

# Propriétés des matériaux naturels

par **Pierre ROSSI**

*Docteur en géologie. Responsable géotechnique de l'unité « Grands Travaux de Terrassement (Razel) »*

**Ludovic GAVOIS**

*Directeur du service géotechnique (GTM Terrassement)*

et **Guy RAOUL**

*Ingénieur de l'École spéciale des travaux publics  
Ancien Directeur de GTM Construction*

|  |              |
|--|--------------|
| <b>1. Propriétés relevant de la mécanique des roches .....</b>       | C 5 360 – 2  |
| 1.1 Propriétés des roches .....                                      | — 2          |
| 1.1.1 Identification .....   | — 2          |
| 1.1.2 Résistance mécanique des roches .....                          | — 3          |
| 1.2 Propriétés des massifs rocheux.....                              | — 4          |
| 1.2.1 État de fracturation d'un massif rocheux.....                  | — 4          |
| 1.2.2 État d'altération d'un massif rocheux .....                    | — 4          |
| 1.2.3 Abrasivité .....   | — 5          |
| 1.3 Prévision des conditions d'extraction des massifs rocheux .....  | — 5          |
| <b>2. Propriétés relevant de la mécanique des sols .....</b>         | — 5          |
| 2.1 Courbe intrinsèque .....   | — 5          |
| 2.2 Dilatance.....   | — 6          |
| <b>3. Propriétés géotechniques applicables au terrassement .....</b> | — 6          |
| 3.1 Paramètres de nature .....                                       | — 7          |
| 3.1.1 Paramètres de nature retenus dans le GTR.....                  | — 7          |
| 3.1.2 Autres paramètres de nature.....                               | — 8          |
| 3.2 Paramètres d'état.....   | — 8          |
| 3.2.1 Schématisation et définition des paramètres d'état .....       | — 8          |
| 3.2.2 Paramètres d'état retenus dans le GTR .....                    | — 8          |
| 3.3 Paramètres de comportement mécanique .....                       | — 9          |
| 3.3.1 Paramètres de comportement mécanique d'un sol.....             | — 9          |
| 3.3.2 Paramètres de comportement mécanique d'une roche .....         | — 14         |
| <b>Pour en savoir plus .....</b>                                     | Doc. C 5 360 |

**Pour en savoir plus .....** Doc. C 5 360

**L**a conception et la réalisation d'ouvrages en terre impliquent la connaissance des propriétés des matériaux naturels qui relèvent de la mécanique des roches et de la mécanique des sols. C'est l'objet des exposés paragraphes 1 et 2 qui présentent l'essentiel des bases théoriques et/ou empiriques ainsi que des règles de référence permettant d'appréhender les propriétés des matériaux et leur comportement sous l'influence de différents facteurs.

Dans le troisième paragraphe sont abordées, en complément à ces bases, les propriétés caractéristiques des sols sous l'angle de la géotechnique adaptée aux travaux de terrassement. Des paramètres résultant de la méthodologie appliquée sur le terrain sont introduits dans l'étude des sols.

Cette approche constitue le vecteur le plus important pour l'activité du terrassement. Elle permettra de classer les matériaux en fonction de leurs possibilités d'utilisation dans les ouvrages en terre. Ces notions sont décisives au stade de la conception comme au stade de la réalisation.

Dans le cas d'ouvrages comme les barrages en terre, les canaux, les digues fluviales ou portuaires..., des guides ou des prescriptions techniques sont le plus souvent élaborés ou adaptés au cas par cas par les maîtres d'œuvre concernés.

Pour ce qui concerne les infrastructures routières et ferroviaires (par extension et dans certaines conditions), on utilise le guide technique GTR « Réalisation des remblais et des couches de forme ». Il répertorie les différents paramètres qui interviendront dans le classement normalisé des sols.

C'est le guide auquel nous nous référerons dans le paragraphe 3.

Les essais qui concernent les propriétés et les paramètres sont cités et décrits dans ce dossier.

Les propriétés à étudier étant très diverses, les méthodes à mettre en œuvre pour les repérer sont, de ce fait, très variées.

On se reportera dans les paragraphes qui suivent à différents dossiers d'autres rubriques cités et parus dans les Techniques de l'Ingénieur et, plus particulièrement pour ce qui concerne le paragraphe 1.1, au guide technique « Terrassements à l'explosif dans les travaux routiers » (TETR) édité par le Comité français pour les techniques routières (CFTR).

## 1. Propriétés relevant de la mécanique des roches

Dans le domaine des roches, il est désormais classique de considérer deux échelles différentes :

- celle de la roche, correspondant à quelques décimètres cubes ; c'est l'échelle de l'échantillon et de l'éprouvette soumise aux essais de laboratoire ;
- celle du massif rocheux, qui correspond à quelques dizaines de mètres cubes ; c'est l'échelle des travaux de terrassements et des fondations d'ouvrages.

### 1.1 Propriétés des roches

On se reportera pour plus de détails aux références [1] [2] dans les Techniques de l'Ingénieur.

#### 1.1.1 Identification

La pétrographie classe les roches en trois grands groupes en se fondant essentiellement sur des critères génétiques (tableau 1) :

- les **roches éruptives** proviennent de la solidification du magma ;
- les **roches sédimentaires** sont formées à partir de dépôts d'éléments détritiques chimiques ou biochimiques ;
- les **roches métamorphiques** résultent des modifications subies par les roches éruptives ou sédimentaires lorsqu'elles sont soumises au métamorphisme.

Du point de vue mécanique, c'est la distinction entre les formations meubles, les sols et les formations cohérentes, les roches, qui nous intéresse. Nous ne parlerons dans ce paragraphe que de ces dernières. Cependant, dans tous les cas, il convient de désigner une roche d'après la classification pétrographique.

Les roches cohérentes sont des solides particulièrement complexes du fait de l'hétérogénéité des constituants et des défauts de structure.

Tableau 1 – Famille des roches (1)

|   |   |   |
|---|---|---|
| <b>ROCHES MAGMATIQUES</b><br>(plutoniques ou volcaniques) | <b>Famille des roches acides</b>                | Granite, granodiorite, syénite, microgranite, <i>rhyolite, trachyte</i> |
|   | <b>Famille des roches intermédiaires</b>        | Diorite, microdiorite, <i>andésite, trachy-andésite</i>                 |
|   | <b>Famille des roches basiques</b>              | Gabbro, dolérite, ophite, <i>basalte, péridotite</i>                    |
| <b>ROCHES MÉTAMORPHIQUES</b>                              | <b>Roches massives</b>                          | Quartzite, cornéenne, migmatite, marbre                                 |
|   | <b>Roches foliées</b>                           | Gneiss, amphibolite, leptynite, micaschiste, schiste, ardoise           |
| <b>ROCHES SÉDIMENTAIRES</b>                               | <b>Famille des roches carbonatées</b>           | Calcaire, craie, dolomie, travertin, cargneule                          |
|   | <b>Famille des roches à dominante siliceuse</b> | Grès, arkose, argilite, meulière, silex, radiolarite                    |
|   | <b>Famille des roches silico-carbonatées</b>    | Marne, molasse  |
|   | <b>Famille des roches évaporitiques</b>         | Gypse, anhydrite, sel gemme   |
|   | <b>Famille des roches carbonées</b>             | Charbon, lignite  |

(1) Extrait du guide TETR édité par le CFTR (cf. [Doc. C 5 360]).

Ce sont des solides polycristallins hétérogènes formés, le plus généralement, de grains appartenant à plusieurs espèces minérales. Les cristaux d'un même minéral peuvent eux-mêmes se différencier par leur état d'altération.

Les roches sont également des milieux discontinus ; il existe des vides intergranulaires nommés pores, des défauts planaires soit intracristallins, soit intercristallins appelés fissures. La fissuration, qui joue un rôle considérable dans le comportement mécanique des roches, est la conséquence de l'hétérogénéité de comportement des différents constituants d'une roche.

Le volume des vides contenu dans une roche est exprimé par la porosité  $n$  :

$$n (\%) = \frac{V_v}{V}$$

avec  $V_v$  volume des vides,  
 $V$  volume total.

La porosité des roches est très variable ; elle peut atteindre 20 %, voire même 40 %, pour certaines roches sédimentaires comme la craie, alors que, pour les roches éruptives ou métamorphiques non altérées, exception faite de quelques laves, la porosité est inférieure à 1 %.

La porosité exprime mal l'état de fissuration d'une roche, car le volume de vides lié aux fissures est très faible. Aussi, il est apparu nécessaire de quantifier, autrement que par la porosité, la densité de discontinuités présentes dans un échantillon de roche. La théorie, comme les mesures expérimentales, montre que la vitesse de propagation des ondes dans un solide est très influencée par la présence de discontinuités. C'est la raison pour laquelle on utilise l'**indice de continuité**  $I_c$  :

$$I_c = \frac{V_L}{V_L^*} \times 100$$

avec  $V_L$  vitesse de propagation des ondes longitudinales dans une roche,  
 $V_L^*$  vitesse théorique correspondante pour un milieu parfait, de même composition minéralogique que la roche, mais ne présentant pas de discontinuité.

Le guide technique TETR reprend ces notions et fait état de la relation établie de manière expérimentale représentée sur le graphique de la figure 1.

La connaissance de l'indice de continuité et de la porosité d'une roche permet donc de caractériser son état de fissuration.

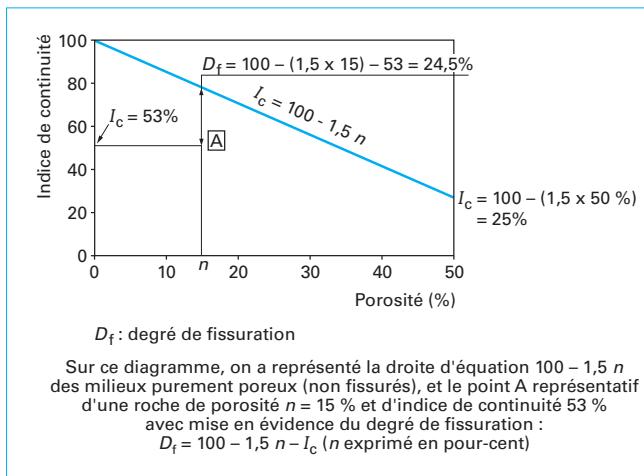


Figure 1 – Relation entre indice de continuité et porosité d'une roche

Les roches sont souvent anisotropes : l'anisotropie peut être due à des orientations préférentielles de certaines espèces minérales ou de fissures. La mesure de la vitesse de propagation des ondes dans différentes directions permet également de caractériser l'anisotropie d'une roche.

### 1.1.2 Résistance mécanique des roches

Dans le domaine des contraintes usuelles, les roches ont un comportement fragile. C'est seulement dans des conditions de température et de pression élevées que les roches peuvent montrer une certaine ductilité.

Depuis les travaux de Griffith, il est bien établi que la rupture fragile est l'aboutissement du développement de fissures dans le solide. Il dépend des conditions opératoires que la propagation de la fissure puisse être ou non contrôlée. Le plus souvent, la résistance d'une roche est donnée par la résistance maximale obtenue dans un essai de traction ou dans un essai de compression simple.

■ La **résistance en traction** des roches est beaucoup plus faible que la résistance en compression ; cette propriété est mise à profit dans toutes les opérations de cassage et de fragmentation des roches.

L'essai de traction le plus couramment utilisé est un essai indirect, l'essai brésilien. Le plan de rupture sur lequel s'exercent les contraintes de traction est le plan diamétral de l'éprouvette.

Nous donnons ci-après quelques fourchettes de résistance en traction  $\sigma_t$  de roches, mesurée par l'essai brésilien :

- Calcaires..... 1 à 15 MPa
- Granites..... 10 à 20 MPa
- Basaltes..... 15 à 35 MPa

On peut établir un classement des roches suivant leur résistance en traction comme suit :

- $\sigma_t > 30$  MPa ..... Résistance en traction très forte
- $10$  MPa <  $\sigma_t < 30$  MPa ..... Résistance en traction forte
- $5$  MPa <  $\sigma_t < 10$  MPa ..... Résistance en traction moyenne
- $2$  MPa <  $\sigma_t < 5$  MPa ..... Résistance en traction faible
- $\sigma_t < 2$  MPa ..... Résistance en traction très faible

Sur le chantier, il est possible de caractériser la roche par un essai très rapide pouvant s'effectuer sur des carottes ou, même, sur des morceaux irréguliers. C'est l'essai sous charge ponctuelle.

■ Mais la caractéristique mécanique la plus universellement utilisée pour les roches est la **résistance en compression simple**  $\sigma_c$ . Elle se mesure sur une éprouvette cylindrique d'élancement 2. La résistance en compression simple est le paramètre de base de la plupart des classifications proposées en mécanique des roches. Les intervalles et les termes utilisés dans la classification de base de la Société internationale de Mécanique des roches sont donnés dans le tableau 2 et repris dans le guide TETR avec l'indication des classes de résistances proposées par l'AFTES (Association française des travaux en souterrain).

Tableau 2 – Classes de résistance en compression simple des roches

| Classe         | Résistance en compression uniaxiale $\sigma_c$ (MPa) | Qualification de la résistance $\sigma_c$ |
|----------------|--|---|
| R <sub>1</sub> | > 200  | Très élevée                               |
| R <sub>2</sub> | 200 à 60   | Élevée                                    |
| R <sub>3</sub> | 60 à 20  | Moyenne                                   |
| R <sub>4</sub> | 20 à 6   | Faible                                    |
| R <sub>5</sub> | < 6  | Très faible                               |

## 1.2 Propriétés des massifs rocheux

On se rapportera aux dossiers [1] [2] [3] des Techniques de l'Ingénieur.

Les caractéristiques mécaniques des roches mesurées sur échantillons sont généralement élevées, et très supérieures à celles des massifs rocheux. Cette différence s'explique par la présence de surfaces de discontinuités.

Le terme général de discontinuité recouvre des surfaces d'origines très diverses :

- les plans de stratification des formations sédimentaires (calcaires, grès, marnes, pélites, etc.), qui ont une grande continuité spatiale ;
- les plans de schistosité de certaines roches métamorphiques (schistes, ardoises) ;
- les failles qui résultent d'une rupture par cisaillement avec déplacement relatif des épontes ;
- les diaclases dont l'origine est plus controversée, mais qui sont présentes dans pratiquement toutes les masses rocheuses ;
- les joints de retrait dus à un refroidissement rapide de laves ; on peut particulièrement les observer dans les coulées basaltiques.

L'étude structurale d'un massif rocheux consiste à hiérarchiser entre elles ces différentes familles, en distinguant les accidents majeurs isolés (failles) d'éléments répétitifs (plan de stratification, diaclases).

Pour chaque famille on s'efforce d'indiquer :

- l'orientation des surfaces (en indiquant l'azimuth et le pendage) ;
- leur extension ;
- l'état des épontes (planéité, rugosité, imbrication) ;
- l'existence et la nature du remplissage (remplissage bréchique, calciteux, argileux, etc.).

L'orientation des différentes surfaces de discontinuités est représentée sur un diagramme polaire en faisant une projection stéréographique.

On peut classer les massifs rocheux suivant le nombre de familles de discontinuités :

- massif avec très peu de discontinuités aléatoirement réparties ;
- massif avec une famille de discontinuités, avec ou sans discontinuités aléatoires (massif stratifié par exemple) ;
- massif avec deux familles de discontinuités, avec ou sans discontinuités aléatoires ;
- massif avec trois familles de discontinuités ;
- massif très fracturé avec de nombreuses discontinuités plus ou moins groupées en plus de trois familles.

### 1.2.1 État de fracturation d'un massif rocheux

L'étude complète de la structure d'un massif rocheux est souvent très longue et très difficile ; aussi utilise-t-on fréquemment des indices que l'on peut déterminer à partir de forages ou sur affleurements, et qui permettent de caractériser l'état de fracturation d'un massif.

■ L'indice le plus répandu actuellement est le **RQD** (*Rock Quality Designation*). Il se détermine par la longueur cumulée  $\sum \ell_i$  des éléments de carottes supérieurs à 10 cm de long par rapport à la longueur  $L$  de sondage considérée. Il est exprimé en pour cent :

$$RQD = 100 \frac{\sum \ell_i (> 10 \text{ cm})}{L}$$

À partir de ce seul indice, Don Deere propose la classification suivante :

- $RQD > 90\%$  ..... État de fracturation du massif très faible
- $75\% < RQD < 90\%$  ..... État de fracturation du massif faible
- $50\% < RQD < 75\%$  ..... État de fracturation du massif moyen
- $25\% < RQD < 50\%$  ..... État de fracturation du massif fort
- $RQD < 25\%$  ..... État de fracturation du massif très fort

L'indice **RQD** apparaît souvent insuffisant, aussi la Société internationale de Mécanique des roches recommande-t-elle l'utilisation de l'espacement moyen des discontinuités. Le guide technique « *Terrassements à l'explosif dans les travaux routiers* » utilise la notion de **densité**.

■ La **densité de discontinuités** dans le massif est souvent quantifiée par l'**intervalle de discontinuités**  $ID$  mesuré suivant une ligne (un sondage carotté, une ficelle tendue sur une paroi rocheuse...) et défini comme l'intervalle moyen entre deux discontinuités successives. Il est calculé sur une base glissante  $L$  (plusieurs mètres en général), ou pour chaque unité homogène reconnue. Il est conseillé d'utiliser les classes suivantes de l'intervalle  $ID$ , proposées par l'AFTES (tableau 3).

**Tableau 3 – Notion de densité selon le guide TETR**

| Classe | Intervalle (cm) | Description         |
|--------|-----------------|---------------------|
| 1      | > 200           | Densité très faible |
| 2      | 200 à 60        | Densité faible      |
| 3      | 60 à 20         | Densité moyenne     |
| 4      | 20 à 6          | Densité forte       |
| 5      | < 6             | Densité très forte  |

### 1.2.2 État d'altération d'un massif rocheux

Les processus d'altération des roches sont extrêmement divers. Suivant leur intensité, la roche peut présenter tous les états intermédiaires entre une roche saine et un sol résiduel, par exemple les arènes granitiques. Le plus souvent, l'altération progresse par les surfaces de discontinuités. La description de l'état d'altération peut se faire à partir de la classification donnée dans le tableau 4.

**Tableau 4 – Classification des roches en fonction de l'état d'altération**

| Roche                | Description de l'état d'altération   |
|----------------------|--|
| Saine                | Aucun signe apparent d'altération, avec éventuellement une légère décoloration sur les surfaces de discontinuités majeures                                       |
| Légèrement altérée   | Une décoloration montre l'altération de la roche et des discontinuités   |
| Modérément altérée   | Moins de la moitié de la roche est décomposée et/ou réduite en sol ; des blocs de roches saines ou décolorées sont présents et forment une structure discontinue |
| Très altérée         | Plus de la moitié de la roche est décomposée et/ou réduite en sol ; présence de blocs de roche saine ou décolorée formant une structure très discontinue         |
| Complètement altérée | Toute la roche est décomposée et/ou réduite en sol. La structure originelle du massif rocheux est encore largement intacte                                       |

### 1.2.3 Abrasivité

L'essai selon la norme XP P 18-579, qui se pratique sur un granulat de 4 à 6,3 mm, permet de quantifier la capacité d'une roche à user les pièces métalliques : cette caractéristique est donc importante pour les phases de foration et de reprise des matériaux abattus après le tir.

Selon cet essai, les calcaires purs ont une abrasivité voisine de 0 (la calcite n'est pas un minéral abrasif) ; à l'opposé, les roches siliceuses compactes telles que les quartzites ont une abrasivité qui peut dépasser 2 000 (tableau 5).

**Tableau 5 – Classes d'abrasivité suivant le guide TETR**

| Classe                  | Coefficient d'abrasivité <i>ABR</i> (g/t) | Description de l'abrasivité |
|-------------------------|---|-----------------------------|
| <i>ABR</i> <sub>1</sub> | < 500                                     | Très faible                 |
| <i>ABR</i> <sub>2</sub> | 500 à 1 000                               | Faible                      |
| <i>ABR</i> <sub>3</sub> | 1 000 à 1 500                             | Moyenne                     |
| <i>ABR</i> <sub>4</sub> | 1 500 à 2 000                             | Forte                       |
| <i>ABR</i> <sub>5</sub> | > 2 000                                   | Très forte                  |

### 1.3 Prévision des conditions d'extraction des massifs rocheux

Il est important, pour les travaux de terrassement, de prévoir les conditions d'excavation des déblais. Nous y reviendrons de façon détaillée dans la sous-rubrique « Matériel et Exécution ». Rappelons à ce stade que les principales méthodes d'extraction sont :

- l'utilisation d'explosifs avec la foration de trous de mines ;
- le défoncement avec des tracteurs puissants ; les plus puissants dépassent 500 ch ( $\approx 370$  kW) ;
- l'utilisation de pelles.

Ces deux dernières méthodes ne peuvent être utilisées que si les roches ne sont pas trop dures et le massif trop compact.

La prévision des conditions d'extraction des massifs rocheux est généralement faite par l'une ou la combinaison des méthodes suivantes :

- mesure de la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans le massif ;
- indications sur les caractéristiques de la roche (indice de continuité) et sur l'état de fracturation du massif ;
- sondages carottés (onéreux) ;
- sondages destructifs dans lesquels on fait des diagraphies des vitesses sismiques ;
- carottages soniques.

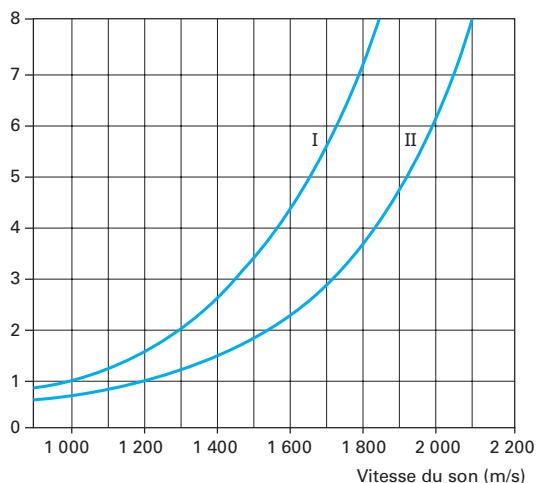
En conclusion, nous donnons simplement dans le tableau 6 les indications sur les prévisions d'extraction fournies par les vitesses de propagation des ondes longitudinales obtenues par des essais de diagraphies sismiques.

La figure 2 représente une allure de l'accroissement de difficulté en fonction de la vitesse du son, suivant la puissance du tracteur qui porte la dent de rippage.

**Tableau 6 – Conditions d'extraction déterminées par sondage sismique (1)**

| Nature du banc rocheux vis-à-vis de son extraction | Vitesse du son mesurée par sondage sismique (m/s) |
|--|---|
| Rippable   | $V < 1\,500$                                      |
| Difficilement rippable                             | $1\,500 < V < 2\,500$                             |
| À extraire avec emploi d'explosif                  | $V > 2\,500$                                      |

(1) Les frontières de ce tableau sont approximatives.



**Figure 2 – Ordre de grandeur de la difficulté à ripper un banc en fonction de la vitesse du son**

## 2. Propriétés relevant de la mécanique des sols

On se rapportera aux rubriques *Mécanique des sols* dans le traité Construction et *Calcul des structures* dans le traité Sciences fondamentales.

### 2.1 Courbe intrinsèque

Rappelons d'abord que l'on appelle **courbe intrinsèque** d'un matériau une courbe limitant le domaine élastique dans un plan défini par la contrainte normale portée en abscisse et la contrainte de cisaillement portée en ordonnée (figure 3).

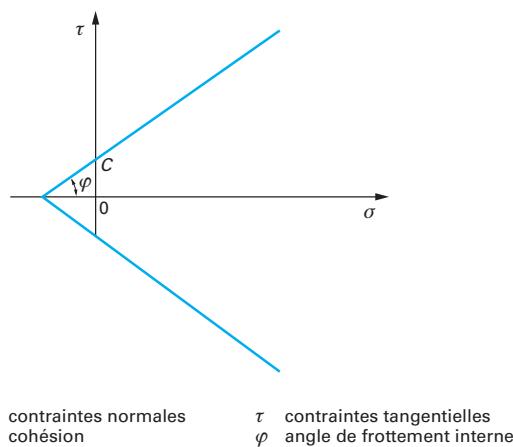


Figure 3 – Courbe intrinsèque d'un sol

Cette notion, appliquée à la Mécanique des sols, a dû être quelque peu déformée car le domaine élastique de ces matériaux est très réduit et le domaine plastique au contraire très étendu : en Mécanique des sols, la courbe intrinsèque limite le domaine de stabilité. L'expérience a montré que cette courbe est formée de deux demi-droites (figure 3) ; l'ordonnée à l'origine est la cohésion  $C$  et l'angle que fait la demi-droite supérieure avec l'axe des contraintes normales est l'angle de frottement interne  $\varphi$ . Le dossier « Résistance au cisaillement » du présent traité [4] montre que ces deux caractéristiques fondamentales  $C$  et  $\varphi$  ne sont pas des valeurs absolument fixes pour un sol donné, mais qu'elles dépendent de l'état du sol et, en particulier, de sa teneur en eau (cf. § 3) et des conditions de l'essai.

Cette courbe intrinsèque amène à distinguer deux sortes de sols : les **sols pulvérulents** pour lesquels  $C$  est nulle et les **sols cohérents** qui possèdent une certaine résistance  $C$  au cisaillement, même en l'absence de toute contrainte normale.

Les terrassements sont intéressés par trois conséquences de la forme et des caractéristiques de cette courbe.

■ Les **sols cohérents** peuvent présenter des parois verticales stables, tant que la hauteur de cette paroi est inférieure à :

$$\frac{2C}{\gamma \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

formule dans laquelle  $C$  et  $\varphi$  ont les significations indiquées précédemment,  $\gamma$  étant la masse volumique du sol.

■ Par contre, les **sols pulvérulents** ne peuvent théoriquement jamais conserver une paroi verticale, fût-elle de très faible hauteur. En pratique, ils ne conservent de paroi verticale que de hauteur vraiment très faible.

C'est là un fait bien connu du terrassier, qui peut conserver des tranchées non blindées (de hauteur certes limitée) dans les sols cohérents mais craint l'éboulement des sols pulvérulents.

La législation française impose le blindage de toute tranchée de profondeur supérieure à 1,50 m.

■ Lorsque le terrassement a été terminé, les massifs de terre, qu'ils soient de remblais ou de déblais, sont limités par des talus qui ne peuvent être stables que si les sols sont dans des états de contrainte inférieurs à la courbe intrinsèque. Le terrassier ne peut donc pas se désintéresser du problème de la stabilité des pentes [5].

■ On ne peut déformer un sol qu'en lui imposant des contraintes de cisaillement suffisantes. Lorsque, en particulier, on veut le compacter, il faut exercer sur le massif à densifier des contraintes de cisaillement.

## 2.2 Dilatance

L'expérience montre que, lorsque l'on cisaille un sol, son volume varie et que le sens de cette variation dépend de l'état initial de ce sol : lorsque l'on cisaille un sol lâche (c'est-à-dire peu compact), il se densifie ; au contraire lorsque l'on cisaille un sol compact, il se dilate. Il existe donc, pour un sol donné, une densité critique telle que, en dessous de celle-ci, un cisaillement le compacte tandis qu'au-dessus de celle-ci un cisaillement le décompacte.

On donne à ce dernier phénomène le nom de **dilatance**.

Il peut paraître mystérieux à qui n'a pas réfléchi qu'un sol est un matériau constitué de grains et que le déformer consiste à passer d'un certain rangement de ces grains à un autre rangement. Or il tombe sous le sens que parmi tous les rangements possibles, il en existe un où les grains sont le plus serrés que l'on puisse imaginer. Lorsque ce type de rangement est atteint (ou lorsque l'on est proche de ce rangement maximal), toute déformation ne peut conduire qu'à un rangement moins efficace donc à une dilatation.

En fait cette explication qualitative est bien valable mais schématique et les variations de volume d'un sol sous l'effet des cisaillements sont très complexes ; le phénomène de dilatance ne se manifeste pas avec tous les sols et dans n'importe quelles conditions.

Mais ce phénomène n'en reste pas moins important en matière de terrassement. Il explique en particulier le phénomène du coussin de caoutchouc que l'on rencontre quelquefois au compactage (cf. § 3.3.1, 5<sup>e</sup> cas).

## 3. Propriétés géotechniques applicables au terrassement

Les propriétés qui se réfèrent à la Mécanique des sols sont en général, nous l'avons vu, importantes pour le terrassier.

Un domaine l'intéresse très directement : c'est l'**application de la géotechnique** aux travaux de terrassement.

Ce domaine comporte l'étude de certaines propriétés caractéristiques des sols concernant en particulier **leur nature et leur état**.

Rappelons que la cohésion et l'angle de frottement interne aussi bien que le phénomène de dilatance dépendent de ces deux grands facteurs.

Un sol est un matériau constitué essentiellement de grains solides distincts et pouvant contenir, en outre, de l'eau et de l'air, les grains étant à une échelle telle, par rapport au volume du sol considéré, que la loi des grands nombres soit applicable.

Cette définition implique qu'un sol est un mélange d'une phase solide dispersée constituée par des grains de roche, d'une phase liquide soit dispersée, soit continue et d'une phase gazeuse, qui peut être, elle aussi, dispersée ou continue.

On ne change pas la nature du sol en modifiant les deux autres phases, en augmentant ou en diminuant la quantité d'eau ou celle d'air et en modifiant leur distribution dans le sol. Toutes ces modifications n'altèrent pas la nature du sol mais son état.

Le guide technique de « *Réalisation des remblais et des couches de forme* » (GTR) édité en 1992, réactualisé en juillet 2000, est l'outil méthodologique préconisé pour toutes les études et travaux d'infrastructures routiers. Il constitue aujourd'hui la référence la plus approfondie et la plus complète pour tout ce qui concerne l'utilisation des matériaux dans le domaine des terrassements. Le guide propose une classification normalisée de tous les sols et les conditions de mise en œuvre des matériaux en remblai et en couche de forme.

Les paragraphes qui suivent sont nettement inspirés de ce guide.

Le classement et la réutilisation des matériaux nécessitent la parfaite connaissance des paramètres suivants :

- paramètres de nature ;
- paramètres d'état ;
- paramètres de comportement mécanique.

Ces différents paramètres seront exposés dans les paragraphes qui suivent en tenant compte, d'une part, de ceux qui sont jugés suffisants pour l'utilisation du GTR et, d'autre part, de l'ensemble des critères nécessaires à leur connaissance.

## 3.1 Paramètres de nature

### 3.1.1 Paramètres de nature retenus dans le GTR

Selon le GTR, les paramètres de nature « **se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire qui ne varient pas ou peu, ni dans le temps ni au cours des différentes manipulations que subit le sol au cours de sa mise en œuvre** ».

Les paramètres retenus dans le GTR concernent la **granularité** et l'**argilosité** pour ce qui concerne les sols ; la **pétrographie** pour ce qui est relatif aux roches.

#### 3.1.1.1 Paramètres de nature des sols

##### ■ Granularité (normes NF P 94-056 et 057)

L'analyse granulométrique des matériaux doit permettre leur classement en tenant compte de leur diamètre maximal  $D_{\max}$  et de leurs tamisats à 2 mm et à 80 µm.

• **Le  $D_{\max}$**  est la dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le matériau étudié. C'est un paramètre très important pour préjuger des ateliers de terrassement envisageables, pour évaluer l'épaisseur des couches élémentaires, etc.

• **Le seuil de 50 mm** est la valeur proposée pour distinguer les sols fins, sableux et graveleux, des sols blocailleux. Il peut aussi permettre de différencier des sols pouvant (ou non) être malaxés avec un liant.

En outre, le comportement d'un sol à éléments anguleux de  $D_{\max}$  supérieur à 50 mm peut être bien appréhendé à partir des essais de laboratoire réalisés sur sa portion de matériaux 0/50 mm, lorsque cette dernière est supérieure à 60 à 80 % de l'ensemble du matériau.

En revanche, cela n'est plus envisageable si cette fraction devient inférieure à 60 à 80 %.

• **Le tamisat à 2 mm** permet de différencier les sols à tendance sableuse des sols à tendance graveleuse.

• **Le seuil de 70 %** place au-delà de cette valeur les sols à tendance sableuse et en deçà les sols à tendance graveleuse.

• **Le tamisat à 80 µm** permet de distinguer les sols riches en fines et d'estimer leur sensibilité à l'eau.

• **Le seuil de 35 %** est celui au-delà duquel le comportement du sol peut être considéré comme régi par celui de la fraction fine (< 80 µm).

• **Le seuil de 12 %** permet d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.

##### ■ Argilosité

L'argilosité peut être évaluée à partir de deux paramètres qui sont l'indice de plasticité  $I_p$  (norme NF P 94-051) et la valeur de bleu de méthylène **VBS** (norme NF P 94-068).

##### ● Indice de plasticité $I_p$

L'indice de plasticité d'un sol permet de mesurer l'étendue du domaine de plasticité de ce sol, sachant que :

$$I_p = w_L - w_P$$

avec  $w_L$  limite de liquidité qui sépare l'état liquide de l'état solide,  
 $w_P$  limite de plasticité qui sépare l'état plastique de l'état solide.

À titre indicatif, si la proportion de la fraction pondérale 0/400 mm d'un sol excède 50 % et si  $I_p > 12$ , l'interprétation de ce dernier sera aisée. En revanche, elle deviendra compliquée, voire impossible, si la proportion tombe au-dessous de 35 % et la valeur de  $I_p$  au-dessous de 7.

Trois seuils sont retenus dans le GTR, il s'agit :

- 12 : limite supérieure des sols faiblement argileux ;
- 25 : limite supérieure des sols moyennement argileux ;
- 40 : limite entre les sols argileux et très argileux.

##### ● Valeur de bleu de méthylène **VBS**

L'application de la **VBS** à l'identification des sols, contrairement à celle de  $I_p$ , remonte seulement à quelques années. En effet, la première version du GTR (1991) était le premier document technique qui fixait des valeurs d'essais et de seuils permettant d'utiliser à bon escient ce nouvel outil.

**VBS** exprime globalement la quantité et la qualité (ou activité) de l'argile contenue dans un sol. En effet, cet essai, qui permet de mesurer la quantité de bleu pouvant s'adsorber dans un sol, est directement lié à la surface spécifique de ce sol, elle-même en relation directe avec la surface des particules contenues dans sa fraction argileuse (passant à 2 µm).

En pratique, la **VBS** doit être mesurée sur la fraction 0/5 mm du matériau étudié, la valeur trouvée devant ensuite être rapportée sur la fraction 0/50 mm.

Les seuils retenus dans le GTR sont donnés ci-après :

- 0,1 : seuil au-dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau si le tamisat à 80 µm est inférieur à 12 % ;
- 0,2 : seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau ;
- 1,5 : seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux ;
- 2,5 : seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne ;
- 6 : seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux ;
- 8 : seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

##### ● Choix entre $I_p$ et **VBS**

**VBS** est applicable à l'identification de tous les sols car elle exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans le sol.

Toutefois,  $I_p$  présente dans le cas de sols moyennement à très argileux quelques avantages :

— c'est un paramètre dont on dispose d'une longue expérience pour ce qui concerne son interprétation ;

— il est plus sensible que la VBS dès que les sols deviennent vraiment argileux ;

—  $I_p$  est un paramètre d'identification mais aussi un paramètre de comportement. Comme nous l'avons vu précédemment,  $I_p$  définit l'intervalle de teneur en eau dans lequel le sol reste souple et déformable, tout en conservant une certaine résistance au cisaillement. La connaissance de cet intervalle est très utile dans la conception des ouvrages en terre.

#### ● Équivalent de sable

L'application récente de la VBS a fait perdre beaucoup de son intérêt au paramètre d'équivalent de sable (normes P 18-597 et P 18-598) qui était retenu dans l'ancien RTR de 1976. Cependant, les seuils et valeurs préconisés dans l'ancien RTR 1976 ont été reconduits dans le GTR 2000 pour permettre aux géotechniciens encore peu familiarisés avec la VBS d'utiliser dans de bonnes conditions le GTR 2000.

### 3.1.1.2 Paramètres de nature des roches

#### ■ Pétrographie

La pétrographie (discipline de la géologie fondamentale) est essentiellement utilisée pour caractériser la nature d'un massif rocheux.

La classification des roches retenue dans le GTR différencie :

— les roches sédimentaires dont :

- les roches carbonatées (calcaires, craies),
- les roches argileuses (marnes, argilites, pélites...),
- les roches siliceuses (grès, poudingues, brèches...),
- les roches salines (sel gemme, gypse...);

— les roches magmatiques et métamorphiques (granites, basaltes, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers...).

### 3.1.2 Autres paramètres de nature

Nous rappelons que ces essais permettent d'identifier et de mieux approfondir la nature des matériaux sans être pour autant indispensables pour l'application du GTR.

Ils sont listés ci-dessous de manière à donner au lecteur l'éventail des possibilités lui permettant de bien appréhender et maîtriser la nature des sols (cf. [Doc. C 5 360]) :

- détermination de la granulométrie des sols fins par sémentation (norme NF P 94-057) ;
- mise en évidence des matières organiques par colorimétrie (NF T 20-605) ;
- détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol (NF P 94-055) ;
- masse volumique sèche d'un élément de roche.

## 3.2 Paramètres d'état

Les paramètres d'état « ne sont pas propres au matériau considéré, mais sont fonction de l'environnement dans lequel il se trouve ».

**Le présent paragraphe traite du paramètre d'état des sols.** Par analogie, ce dernier peut être transposé aux roches fortement altérées ou naturellement friables ou dégradables dont la consistance et le comportement mécanique sont similaires à ceux d'un sol.

Quant aux paramètres d'état des roches massives dures, n'ayant quasiment aucune influence sur leur comportement aussi bien à l'extraction qu'à la mise en œuvre, bien que proches dans leur définition de ceux des sols, ils ne seront pas développés dans le présent document.

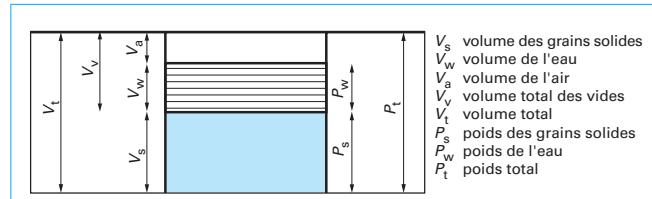


Figure 4 – Schématisation des grains solides, de l'eau et de l'air dans un sol

### 3.2.1 Schématisation et définition des paramètres d'état

Un sol constitué de grains solides, d'eau et d'air peut être schématisé comme indiqué sur la figure 4.

Les paramètres d'état déduits de ce schéma sont (cf. [Doc. C 5 360]) :

- la teneur en eau :  $W = (P_w/P_s) \times 100$  (NF P 94-050) ;
- la masse volumique apparente :  $\gamma = (P_w/P_s)/V_t$  ;
- la masse volumique à sec :  $\gamma_d = P_s/V_t$  (NF P 94-053) ;
- la masse volumique des grains solides :  $\gamma_s = P_s/V_v$  (NF P 94-054) ;
- le degré de saturation :  $S_r = (V_w/V_v) \times 100$  ;
- la teneur en eau de saturation :  $W_{sat} \rightarrow V_a = 0 \rightarrow S_r = 100\%$  ;
- la masse volumique à saturation :  $\gamma_{sat} = (P_w + P_s)/V_t$ , avec  $V_a = 0$  ;
- l'indice des vides :  $e = (V_a + V_w)/V_s = V_v/V_s$  ;
- la porosité :  $n = V_v/V_t$  ;
- la masse volumique immérsee (déjaugée) :  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

Les principales relations entre les paramètres d'état sont résumées ci-dessous :

- la masse volumique à sec :  $\gamma_d = \gamma/(1 + W)$  ;
- l'indice des vides :  $e = (\gamma_s/\gamma_d) - 1$  ;
- la porosité :  $n = e/(e + 1)$  ;  $e = n/(1 - n)$  ;
- la teneur en eau de saturation :  $W_{sat} = P_w/P_s = (V_w \times \gamma_w)/P_s = \gamma_w[(1/\gamma_d) - (1/\gamma_s)]$  ;
- le degré de saturation :  $S_r = (W/W_{sat})$  ;
- la masse volumique à saturation :  $\gamma_{sat} = \gamma_d(1 + W_{sat}) = \gamma_d \times [1 - (\gamma_w/\gamma_s)] + \gamma_w$  ;
- la masse volumique immérsee :  $\gamma' = \gamma_d \times [1 - (\gamma_w/\gamma_s)]$ .

### 3.2.2 Paramètres d'état retenus dans le GTR

#### 3.2.2.1 État hydrique

Le seul paramètre d'état pris en compte dans la classification du GTR est l'**état hydrique**. En effet, « son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme ». Cinq états hydriques sont différenciés.

■ **L'état « très humide » (th) :** c'est un état qui ne permet pas la réutilisation du sol dans les conditions technico-économiques francaises actuelles.

■ **L'état « humide » (h) :** cet état d'humidité élevée autorise la réutilisation du sol en prenant des dispositions particulières telles que l'aération, le traitement, etc.

■ **L'état « moyen » (m) :** c'est l'état d'humidité optimal qui présente le minimum de contraintes pour la mise en œuvre.

■ **L'état « sec » (s) :** il s'agit d'un état d'humidité faible qui autorise encore une mise en œuvre des matériaux en prenant des dispositions particulières (arrosoage, surcompactage, etc.).

■ L'état « très sec » (ts) : cet état d'humidité très faible n'autorise plus la réutilisation des sols dans les conditions technico-économiques françaises actuelles.

Néanmoins, dans le cas d'un mouvement de terre très déficientaire, la réutilisation de ces sols peut être envisagée moyennant des techniques appropriées telles que l'humidification dans la masse des matériaux (arroseuse enfouisseuse) et traitement à la chaux, par exemple.

### 3.2.2.2 Caractérisation de l'état hydrique

■ Le rapport de la teneur en eau naturelle ( $W_N$ ) sur la teneur en eau à l'**optimum Proctor normal OPN** ( $W_{OPN}$ ) du matériau étudié est le paramètre d'état le plus fiable pour caractériser les états (m), (s) et (ts).

■ Le paramètre le plus représentatif des états (h) et (th) est l'**IPI** (indice portant immédiat, norme NF P 94-078) car il traduit instantanément les difficultés de circulation des engins.

Le paramètre **IPI** est mesuré dans un moule CBR (*Californian Bearing Ratio*), sans surcharge ni immersion, sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor normal (norme NF P 94-093) et à sa teneur en eau naturelle.

La prise en compte de cet indice est développée dans le paragraphe 3.3.1.2.6 qui traite des paramètres de comportement mécanique.

■ L'**indice de consistance IC** du sol à partir duquel on peut recaler la teneur en eau naturelle ( $W_N$ ) par rapport aux limites d'Atterberg ( $W_L$  et  $W_P$ ) par la relation  $IC = (W_L - W_N)/I_P$ , permet de bien caractériser les cinq états (th), (h), (m), (s) et (ts), mais seulement dans le cas de sols fins moyennement à très argileux comportant au moins 80 à 90 % d'éléments  $\leq 400 \mu\text{m}$ .

## 3.3 Paramètres de comportement mécanique

### 3.3.1 Paramètres de comportement mécanique d'un sol

#### 3.3.1.1 Paramètres intrinsèques de comportement mécanique

Ces paramètres ne sont pris en compte que pour juger de l'utilisation possible des sols en couche de forme. Il s'agit d'un critère essentiel et novateur, principalement issu de l'expérience, mis en place avec l'application du GTR.

Ils permettent de mettre en évidence :

- les matériaux dont la fraction granulaire est susceptible de résister au trafic et au compactage et qui, de ce fait, peuvent être réutilisés en couche de forme ;

- les matériaux qui risquent de se fragmenter et de se transformer en un sol inutilisable en couche de forme dans son état naturel sans disposition particulière (traitement, par exemple).

Les paramètres de comportement mécanique considérés dans la classification GTR sont les **coefficients Los Angeles** (*LA* — norme P 18-573) et **Micro Deval en présence d'eau** (*MDE* norme NF P 18-572) mesurés sur la fraction 10/14 mm ou, à défaut, sur la fraction 6/10 mm.

**Nota :** ces normes sont applicables aux travaux de terrassement. D'autres références de normes se rapportant aux coefficients *LA* et *MDE* existent dans le domaine des granulats.

À titre d'information, certains maîtres d'ouvrage imposent la réalisation de ces essais sur des fractions granulaires plus appropriées à l'usage des matériaux, comme la fraction 16/31,5 mm, par exemple, pour la mesure du *LA* d'une sous-couche ferroviaire, ou la

fraction 25/50 mm pour le mesure des *LA* et *MDE* sur des matériaux de zone inondable (ZI).

La classification GTR considère aussi le **coefficient de friabilité des sables** (*FS*) mesuré sur la fraction 0/1 mm ou 0/2 mm (norme P 18-576).

Les seuils retenus sont de 45 pour les valeurs de *LA* et *MDE* et de 60 pour les valeurs de *FS*.

#### 3.3.1.2 Variation des propriétés mécaniques en fonction de l'état du sol

##### 3.3.1.2.1 Contrainte totale, pression interstitielle, pression d'air, contrainte intergranulaire, succion

Lorsque l'on exerce sur un sol un système de contraintes, celles-ci se transmettent de différentes manières ; pour mettre cela en évidence, prenons une facette en un point du sol. Rappelons que l'on appelle ainsi, en élasticité, un élément de plan infiniment petit de surface  $dS$  (figure 5). Bien qu'infiniment petit vis-à-vis des dimensions du massif de sol, cet élément de plan pourra être assez grand pour intéresser un nombre notable de grains de sol. Nous déformerons d'ailleurs la facette pour qu'elle ne coupe pas de grain (figure 6). La surface  $dS$  coupera donc une partie  $\chi dS$  d'eau et  $(1 - \chi)dS$  d'air en appelant  $\chi/(1 - \chi)$  le rapport des surfaces de  $dS$  occupées par l'eau et l'air. Ces deux fluides ne peuvent transmettre que des contraintes normales.

■ On appelle **pression interstitielle  $u$**  la pression transmise par l'eau, et **pression d'air  $p$**  celle transmise par l'air et la vapeur d'eau. De manière plus précise, comme le corps baigne dans l'atmosphère et que les forces extérieures devraient comprendre les forces de pression dues à la pression atmosphérique, on convient généralement que  $u$  (pression interstitielle) et  $p$  (pression d'air) sont respectivement l'excédent de la pression de l'eau et de la pression de l'air sur la pression atmosphérique ; il en résulte que les deux fluides transmettent d'un côté à l'autre de la facette une force normale à la facette et égale à :

$$[\chi u + (1 - \chi)p]dS$$

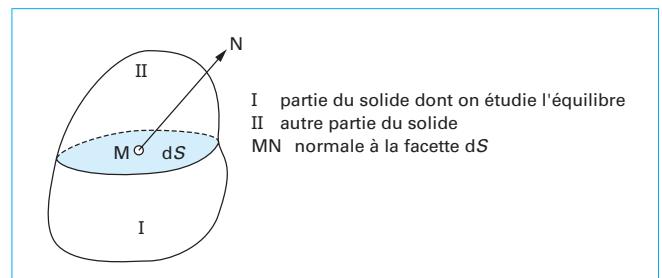
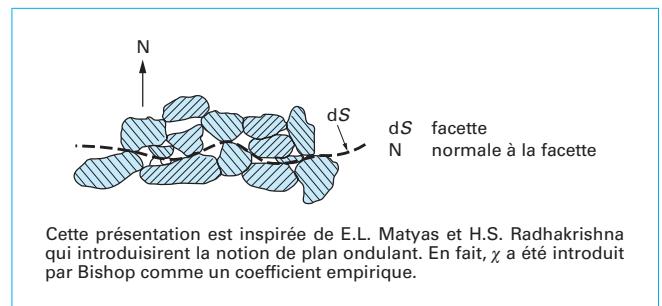


Figure 5 – Définition d'une facette



Cette présentation est inspirée de E.L. Matyas et H.S. Radhakrishna qui introduisirent la notion de plan ondulant. En fait,  $\chi$  a été introduit par Bishop comme un coefficient empirique.

Figure 6 – Facette déformée

Si l'on appelle  $\sigma' dS$  et  $\tau' dS$  les forces transmises à travers la facette par les contacts entre les grains ( $\sigma' dS$  force normale et  $\tau' dS$  force tangentielle), la force totale transmise à travers la facette a les deux composantes suivantes :

- tangentielle :  $\tau' dS$  ;
- normale :  $[\sigma' + \chi u + (1 - \chi) p] dS$ .

Il est clair que si  $\sigma$  et  $\tau$  sont les composantes normales et tangentielles de la **contrainte totale** on a :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = \sigma' + \chi u + (1 - \chi) p \\ \tau = \tau' \end{array} \right\} \quad (1)$$

avec  $\sigma'$  et  $\tau'$  les deux composantes de la **contrainte intergranulaire**.

■ On appelle **suction** la quantité  $s = p - u$ .

Cette succion est causée par les phénomènes de tension superficielle. En la faisant apparaître dans les formules, on obtient :

$$\left. \begin{array}{l} \tau = \tau' \\ \sigma = \sigma' + p - \chi s \end{array} \right\} \quad (2)$$

### 3.3.1.2.2 Rôle de l'eau et de l'air dans le compactage

Ce rôle est fondamental en terrassement ; il explique l'influence de l'état du sol sur ses propriétés mécaniques.

Nous commencerons par un exposé qualitatif sur le comportement très différent, du point de vue de la compressibilité, des trois phases.

Sous un système de contraintes, la **phase solide** constituée par les grains du sol est peu compressible [ce qui signifie que le volume  $(1 - n)$  indiqué précédemment (§ 3.2.1) varie peu] et l'arrangement des grains entre eux ne peut varier que si la contrainte tangentielle est suffisante pour déformer le sol. Bien entendu, ce nouvel arrangement des grains modifie le volume des interstices, donc la porosité  $n$ .

**La phase liquide** est, elle aussi, peu compressible, mais elle peut se déformer considérablement, c'est-à-dire que l'eau peut passer d'un interstice à un autre et cela d'autant plus facilement que le sol est plus perméable.

**Quant à la phase gazeuse**, elle est très compressible et encore plus fluide, c'est-à-dire que l'air peut passer encore plus aisément que l'eau d'un interstice à un autre, voire être chassé du sol (si du moins l'air n'est pas enfermé dans certains interstices). La perméabilité du sol à l'air a donc une influence encore plus grande que la perméabilité de l'eau.

On peut ainsi d'ores et déjà prévoir :

- qu'un sol perméable se compacte aisément si, du moins, son squelette n'offre pas une résistance trop grande au cisaillement (dans ce dernier cas, il faudra utiliser un engin puissant mais on pourra alors atteindre des densités sèches élevées) ;
- qu'un sol imperméable et saturé est incompactable.

Nous allons examiner plus en détail et de manière plus précise différents cas.

■ **1<sup>er</sup> cas : supposons d'abord que le sol à compacter soit pulvérulent.** Pour le compacter, on utilise un engin qui induit dans le sol un déviateur de contraintes  $\sigma_1 - \sigma_3$ , exprimé bien entendu en contraintes totales ( $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principales et  $\sigma_1 - \sigma_3$  est le diamètre du cercle de Mohr) [4].

Dans un sol pulvérulent, la succion est très faible et les relations (2) entre les contraintes totales et les contraintes intergranulaires deviennent :

$$\begin{aligned} p &= u \\ \sigma_1 &= \sigma'_1 + u \\ \sigma_3 &= \sigma'_3 + u \end{aligned}$$

Supposons d'abord que le sol soit très perméable et que, par conséquent, la pression interstitielle soit nulle, l'eau étant en équilibre par perméabilité avec l'atmosphère.

En contraintes intergranulaires, courbe intrinsèque et cercle de Mohr ont la configuration de la figure 7.

Pour qu'il y ait compactage, il faut que le cercle de Mohr coupe la courbe intrinsèque et que, par conséquent, le déviateur  $\sigma_1 - \sigma_3$  soit élevé.

Comme la contrainte  $\sigma_3$  est pratiquement fixée par le poids du sol situé au-dessus, le cercle de Mohr ne peut couper la courbe intrinsèque et, par conséquent, le compacteur ne peut cisailier le sol et le compacter que si le déviateur qu'il crée est élevé. Il faudra donc, pour compacter, un engin relativement puissant.

■ **2<sup>e</sup> cas : supposons** au contraire, maintenant, **que ce même sol pulvérulent** (et dans lequel la succion est toujours supposée nulle) **soit suffisamment imperméable** pour que l'eau des interstices ne se mette pas en équilibre avec l'atmosphère ; nous supposerons de manière plus précise que les conditions de perméabilité du sol sont telles que la pression interstitielle prenne une valeur  $u$  non nulle mais modérée.

Par rapport à la figure 7, le cercle de Mohr [4] (en supposant que l'on utilise le même engin) va se décaler vers la gauche de  $u$  (figure (8)) puisque l'on peut écrire :

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma_1 - u \\ \sigma'_3 &= \sigma_3 - u \end{aligned}$$

Cette fois le cercle de Mohr coupe la courbe intrinsèque, le compacteur cisaille le sol, le déforme et compacte.

■ **3<sup>e</sup> cas : supposons maintenant que le sol à compacter soit cohérent et à faible teneur en eau** (très loin de la saturation). Il est alors impossible de négliger la succion, qui, dans les sols cohérents et relativement secs, est élevée.

Les relations s'écrivent alors :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma'_1 + p - \chi s \\ \sigma_3 &= \sigma'_3 + p - \chi s \end{aligned}$$

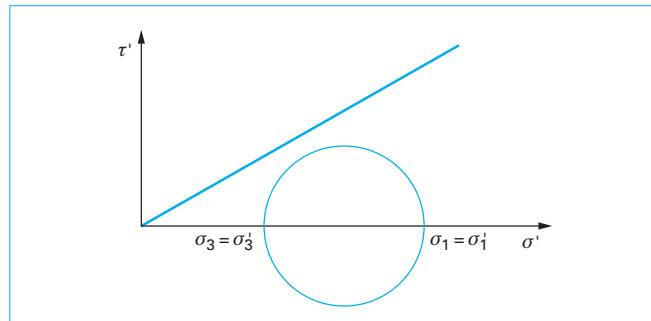
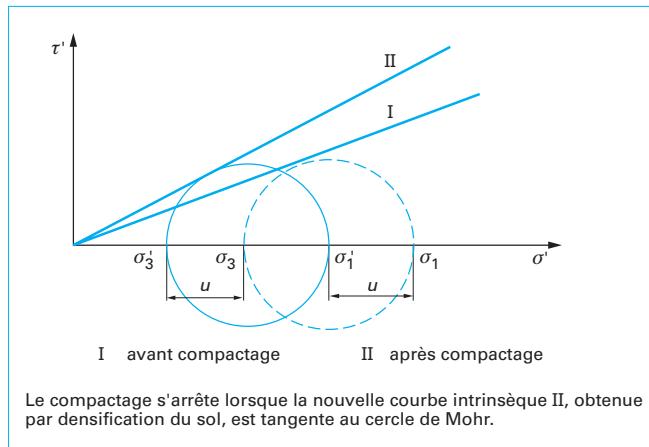
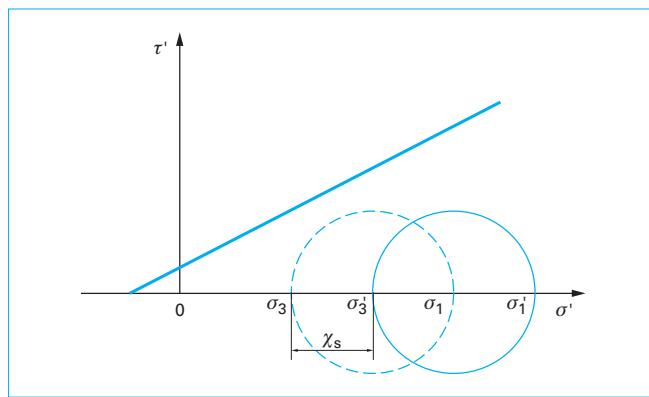


Figure 7 – Courbe intrinsèque et cercle de Mohr d'un sol pulvérulent perméable



**Figure 8 – Courbe intrinsèque et cercle de Mohr d'un sol pulvérulent imperméable**



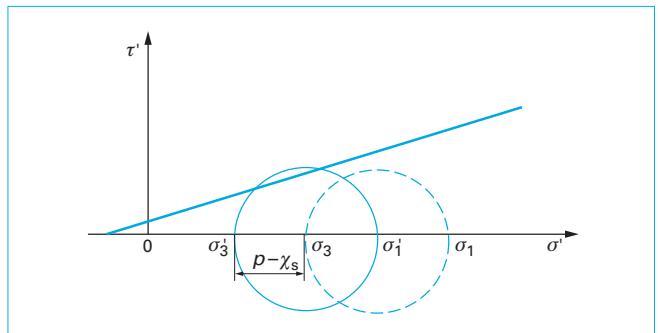
**Figure 9 – Courbe intrinsèque et cercle de Mohr d'un sol cohérent à faible degré de saturation**

Les pores du sol comportent essentiellement de l'air et le volume peut diminuer de façon importante, sans que la pression du gaz  $p$  s'élève notablement (il suffirait pour s'en rendre compte d'appliquer la loi de Mariotte). Nous négligerons donc  $p$ . En contraintes intergranulaires, la courbe intrinsèque et le cercle de Mohr ont alors la configuration de la figure 9.

Cette figure montre nettement que, du fait de la cohésion et du fait de la succion, on ne peut obtenir que le cercle de Mohr coupe la courbe intrinsèque (c'est-à-dire que le compacteur cisaille le sol) qu'avec un très fort déviateur. Il faut donc, pour compacter, un engin puissant.

**■ 4<sup>e</sup> cas : prenons maintenant le même sol cohérent mais augmentons le degré de saturation**

Certes la succion diminue, mais le coefficient  $\chi$  augmente. En fait,  $\chi$  diminue plus vite que  $\chi$  n'augmente, si bien que le produit  $\chi_s$  diminue. Mais un autre phénomène très important se produit : dès lors qu'un début de compactage se serait amorcé, les pores diminuent de volume. Comme la plupart de ces sols sont imperméables aussi bien à l'air qu'à l'eau et que le volume occupé par le gaz est faible, toute diminution de volume des pores (diminution qui porte obligatoirement sur le volume du gaz) entraîne, comme le montrerait la loi de Mariotte, une augmentation assez importante de  $p$ . En contraintes intergranulaires, la courbe intrinsèque et le cercle de Mohr auront alors la configuration de la figure 10.



**Figure 10 – Courbe intrinsèque et cercle de Mohr d'un sol cohérent à degré de saturation notable**

On voit alors que le compactage est facilité. Donc, dans ces sols, une augmentation de la teneur en eau facilite le compactage, du moins tant qu'elle reste modérée.

**■ 5<sup>e</sup> cas : supposons enfin que, dans ce même sol cohérent, le degré de saturation s'élève encore et que, sans atteindre la valeur 1, il s'en approche.**

Dans ces sols, la succion est pratiquement nulle, si bien que le compactage va s'amorcer aisément. Mais toute diminution du volume du sol se traduit intégralement par une diminution du volume des pores et celle-ci se traduit tout aussi intégralement, puisque l'eau est incompressible, par une diminution du volume de l'air. Comme le matériau est imperméable et que l'air ne peut s'échapper, cette diminution de volume va se traduire par une augmentation considérable de la pression du gaz. Sitôt que le compacteur sera passé et ne sera donc plus là pour contrebuter cette pression du gaz, le matériau va regonfler. Autrement dit, le sol va se comporter comme un pneumatique qui ne s'affaisse que lorsque l'on appuie dessus, mais se regonfle lorsque l'on supprime le poids du véhicule. C'est le phénomène du coussin de caoutchouc. En fait, on constate le phénomène suivant : lorsque le compacteur passe sur une zone donnée, le sol s'affaisse sous lui et reflue en avant et en arrière du compacteur comme s'il était refoulé et, effectivement, lorsque le compacteur est passé, le sol se regonfle. Autrement dit, le sol se comporte comme un coussin de caoutchouc qui se déprime sous le poids de la tête et se gonfle autour de celle-ci. On constate de plus, en surface du sol, l'existence d'une sorte de croûte souvent feuilletée et qui joue le rôle de la paroi du coussin de caoutchouc, le sol sous-jacent liquéfié par le phénomène que nous avons analysé jouant le rôle de l'air.

Au fur et à mesure que l'on continue le compactage, le phénomène ne fait d'ailleurs que s'amplifier. Mieux vaut arrêter dès que celui-ci s'amorce.

L'explication précédente justifie bien la perte de résistance du sol mais ne met pas en évidence le mécanisme de création de la croûte ; celui-ci vient de la dilatation. En surface, immédiatement sous le poids du compacteur, les contraintes sont beaucoup plus élevées que dans le corps du matériau ; le cisaillement dans cette zone de surface produit une dilatation, c'est-à-dire un décompactage du sol. L'air va trouver de la place, la pression d'air diminue considérablement ; de ce fait, tout se passe en surface comme si le sol y était plus résistant et formait une peau. L'expérience prouve bien que le coussin de caoutchouc se produit essentiellement dans les sols doués de dilatance.

On peut résumer ce qui précède en indiquant qu'une élévation modérée de la teneur en eau facilite le compactage mais que, lorsque le degré de saturation s'approche de l'unité, le sol, s'il est perméable, perd son eau et, s'il est imperméable, devient incompressible.

On voit donc bien, sur cet exemple, l'influence considérable de l'état du sol sur ses propriétés mécaniques et rhéologiques.

### 3.3.1.2.3 Représentation de Proctor

Nous allons représenter les résultats que nous avons déduits de l'évolution du comportement du matériau au compactage en fonction de son état, c'est-à-dire de sa teneur en eau. Cette représentation, appelée **représentation de Proctor**, est obtenue en portant en abscisse la teneur en eau  $W$  et en ordonnée la densité sèche  $\gamma_d$  (figure 11).

Prenons un sol de masse spécifique des grains solides égal à  $\gamma_s$ ; sa teneur en eau est  $W$  (masse spécifique de l'eau égal à  $\gamma_w$ ).

Il est facile de voir que l'on a la relation :

$$\text{Pourcentage d'air} = \frac{\text{volume de l'air}}{\text{volume total apparent}} = a = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} - W \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$$

Dans la représentation de Proctor, les états du sol ayant le même pourcentage d'air  $a$  s'alignent sur une courbe d'équation  $a = \text{Cte}$  :

$$1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} - W \frac{\gamma_d}{\gamma_w} = \text{Cte}$$

En particulier, la courbe  $a = 0$  a pour équation, en faisant  $\gamma_w = 1$  :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + W\gamma_s}$$

On appelle cette courbe, **COURBE DE SATURATION**. Elle coupe l'axe des  $\gamma_d$  au point d'ordonnée  $\gamma_s$ . Comme toutes les courbes  $a = \text{Cte}$ , elle a pour asymptote l'axe des  $W$ .

### 3.3.1.2.4 Essai Proctor

C'est un essai de compactage pratiqué en plaçant le sol dans un moule normalisé et en employant un processus de damage normalisé et constant.

Le poids spécifique apparent du sol sec est mesuré égal à  $\gamma_{dr}$  et la teneur en eau de compactage est  $W$ .

L'opération est recommandée en modifiant la teneur en eau  $W$ . Chacune de ces expériences se traduit par un point dans le diagramme Proctor.

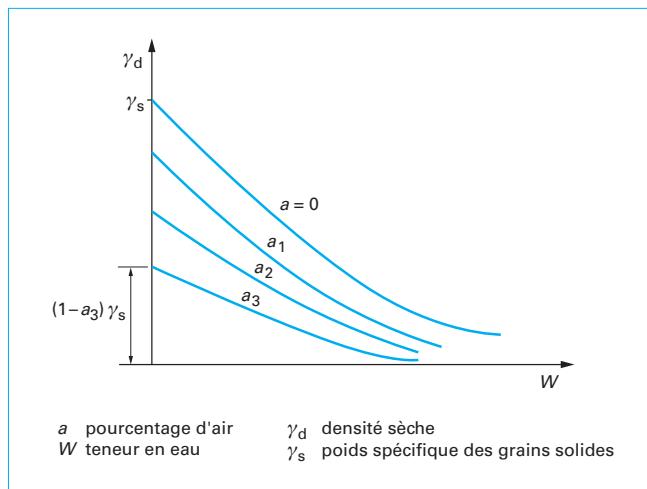


Figure 11 – Courbe d'égal degré de vide dans la représentation de Proctor

L'expérience montre que ces points s'alignent sur une courbe que l'on appelle **courbe Proctor**. Elle présente un **maximum de densité sèche pour un optimum de teneur en eau**.

Si l'on modifie le processus de compactage en augmentant ou en diminuant l'énergie de compactage, les points obtenus sur le diagramme Proctor vont encore se placer sur une courbe présentant elle aussi un maximum.

Finalement, on constate que les courbes ont en général la forme de la figure 12, c'est-à-dire :

- qu'elles s'emboîtent les unes dans les autres ;
- que les maximums croissent avec l'intensité du processus de compactage ;
- que les parties descendantes des courbes sont très proches les unes des autres, voire confondues.

La forme de cette courbe s'explique aisément par les propriétés que nous avons exposées. Au fur et à mesure que la teneur en eau s'élève (à partir d'une valeur basse), apparaît puis se développe une pression interstitielle qui déplace le cercle de Mohr vers la gauche et rend par conséquent plus facile la déformation du sol, donc son compactage (figure 8). Cela explique la partie ascendante de chaque courbe Proctor.

Lorsque, du fait de l'augmentation de la teneur en eau, le degré de saturation devient élevé, les pressions interstitielles deviennent trop fortes pour qu'après compactage les grains de sol restent dans l'état où les a mis le compacteur. Ces pressions interstitielles écartent les grains de sol les uns des autres, c'est-à-dire qu'elles décompactent. L'efficacité décroît alors et la courbe Proctor descend. Il y a donc bien un maximum qui se produit à un degré de saturation  $S_{r0}$  suffisant pour que le phénomène d'instabilité mécanique apparaisse et qui est grossièrement le même pour toutes les courbes Proctor.

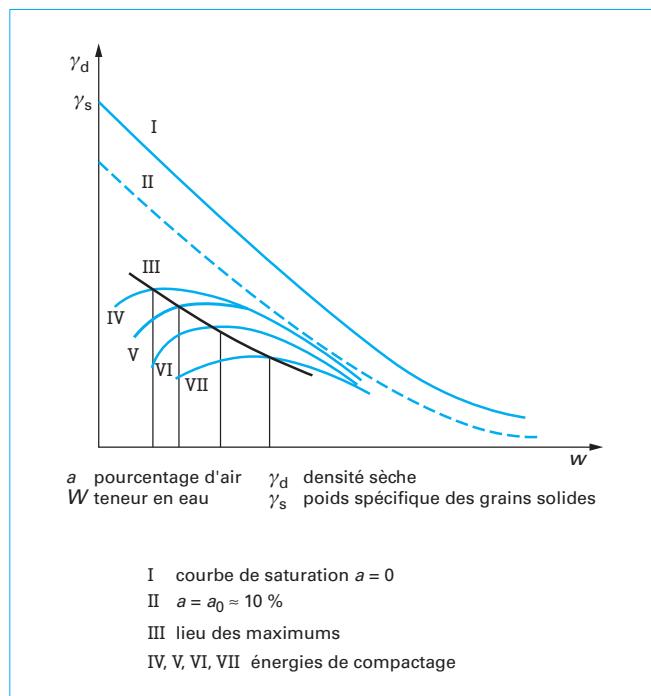


Figure 12 – Diagramme Proctor complet

En faisant  $S_r = S_{r0}$  dans les équations du paragraphe 3.2, on constate que le lieu des maximums vérifie l'équation :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s S_{r0}}{\gamma_s W + S_{r0}}$$

qui est évidemment une hyperbole équilatérale. En fait l'expérience ne vérifie que très grossièrement l'équation de ce lieu, en particulier parce que  $S_{r0}$  n'est pas constant.

### 3.3.1.2.5 Prise en compte de l'essai Proctor dans le GTR

La teneur en eau et la densité de référence des matériaux de  $D_{max} < 50$  mm, mis en œuvre en remblai et en couche de forme, sont, selon les prescriptions du GTR, celles déduites de l'**essai Proctor normal** (NF P 94-093).

Cet essai se différencie de l'**essai Proctor modifié** (NF P 94-093) applicable aux matériaux mis en œuvre en sous-couches et en couches de chaussée, par le compactage dans un moule Proctor ou CBR d'un échantillon de sol de  $D_{max}$  20 mm en 3 couches, à raison de 25 coups de dame Proctor normal par couche, au lieu du compactage nettement plus intense dans un même moule Proctor ou CBR d'un même échantillon de sol à raison de 55 coups de dame Proctor modifié.

Le tableau ci-dessous, extrait de la norme NF P 94-093, illustre bien les « modalités d'exécution des essais Proctor « normal et modifié ».

À titre indicatif, un remblai est supposé être correctement compacté lorsque la densité du matériau est  $\geq 95\%$  de la densité de l'**Optimum Proctor Normal (OPN)**, et une couche de forme lorsque la densité du matériau est  $\geq 98\%$  de la densité de l'**OPN**.

L'**Optimum Proctor Normal** correspond à des caractéristiques optimales de compactage d'un matériau, sa masse volumique sèche maximale obtenue avec une teneur en eau optimale, mesurées dans les conditions de l'essai Proctor Normal défini ci-dessus.

L'**OPN** est déterminé, comme indiqué au paragraphe 3.3.1.2.4, par le point haut de la courbe Proctor tracée en reportant les valeurs de densité données par l'essai à cinq teneurs en eau différentes.

### 3.3.1.2.6 Prise en compte de l'indice portant immédiat (IPI) dans le GTR

Selon la norme NF P 94-078, le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur, exprimée en pourcentage, des deux rapports énoncés ci-avant.

Comme indiqué dans le paragraphe 3.2.2.2 la maîtrise de l'**IPI** est déterminante car ce paramètre est « la grandeur utilisée pour évaluer l'aptitude d'un sol ou d'un matériau élaboré à supporter la circulation des engins de chantier ».

La portance d'un matériau sous circulation d'engins de chantier est directement liée à sa nature (granularité, plasticité) et à ses paramètres d'état (teneur en eau, masse volumique sèche et degré de saturation).

L'**IPI** est donc mesuré à la teneur en eau du matériau au moment de sa mise en œuvre et en tenant compte de la masse volumique de ce matériau sec correspondant à la valeur obtenue lorsque l'on compacte le matériau à l'énergie Proctor normal.

Le graphique de la figure 13, qui est un extrait des essais de laboratoire effectués sur le chantier de l'autoroute A 89 (TOARCC 2.3) près de Mussidan sur un sable fin limoneux à mettre en remblai, illustre bien notre propos.

Dans ce cas particulier, la connaissance de l'**IPI**, tout à fait révélateur d'une chute de portance conséquente au-delà d'une teneur en eau naturelle de 14 % pourtant proche de celle de l'**OPN** (13,2 %), a conduit les équipes de chantier à apporter le plus grand intérêt au contrôle de la teneur en eau naturelle du matériau durant toute sa mise en œuvre, de façon à assurer un compactage efficace compatible avec une bonne traficabilité des engins de chantier.

Tableau 7 – Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié

| Nature de l'essai             | Caractéristiques de l'essai | Moule Proctor | Moule CBR | Schéma récapitulatif |
|-------------------------------|-----------------------------|---------------|-----------|----------------------|
| <b>Essai Proctor normal</b>   | Masse de la dame            | 2 490 g       | 2 490 g   |                      |
|                               | Diamètre du mouton          | 51 mm         | 51 mm     |                      |
|                               | Hauteur de chute            | 305 mm        | 305 mm    |                      |
|                               | Nombre de couches           | 3             | 3         |                      |
|                               | Nombre de coups par couche  | 25            | 56        |                      |
| <b>Essais Proctor modifié</b> | Masse de la dame            | 4 535 g       | 4 535 g   |                      |
|                               | Diamètre du mouton          | 51 mm         | 51 mm     |                      |
|                               | Hauteur de chute            | 457 mm        | 457 mm    |                      |
|                               | Nombre de couches           | 5             | 5         |                      |
|                               | Nombre de coups par couche  | 25            | 56        |                      |
| <b>Dimension des moules</b>   | Diamètre intérieur          | 101,5 mm      | 152 mm    |                      |
|                               | Hauteur                     | 116,5 mm      | 152 mm    |                      |

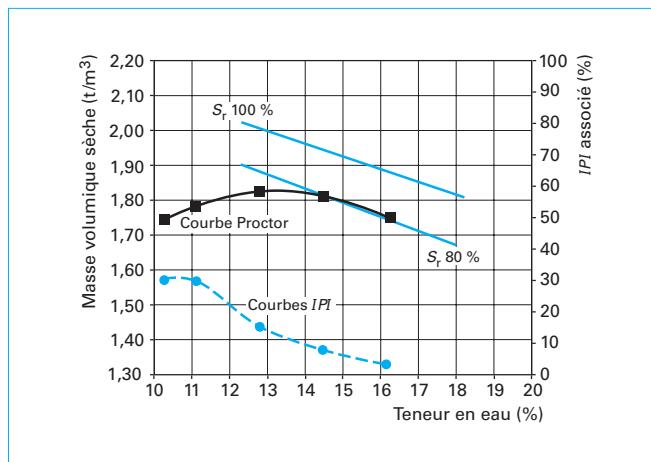


Figure 13 – Exemple d'un essai effectué sur un sable fin limoneux

### 3.3.2 Paramètres de comportement mécanique d'une roche

#### 3.3.2.1 Paramètres intrinsèques de comportement mécanique

Pour caractériser un massif rocheux en vue de son emploi en remblai ou en couche de forme, le géotechnicien doit, après l'identification des paramètres de nature, définir le comportement mécanique des roches afin d'envisager avec le plus de précision possible quel sera leur comportement tout au long de leurs phases successives de terrassement : extraction, chargement, régâlage, compactage, risques d'évolution une fois l'ouvrage en service, etc.

Cette démarche permettra le classement des roches étudiées selon les prescriptions de la classification GTR.

Les paramètres de comportement mécanique sont :

- comme pour les sols les coefficients **LA** et **MDE** ;
- le **coefficent de fragmentabilité** (*FR* – norme NF P 94-066) qui permet de juger de la possibilité de réemploi en remblai de matériaux rocheux évolutifs et en couche de forme de certains matériaux rocheux plus ou moins friables pour lesquels les coefficients *LA* et *MDE* manquent de sensibilité.

Ce coefficient est déterminé par le rapport des  $D_{10}$  d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesurés avant et après lui avoir fait subir un pilonnage conventionnel avec la dame Proctor normal ;

- la **masse volumique de la roche déshydratée en place** (norme NF P 94-064).

Ce paramètre est très appréciable en présence de craies et de calcaires tendres, car facilement corrélable avec le coefficient de fragmentabilité évoqué ci-dessus ; il aide à mieux appréhender les possibilités de réutilisation de ces matériaux.

#### 3.3.2.2 Variations des propriétés mécaniques en fonction de l'état des matériaux

Le paramètre essentiel est le **coefficient de dégradabilité** (*DG* – norme NF P 94-067).

Il s'exprime par le rapport des  $D_{10}$  d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesurés avant et après l'avoir soumis à des cycles de séchage-immersion conventionnels.

L'interprétation de ce paramètre vise essentiellement les possibilités d'emploi en remblai des matériaux provenant de roches argileuses (marnes, schistes sédimentaires, etc.).

L'interprétation de ce coefficient est souvent associée à la connaissance de la teneur en eau des matériaux rocheux fragmentables et dégradables comme les craies et les roches argileuses.

Selon la nature de certains matériaux rocheux, d'autres investigations sont quelquefois nécessaires telles les recherches spécifiques de teneurs en éléments solubles comme, par exemple, le sodium et le gypse pour les roches d'origine saline.

Les **valeurs seuils** des paramètres d'état et de comportement des matériaux rocheux relativement nombreuses figurent de façon détaillée dans l'annexe 1 du fascicule II du GTR.