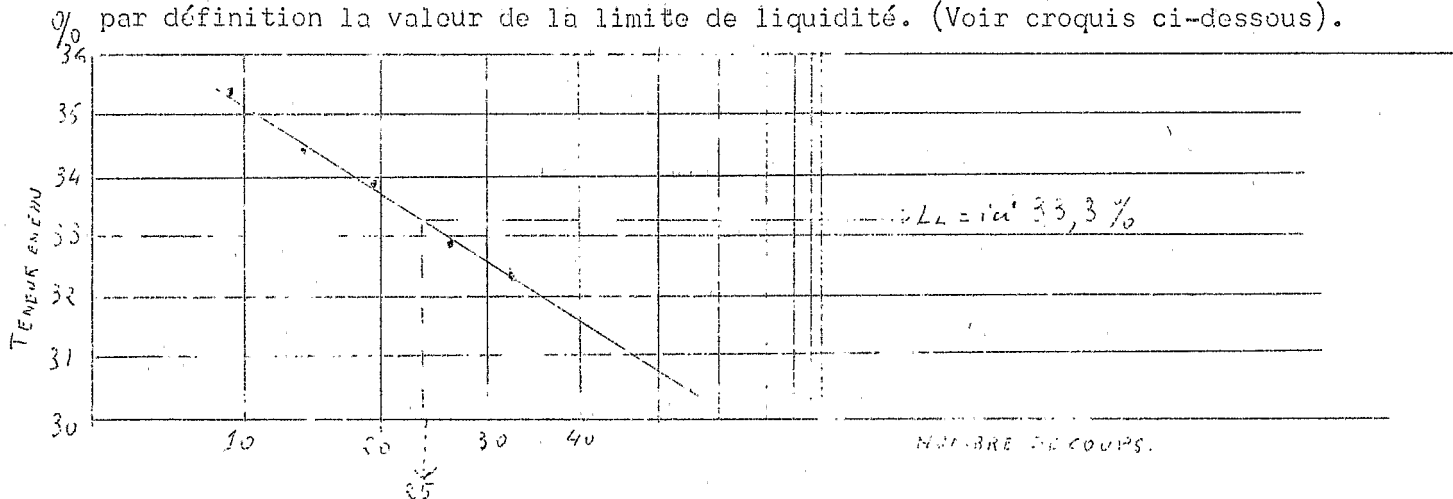
- Exploitation des résultats : sur un papier semi-logarithmique, on porte les 5 essais :

en abscisse : logarithme, le nombre de chocs.

en ordonné : arithmétique la teneur en eau.

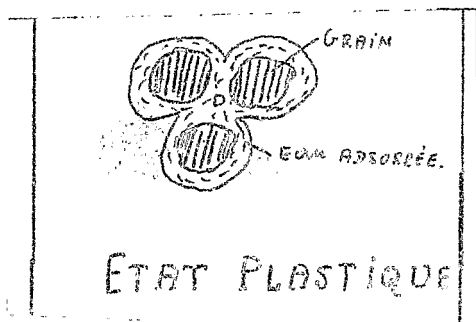
Les cinq points ainsi définis et représentant les cinq essais doivent se trouver sur une même droite (on admet quatre points).

On monte alors une droite parallèle à l'ordonné à partir de la droite d'abscisse 25 : le point où cette droite rencontre la droite joignant les 5 points est par définition la valeur de la limite de liquidité. (Voir croquis ci-dessous).



D - La limite de plasticité.

La limite de plasticité est la teneur en eau au dessous de laquelle les filons d'eau entourant les grains n'ont plus la propriété d'eau libre. Un sol à



l'état plastique contient donc suffisamment peu d'eau libre interstitielle pour que les films d'eau absorbée autour de chaque grain se rejoignent et lubrifient les contacts entre les grains. Les tensions capillaires sont déjà très sensibles.

Principe de l'essai : Teneur en eau exprimée en pourcentage du poids du matériau sec d'un fuseau de sol qui se brise en petits tronçons au moment où son diamètre atteint 3 mm.

Il n'y a pas d'appareil spécial pour faire cet essai. Il suffit d'avoir une petite plaque de bois lisse ou de verre, ou mieux de marbre.

Mode opératoire : La limite de plasticité se fait après les essais de la liquidité. L'échantillon est alors trop humide : on dessèche en roulant sur le marbre. (ne jamais ajouter de terrain sec).

On roule l'échantillon en forme de fuseau qu'on amincit progressivement. Pour cela on prend une boulette de sol que l'on roule entre les paumes de la main, puis entre une paume et le marbre, en appuyant légèrement de façon à former un rouleau qu'on amincit progressivement. On doit obtenir des fuseaux de 3 mm.

- si la boulette était trop peu plastique, le rouleau se désagrègera avant 3 mm : on est en dessous de L_p . Il faut reformer la boulette, en humidifiant avec de l'eau distillée, puis remalaxer et recommencer.

- Si le fuseau de 3 mm obtenu ne s'émiette pas, mais reste d'un seul tronçon encore plastique, on est au dessus de L_p . On referme alors la boulette, on pétrit à nouveau et l'on recommence. On a atteint la limite de plasticité si le fuseau se sépare en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. On place ces fuseaux dans un verre de montre et l'on pèse. On refait alors un deuxième essai identique.

Ces échantillons prélevés, pesés humides sont mis à sécher dans une étuve à 105° et repesés secs. Toutes les pesées sont notées sur la fiche d'essai (page 7). Il y a lieu de prendre un certain nombre de précautions pour cet essai :

- La longueur des fuseaux doit être de 5 à 6 cm.
- Les tronçons doivent être pleins et non creux.

Il suffit, à la fin de l'essai, de calculer le poids d'eau et le poids sec, et d'en déduire la teneur en eau. La moyenne des deux essais, qui ne doit pas différer de plus de 2 %, est la limite de plasticité du sol considéré.

L'indice de plasticité : (1 p).

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il donne la mesure de l'étendue de la zone pour laquelle le matériau est plastique et est susceptible de grandes déformations.

La plasticité étant une propriété qui dépend non seulement de la grandeur des grains, mais aussi de leur forme et de leur composition chimique et minéralogique, l'indice de plasticité qui se note I_p est relation avec la quantité d'argile et de colloïdes que renferme le sol. Les échantillons argileux ont un indice de plasticité très élevé tandis que les échantillons à gros grains ont une zone de plasticité peu étendue et souvent même inexistante.

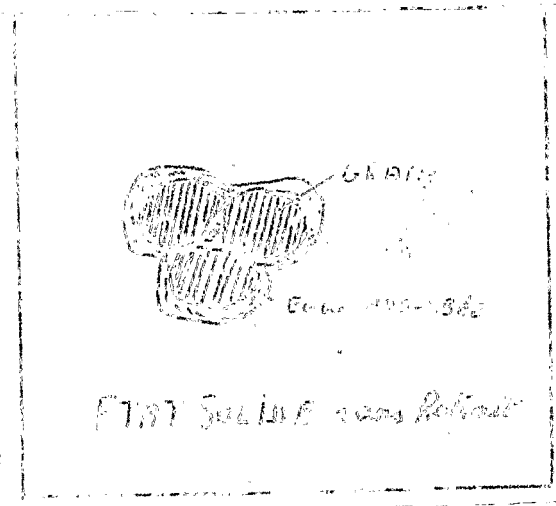
E - LA LIMITE D'ABSORPTION : W_p

La limite d'absorption qui ne fait pas proprement parlé partie des limites d'Atterberg est la teneur en eau à partir de laquelle l'eau ne pénètre plus dans le matériau, et ruissellerait si celui-ci était en pente.

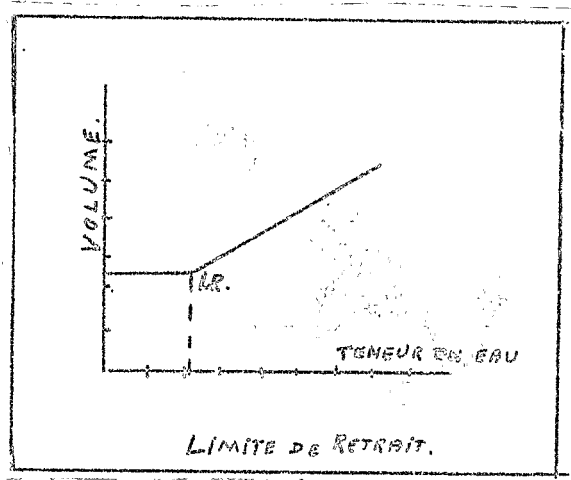
Elle se détermine expérimentalement en faisant tomber une goutte d'eau sur une pâte homogène, portée initialement à la limite de plasticité. Si cette goutte est absorbée en moins de 30 secondes, on homogénéise la pâte, en augmentant légèrement sa teneur en eau, et on recommence ainsi de suite jusqu'à ce que la goutte d'eau qui tombe sur une facette horizontale du sol ne pénètre pas avant 30 secondes.

F - LA LIMITE DE RETRAIT.

La limite de retrait est la teneur en eau à partir de laquelle le volume de l'échantillon cesse de diminuer quand la teneur en eau décroît, ou commence d'augmenter quand la teneur en eau croît ; c'est donc la limite de variation de volume d'un échantillon du sol en fonction de sa teneur en eau.



On constate en effet qu'à partir d'un certain moment le volume décroît linéairement lorsque la teneur en eau décroît, puis brusquement cesse de décroître alors que la dessiccation se poursuit. Le contraire se produit en humidifiant. L'état solide est donc caractérisé par très peu d'eau. Lorsqu'il n'y a plus beaucoup d'eau absorbée, les grains sont près les uns des autres, ils entrent en contact, la dessiccation peut produire encore une diminution de volume. C'est, lorsque ces grains se trouvent en contact parfait, l'état solide sans retrait.



Définition et principe :

L'échantillon étant porté au voisinage de la limite de liquidité, on mesure dans une tare le volume occupé par cet échantillon, et son poids. Après dessiccation complète on mesure le volume final et le poids.

Le poids de l'eau contenu dans l'échantillon à son état initial est :

$E_i = \text{Poids initial (P}_i) - \text{Poids final (P}_f)$

L'eau perdue pendant la dessiccation E_p est : $\text{Volume initial (V}_i) - \text{Volume final (V)}$

La teneur en eau est alors déterminée par : $100 \frac{E_i - E_p}{P_f}$ qui est la limite de retrait cherché.

Mode opératoire :

On mouille 100 grammes de sol (fraction inférieure à tamis 0,5 mm) avec de l'eau distillée.

On enduit trois coupelles de porcelaine d'une mince couche de vaseline afin d'empêcher l'adhérence de la pâte de sol aux parois de la coupelle. On remplit à ras bord ces coupelles, en tapotant pour faciliter la mise en place.

On pèse et on calcule le poids humide Pl. On sèche à l'air, puis à l'étuve. Les échantillons secs se démoulent d'eux-mêmes. On pèse alors le poids final : Pf. On détermine ensuite le volume :

Pour cela, on place dans un petit cristalliseur une capsule de porcelaine que l'on remplit de mercure, on arase la ménisque en appliquant sur la capsule une plaque de verre, où sont fixées trois pointes, les pointes plongeant dans le mercure (le petit cristalliseur sert à recueillir le mercure).

On plonge alors l'échantillon sec dans le mercure ; avec les trois pointes on enfonce et on applique la plaque jusqu'à ce que le mercure ne coule plus. Le volume de mercure recueilli (V f) est égal au volume de l'échantillon sec. On pèse le mercure, et en divisant ce poids par la densité du mercure (13,6), on obtient le volume final.

LIMITES D'ATTERBERG (Suite)

Date :
Opérateur :

III. Limites de retrait.

	1 essai	2 essai	3 essai
N° de la tare	:	:	:
Poids total humide	:	:	:
Poids total sec	:	:	:
Poids de la tare	:	:	:
Poids d'eau initial Pe	:	:	:
Poids du sol sec Ps	:	:	:
Poids total du mercure	:	:	:
Poids de la tare	:	:	:
Poids net du mercure	:	:	:
Volume initial Vi	:	:	:
Volume final Vf	:	:	:
Limite de retrait	:	:	:

Moyenne :

Calcul de la limite de retrait :

$$Lr = \frac{Pe - (Vi - Vf)}{Ps} \times 100 =$$

Exemple de fiche d'essai pour la limite de retrait.

Le volume de l'échantillon à sa teneur en eau initiale V_i est égal au volume de la capsule que l'on détermine une fois pour toute grâce au mercure. On refait de même pour les deux autres coupelles ; tous ces résultats sont portés sur la feuille d'essai (page).

G - Intérêt des limites d'ATTERBERG en Géomorphologie.

Les limites d'Atterberg en mécanique des sols servent essentiellement à caractériser un sol du point de vue physique, et peuvent préciser la dénomination et la classification de ce sol. Par exemple, on peut caractériser l'état ou la consistance d'un sol par le rapport :

$$C_e = \frac{L_i - W}{l_p} \quad \text{ou } W = \text{teneur en eau de l'échantillon.}$$

Lorsque C_e est compris entre 0 et 0,25, le sol est pâteux,
entre 0,25 et 0,50, le sol est mou,
entre 0,50 et 0,75, le sol est dur,
entre 0,75 et 1, le sol est mi-dur,
supérieur à 1, le sol est dur.

C'est aussi en comparant les limites d'Atterberg avec la teneur en eau du sol que le géomorphologue peut utiliser les limites d'Atterberg, mais son but est différent.

Un sol dont les limites de liquidité et de plasticité sont faibles est plus facilement atteint par la solifluxion à la moindre pluie par exemple, alors qu'un sol dont les limites sont élevées devra recevoir et emmagasiner une quantité d'eau plus importante, pour arriver au même résultat. La connaissance de ces limites permet d'expliquer de nombreux glissements ou même de les prévoir sur des versants où des aménagements sont prévus.

Il est très intéressant aussi de confronter les limites d'Atterberg avec d'autres propriétés du sol, et plus particulièrement avec la perméabilité. Certains sols dont les limites sont peu élevées ne solifluent pas parce que la perméabilité est faible, l'eau ne peut s'infiltrer et détemprer le sol.

Dans le même ordre d'idée, les valeurs des limites de liquidité et de plasticité peuvent être utilement comparées au pourcentage des vides du sol, pour obtenir le degré de saturation du sol lorsque ces limites sont atteintes. Soit N en effet, le pourcentage des vides du sol ; à saturation complète, on aura : $N = N_e$, où N_e représente la teneur en eau dans l'unité de volume. Comme les limites d'Atterberg sont données en unité de poids, il faut transformer N_e pour obtenir la teneur en eau de l'unité de poids à saturation complète, en le divisant par la densité sèche du matériau.

Cette valeur représente ainsi, dans le sol considéré, le maximum d'eau que celui-ci peut contenir. Il est alors très instructif de comparer cette valeur aux limites d'Atterberg.

Si N_e/d_s est supérieur à ces limites celles-ci peuvent être atteintes, et la solifluxion peut agir.

Si par contre, N_e/d_s est inférieur à ces limites, celles-ci ne pourront pas être atteintes, puisqu'il faudrait une quantité d'eau supérieure à la saturation complète.

On entrevoit toute l'importance de ces données dans la possibilité de déclenchement des phénomènes de solifluxion.

...

Ces limites peuvent enfin être confrontées avec d'autres données de l'état du sol, et en particulier avec le gel.

De même, la limite de retrait à son intérêt propre : certaines argiles se craquèlent l'été sous l'influence de la chaleur et laissent "passer" l'eau à la suite des premières averses succédant à la période de sécheresse, alors qu'en général ces argiles sont imperméables. Des accumulations locales d'eau, le long de ces fentes, peuvent même déclencher des ruptures par paquets.

Un autre intérêt peut être de les confronter avec des données de l'état du sol et plus particulièrement avec le gel. La pénétration de l'eau dans le sol lors d'une période de gel ne se fait pas de la même manière qu'en période de pluie ; lors du dégel, une quantité d'eau importante est libérée d'un seul coup. Les limites de plasticité et de liquidité parfois sont atteintes, d'autant plus qu'une couche inférieure (pergélisol ou plaque de glace) peut rester geler et jouer le rôle d'un plan de glissement.

III - La résistance au CISAILLEMENT.

Rappelons tout d'abord un certain nombre de définitions.

Tension : A l'intérieur d'un massif de sol, comme dans tous les milieux, les différents éléments réagissent les uns sur les autres. Au contact des facettes de deux éléments, il y a donc une réaction mutuelle. Le rapport de cette force de réaction élémentaire à la surface de contact sur laquelle elle agit donne la "tension" ou "contrainte" correspondante. Une tension ou contrainte est donc une force rapportée à l'unité de surface. La tension étant généralement oblique par rapport à l'élément correspondant, on peut la décomposer suivant la normale à cet élément et suivant la projection sur l'élément. Les deux tensions ainsi obtenues sont appelées TENSION NORMALE et TENSION TANGENTIELLE.

Angle de frottement interne : lorsqu'un matériau se rompt, ou même simplement se déforme au delà de la limite d'élasticité, il y a rupture de l'état de tension intérieur qui caractérise l'équilibre. Pour les massifs de terre, l'expérience montre que cela se produit par un phénomène de glissement. Autrement dit, un élément d'un massif en contact avec la surface d'un autre élément, est en équilibre lorsque la force de tension correspondante ne s'écarte pas d'un certain angle avec la normale à la surface. Cet angle limite est appelé "Angle de frottement interne". Lorsque la valeur de cet angle est dépassée, il y a glissement. A une tension oblique donnée correspondent alors une tension normale et une tension tangentielle dont les valeurs relatives sont fixées en fonction de l'angle de frottement. C'est donc l'angle que ferait la tension entre deux grains d'un matériau, avec la normale, au petit élément de contact entre ces deux grains, si la cohésion n'existait pas. Autrement dit, l'angle à partir duquel il y aurait glissement entre les deux grains.

La tension normale sert à rapprocher les grains les uns des autres. La tension tangentielle est celle qui est composée par la force de frottement, c'est-à-dire par la résistance qui s'établit au contact des deux grains pour les empêcher de glisser l'un sur l'autre. Il est évident que la tension tangentielle ne peut exister que dans la phase solide.

Cohésion : On constate cependant que lorsque la tension tangentielle ainsi donnée n'atteint pas une certaine valeur, caractéristique de chaque matériau pris dans des conditions déterminées, il n'y a pas rupture. Cette valeur limite de la tension tangentielle est appelée "cohésion" du matériau. Cette cohésion est la force propre au matériau. Il faut d'ailleurs la diviser en cohésion vraie et cohésion apparente. La cohésion vraie dépend des phénomènes d'attraction moléculaire qui se manifestent

entre les particules. Ces phénomènes n'existent que si les grains sont petits et présentent une grande surface spécifique. La cohésion apparente ou d'humidité résulte d'une tension superficielle de l'eau se trouvant dans les espaces laissés entre les grains ou tension superficielle. La cohésion totale est la somme des deux.

a) Equilibre et rupture des terres.

Une partie importante de la mécanique des sols a pour but d'étudier l'équilibre des terres, c'est-à-dire, de façon générale, les critères de la résistance des matériaux : "établir les relations auxquelles doivent satisfaire les éléments qui définissent l'état de contrainte en un point pour qu'en ce point la matière ne dépasse pas certaines conditions limites au delà desquelles par exemple, il y aurait rupture".°

Une relation est à la base de toutes les théories relatives à l'équilibre des massifs de terre :

$S = C + N \operatorname{tg} \varphi$ où S représente la tension tangentielle, N la tension normale, C la cohésion, et φ l'angle de frottement interne. La résistance au cisaillement est ainsi liée à la cohésion, à l'angle de frottement interne et à la pression extérieure. Cette relation n'est pourtant vraie qu'entre certaines limites, mais qui correspondent du reste aux valeurs rencontrées en pratique. Elle a été indiquée pour les massifs ne subissant que des compressions, par COULOMB, et constitue le critère applicable à la résistance des massifs de terre.

Pour les sables où la cohésion est nulle, on suppose dans la pratique que l'angle de frottement interne est indépendant de la pression et est égal à l'angle du talus naturel. Pratiquement, ceci est d'ailleurs valable jusqu'à une proportion inférieure à 45 % d'argile dans le matériau. Pour les autres matériaux doués de cohésion, les essais sont très délicats.

Les essais de résistance au cisaillement permettent de déterminer les valeurs de la cohésion de l'angle de frottement interne dans des conditions de teneur en eau et de consolidations connues. Les résultats sont cependant très variables d'un échantillon à l'autre, car ils dépendent de la structure, de la compacité, de la teneur en eau, de la dimension des grains, de la température... La teneur en eau est notamment importante :

- L'angle de frottement diminue en général quand la teneur en eau augmente.
- L'eau joue le rôle d'un "lubrifiant".
- La cohésion est comme on l'a vu composée de la cohésion vraie et de la cohésion apparente : la seconde seulement est influencée par la teneur en eau ; elle apparaît d'abord quand la teneur en eau augmente, elle croît avec elle jusqu'à une certaine valeur, puis diminue et s'annule finalement ; il ne reste alors que la cohésion vraie qui disparaît d'ailleurs elle-même lorsqu'on atteint la limite de liquidité.

b) Les appareils.

Trois appareils sont employés pour effectuer ces essais : la boîte de cisaillement, l'appareil à cisailier par rotation ou l'appareil à pression triaxiale. Les mesures données ici ont été obtenues par l'appareil à boîte de cisaillement qui comprend deux demi-boîtes se joignant sur un plan horizontal ; l'échantillon est placé dans cette boîte et est consolidé par charge verticale. La partie supérieure de la boîte, mobile, est raccordée à un système qui permet une traction horizontale. Un effort de traction peut ainsi être effectué jusqu'à la rupture.

° J. VERDEYEN : Mécanique des sols et fondations (Eyrolles, Paris).

Mode opératoire :

Le remplissage des boîtes se fait à partir du matériau en vrac amené si possible à la densité en place. On détermine sa teneur en eau avant de le consolider. En général, on s'efforce de l'amaner à la limite de liquidité.

- Consolidation des boîtes.

On pose la boîte remplie sur le bâti de consolidation.

On amène l'étrier au dessus et on serre les deux vis pour amener le levier en position horizontale.

On place le comparateur sur le centre de traverse supérieur en mettant le cadran à 0.

On remplit d'eau distillée le piston et les cavités de la base de la boîte.

On place sur le plateau du bâti les poids suivants pour obtenir :

1 kg. cm ² sur le bâti n° 1	5,650 kg.
2 kg. cm ² sur le bâti n° 2	11,300 kg.
3 kg. cm ² sur le bâti n° 3	16,950 kg.

(Les chiffres indiqués sur la notice M & O, UT 79 sont faux, car ils correspondent à un autre type de boîte).

La stabilisation est observée en fonction du temps ; elle est considérée comme terminée lorsque le comparateur indique une variation inférieure à 1/100e mm par jour pendant 2 à 3 jours. Au début, le tassement paraît extrêmement rapide : il correspond à la pénétration des dents de pierres poreuses dans le matériau.

- Mise en place sur la machine de cisaillement.

Lorsque la consolidation est terminée, le plateau est rapidement déchargé, la boîte enlevée est portée sur la machine à cisailier, où la même charge verticale est immédiatement rétablie sur le piston.

Un comparateur est mis en place au dessus de l'étrier comme sur le bâti de consolidation. Son aiguille ne doit marquer aucune variation pendant une période de 15 minutes, sinon il y a une anomalie dans l'essai : piston de la boîte coincé, demi-boîte supérieure bousculée dans la manipulation etc...

On met alors le poids du levier au 0,

On fixe la bande de traction sur le nez de la demi-boîte supérieure à l'aide de l'écrou moleté.

On fixe le comparateur mesurant les déplacements et on met le cadran au 0.

On fait avancer le poids mobile sur le bras du levier de :

1 kg/minute pour la boîte n° 1 consolidé à 1 kg/cm ² .	
2 kg/minute " " n° 2 " 2 kg/cm ²	
3 kg/minute " " n° 3 " 3 kg/cm ²	

On note à chaque fois la lecture sur le comparateur,

On arrête l'essai dès que le cisaillement est obtenu.

ESSAIS DE CISAILLEMENT

N° de l'échantillon
Localisation

RESULTATS : C =
φ =

Date

Opérateur

Teneur en eau avant consolidation			Teneur en eau à la fin de l'expérience		
	1 essai	2 essai	1 essai	2 essai	
N° de la tare	
Poids total humide	
Poids total sec	
Poids de la tare	
Poids de l'eau	
Poids du sol sec	
Teneur en eau	
Moyenne					

CONSOLIDATION.

Boîte n° 1		Boîte n° 2		Boîte n° 3	
Temps	Mn	Temps	Mn	Temps	Mn
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....

La consolidation est obtenue lorsque la variation est inférieure à 1/100 de Millimètre par jour pendant 2 ou 3 jours.

CISAILLEMENT.

Boîte n° 1	Efforts de cisaillement	/... Charge de 1 kg/cm ²
Boîte n° 2	" "	/... charge de 2 kg/cm ²
Boîte n° 3	" "	/... charge de 3 kg/cm ²

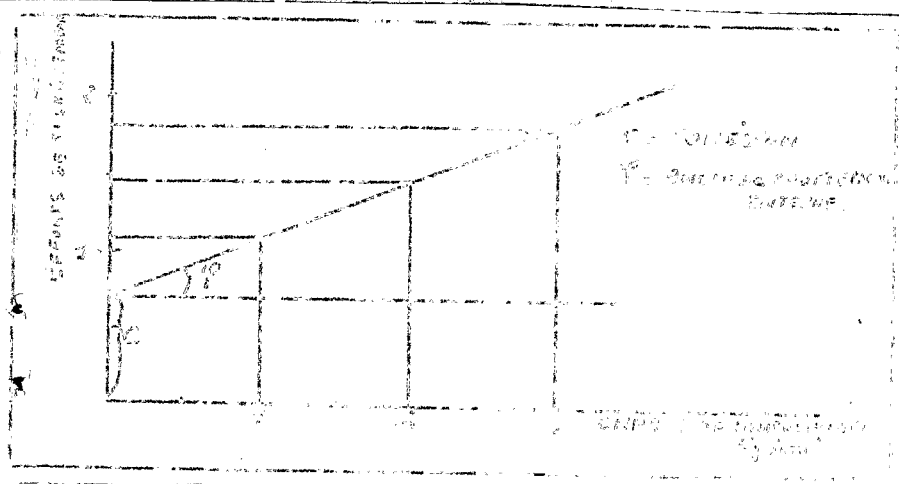
D'après le graphique C =
φ =

...

ESSAI DE CISAILLEMENT.

Boîte n° 1		Boîte n° 2		Boîte n° 3	
Charge	Lecture du comparateur	Charge	Lecture du comparateur	Charge	Lecture du comparateur
1	2	3
2	4	6
3	6	9
4	8	12
5	10	15
6	12	18
7	14	21
8	16	24
9				
10				

On prélève une fraction du matériau dans le plan de cisaillement pour vérifier la teneur en eau.



Le curseur représente 0,035 kg la courbe des effets de cisail-olidation.

Graphique permettant de dé- duire les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion.

...

c) Conclusions et critères fondamentaux applicables à l'étude de l'évolution des versants.

La rupture d'un massif de terre se produit par un phénomène de glissement, elle survient donc quand la tension tangentielle atteint une certaine valeur limite. Cette valeur dépend, conformément à la loi de COULOMB $S = C + N \operatorname{tg} \varphi$, de la valeur de la tension normale de la cohésion, et du frottement interne du massif considéré. Or la tension tangentielle est fonction de l'angle que fait la surface libre d'un massif avec l'horizontale.

Pour étudier la stabilité d'un massif de terre, on est ainsi amené à considérer chacun des éléments dont on a donné ci-dessus la définition, à savoir la tension, l'angle de frottement interne et la cohésion. Les résultats de cette étude qui ont été confirmés à la fois par le calcul et l'expérience sont les suivants :

Seuls les massifs dont la surface libre fait avec le plan horizontal un angle i supérieur à l'angle de frottement interne présentent des risques d'éboulement.

Donc pour i inférieur à φ , un versant est toujours stable.

pour i supérieur à φ , a) l'équilibre est rompu pour un massif non cohérent (la cohésion étant nulle).

b) l'équilibre peut encore subsister pour un massif cohérent ; d'après le critère de COULOMB, la rupture se produit quand $S = C + N \operatorname{tg} \varphi$.

On voit donc que pour une cohésion C , et un angle de frottement interne donné, la tension tangentielle limite est fonction de la tension normale N . Or celle-ci croît avec la hauteur du massif. Il existe par conséquent une hauteur limite, dite "hauteur dangereuse", à partir de laquelle un éboulement se produit. Cette hauteur dangereuse peut être déterminée par le calcul. Les formules proposées sont relativement compliquées, et diffèrent suivant les hypothèses admises au dé-

partats en sont consignés dans des de la hauteur dangereuse : ainsi simple, dont les résultats ont base.

du talus considéré.

e.

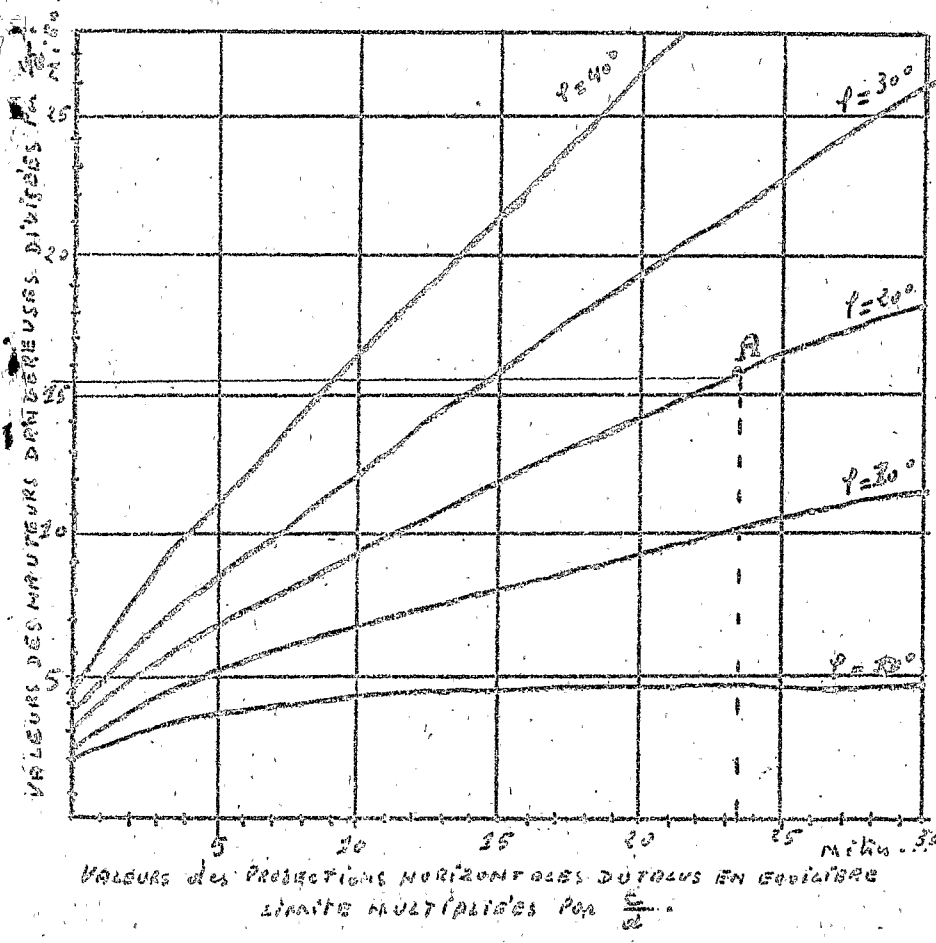
zontale 1 du talus.

ur $1 \times \frac{c}{d}$

e correspondant à l'angle de frottement dangereuse h par le rapport $\frac{c}{d}$.

Abaque de FRONTARD.

emple : les mesures préalables ant donné :



l = 20 m

$\phi = 20^\circ$

C = 2000 kg/m²

d = 1700 kg/m³

On obtient : $\frac{c}{d} = 1,175$

On calcule : $1 \times \frac{c}{d} = 23,5$

Et on lit en A :

$h / \frac{c}{d} = 15,5$

d'où h cherché = 18,20 m.

Enfin, pour une hauteur donnée, les variations de C, de ϕ , ou même de N, pour des raisons indépendantes de la hauteur du massif, sont susceptibles d'amener également la rupture.

Il apparaît alors que l'étude de la stabilité d'un versant doit être axée sur deux domaines différents concernant :

- la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques du sol qui compose le versant. C'est la partie de laboratoire.
- la recherche des phénomènes qui ont agi, ou qui sont susceptibles d'agir, pour modifier les valeurs de ces caractéristiques, et déterminer ainsi des phénomènes modifiant l'aspect de ces versants.

C'est ici que doit intervenir avant tout le géomorphologue, par les indications et renseignements qu'il apportera à l'ingénieur chargé des calculs théoriques. Cet ingénieur pourra alors utiliser ces données et en tenir compte dans ces formules, par l'adjonction de paramètres basés sur les recherches du géomorphologue.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages généraux sur les techniques et leurs applications :

- PELTIER : Manuel du Laboratoire routier (Laboratoire Central des Ponts et chaussées).
- VERDEYEN : Mécanique des Sols et fondations (Eyrolles, Paris, Desoer, Liège).
- VERDEYEN j. et ROISIN V. : Stabilité des terres (Eyrolles, Paris).
- LEUZINGER V.R. : Controversias Geomorphologicas (Rio de Janeiro, 1948). n° 211 (pages 115-164).
- AVENARD J.M. et TRICART J. : Applications de la Mécanique des Sols à l'étude des versants. R.G.D. (à paraître).
- AVENARD J.M. : Quelques méthodes de Mécanique des sols appliquées au problème géomorphologique des versants. ("Thèse La Solifluxion", à paraître dans le fascicule I de la série de Revue Géographie Dynamique : Travaux du Laboratoire).

Sur les limites d'ATTERBERG :

- Notice M & O, Société d'applications Mécaniques et Optiques (Montrouge, Essai de liquidité notice UT 14).

Sur la perméabilité :

- Notice M & O (id.) Perméamètres à compactage direct Notice n° UT 122

Sur le cisaillement :

- Notice M & O (id.) Appareillage de cisaillement direct Notice UT 79.
- THUILLEAUX : Les chaussées en graviers stabilisés (Service de Documentation de la Société SOLVAY).