

MINISTÈRE DE L'INDUSTRIE, DU COMMERCE ET DE L'ARTISANAT

BUREAU DE RECHERCHES GÉOLOGIQUES ET MINIÈRES

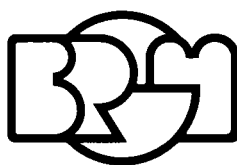
SERVICE GÉOLOGIQUE NATIONAL

B.P. 6009 - 45018 Orléans Cédex - Tél.: (38) 63.80.01

CATALOGUE DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES EXÉCUTÉS AU LABORATOIRE GÉOTECHNIQUE D'ORLÉANS

par

Y. ATLAN



Département génie géologique

B.P. 6009 - 45018 Orléans Cédex - Tél.: (38) 63.80.01

78 SGN 178 GEG

Mars 1978

RESUME

On trouvera ici :

- une liste des essais, avec leur prix (interne) et la quantité de matériau nécessaire pour les exécuter ;
- les principes des modes opératoires utilisés. Ces modes opératoires sont ceux du LCPC, ou quand ceux-ci ne sont pas encore publiés ceux de l'ASTM.

Par ailleurs, il est donné quelques ordres de grandeur des résultats obtenus et les principes généraux d'interprétation de ces résultats.

Le but de cette note est simplement d'aider les utilisateurs internes du laboratoire et du service géotechnique à mieux comprendre ce que l'on peut attendre des essais.

"Ce travail méthodologique a été réalisé sur fonds propres du Département géotechnique (crédits du Ministère de l'Industrie, du Commerce et de l'Artisanat)".

S O M M A I R E

RESUME

PREMIERE PARTIE : CATALOGUE DES ESSAIS

DEUXIEME PARTIE : ESSAIS SUR LES SOLS

1 - ESSAIS D'IDENTIFICATION	9
1.1 - Limites d'Atterberg	10
1.2 - Granulométrie et sédimentométrie	11
1.3 - Equivalent de sable	11
1.4 - Indice des vides maximum et minimum	11
1.5 - Classification des sols et corrélations	12
2 - ESSAI PROCTOR ET ESSAI CBR	13
2.1 - Essai Proctor	13
2.2 - Essai CBR	14
3 - MESURE DE LA PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE	16
4 - ESSAI OEDOMETRIQUE	17
5 - CARACTERISTIQUES MECANQUES	18
6 - RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE R_c	19

TROISIEME PARTIE : ESSAIS SUR LES ROCHES

1 - ESSAIS D'IDENTIFICATION	23
2 - ESSAIS DE COMPRESSION	25
2.1 - Essai de compression simple	25
2.2 - Essai de fendage ou essai brésilien	25
2.3 - Essais Protodiakonow et Franklin	25
2.4 - Classification des roches	26
3 - RESISTANCE A L'USURE	27

3.1 - Essai micro-deval	27
3.2 - Essai de fragmentation dynamique	28
3.3 - Essai Los Angeles	28
3.4 - Essai de friabilité	29
3.5 - Interprétation des essais d'usure	29
4 - MESURE DE L'ALTERABILITE	30
5 - ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE ET ESSAI TRIAXIAL	31
5.1 - Etude de la matrice rocheuse	31
5.2 - Etude du comportement mécanique d'une discontinuité du massif rocheux	31
6 - DEFORMABILITE	32
7 - PERMEABILITE DES ROCHES	32
7.1 - Dispositif de mesures	32
7.2 - Quelques résultats	33
8 - VITESSE DE PROPAGATION DES ONDES LONGITUDINALES	33
9 - ESSAIS DIVERS	34

PREMIERE PARTIE

CATALOGUE DES ESSAIS

I - SOLS

Code	Nature des travaux	Nombre d'unités de base	Prix unitaire	Matériau nécessaire (minimum)
S 100	<u>IDENTIFICATION DES SOLS</u>			
S 101	Réception des échantillons intacts et description	6	48	échantillon intact
S 102	Teneur en eau	4	32	échantillon intact ou remanié mais sachet étanche (300 g)
S 103	Poids volumique du sol	8	63	échantillon intact
S 104	Poids volumique des grains solides	12	95	100 grammes
S 105	Limite d'Atterberg : liquidité et plasticité	29	230	250 g de mortier de la fraction < 0,4 mm
S 106	Limite de liquidité seule	19	151	" " " "
S 107	Limite de retrait	13	103	" " " "
S 108	Equivalent sable	10	79	300 g de la fraction de diamètre < 5 mm
S 109	Analyse granulométrique D > 20 mm	29	230	Poids (en g) ≥ 200 x diamètre maximum (mm)
S 110	Analyse granulométrique D < 20 mm	18	143	" " " " "
S 111	Analyse granulométrique D < 2 mm	10	79	" " " " "
S 112	Analyse sédimentométrique	19	151	100 g de la fraction de diamètre < 0,1 mm
S 200	<u>COMPACTAGE - CBR</u>			
S 201	Essai Proctor normal	68	540	12 kg de la fraction Ø < 5 mm (moule normal) ou 28 kg de la fraction Ø < 20 mm (moule CBR)
S 202	Essai Proctor modifié	92	730	- idem -
S 203	Essai CBR 6 moulages : 3 à sec, 3 après imbibition pendant 4 jours et avec mesure du gonflement	150	1 190	6 kg de la fraction de diamètre < 20 mm par moulage soit 36 kg pour un essai complet
S 204	Essai CBR - 1 moulage	30	238	6 kg de la fraction de diamètre < 20 mm
S 205	Indices des vides minimum et maximum	20	159	12 kg
S 300	<u>PERMEABILITE</u>			
S 301	Mesure de la perméabilité à charge constante (dans un moule CBR)	39	309	6 kg de la fraction de diamètre < 20 mm
S 400	<u>ESSAI OEDOMETRIQUE</u>			
S 401	Compressibilité et perméabilité	77	611	échantillon intact
S 402	Perméabilité après consolidation pour une seule charge	7	56	" "
S 403	Plus-value pour mesure du tassement en fonction du temps pour une charge	21	167	" "
S 404	Etude du gonflement	21	167	" "
S 500	<u>CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE</u>			
S 501	Cisaillement UU - 3 éprouvettes	60	476	" "
S 502	Plus-value par éprouvette supplémentaire	20	159	" "
S 503	Cisaillement CU - 3 éprouvettes	75	595	" "
S 504	Plus-value par éprouvette supplémentaire	25	198	" "
S 505	Cisaillement CD - 3 éprouvettes	113	897	" "
S 506	Plus-value par éprouvette supplémentaire	38	301	" "
S 507	Supplément pour détermination des caractéristiques résiduelles - 3 éprouvettes	29	230	" "
S 508	Plus-value aux prix précédents pour cisaillement alterné	60	476	" "

I - Sols (suite)

Code	Nature des travaux	Nombre d'unités de base	Prix unitaire	Matériau nécessaire (minimum)	
S 600	<u>ESSAI TRIAXIAL</u>				
S 601	Triaxial UU - 3 éprouvettes	92	730	échantillon intact pour la taille d'éprouvettes \varnothing 35 mm H = 70 mm ou \varnothing 70 mm H = 140 mm ou \varnothing 100 mm H = 200 mm	
S 602	Plus-value par éprouvette supplémentaire	31	246		
S 603	Triaxial CU - 3 éprouvettes	165	1 310		
S 604	Plus-value par éprouvette supplémentaire	60	476		
S 605	Triaxial CD - 3 éprouvettes	167	1 326		
S 606	Plus-value par éprouvette supplémentaire	61	484		
S 607	Oedomètre triaxial - 1 éprouvette	70	556		
S 608	Oedomètre triaxial avec contre pression - 1 éprouvette	85	675		
S 609	Compression simple	16	127		pour la taille d'éprouvette \varnothing 35 mm H = 70 mm
S 610	Calcimétrie	5	40		200 grammes de matériau pulvérisé

II - ROCHES

Code	Nature des travaux	Nombre d'unités de base	Prix unitaire	Matériau nécessaire (minimum)
R 100	<u>IDENTIFICATION ET PREPARATION DES ECHANTILLONS</u>			
R 101	Lame mince et détermination pétrographique	41	325	
R 102	Teneur en eau	4	32	
R 103	Poids volumique apparent	8	63	
R 104	Poids volumique du solide	5	40	
R 105	Porosité totale mesurée par saturation par de l'eau	11	87	
R 106	Carottage et rectification d'éprouvette (1'heure)	15	120	
R 107	Concassage d'échantillons (1'heure)	15	120	
R 108	Essai de forme	29	230	
R 200	<u>ESSAI DE COMPRESSION</u>			
R 201	Résistance à la compression simple	16	127	- pour la taille d'éprouvettes cylindriques \varnothing = 50 mm h = 100 mm
R 202	Essais brésilien (traction indirecte entre plateaux)	12	95	- pour la taille d'éprouvettes cylindriques \varnothing = 50 mm h = 50 mm
R 203	Résistance sous charge ponctuelle (essai Franklin) (traction indirecte entre pointes)	4	32	- fragment de roche
R 204	Résistance sous charge appliquée sur arêtes émoussées, essai PROTODIAKONOV (essai statique)	6	47	- échantillons de forme irrégulière

Code	Nature des travaux	Nombre d'unités de base	Prix unitaire	Matériau nécessaire (minimum)
R 300	<u>RESISTANCE A L'USURE (essais sur concassé)</u>			
R 301	Micro deval	18	143	- 2 kg
R 302	Fragmentation dynamique	18	143	- 2 kg
R 303	Essai de friabilité	18	143	- 2 kg
R 304	Essai Los Angeles	18	143	- 10 kg
R 400	<u>ALTERABILITE</u>			
R 401	Sensibilité au délitage	30	238	- 5 kg
R 402	Sensibilité de la roche au gonflement de leurs constituants hydrophiles	30	238	- 1 kg
R 403	Sensibilité des roches au lessivage des zones altérées des feldspaths	30	238	- 2 kg
R 500	<u>ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE ET TRIAXIAL</u>			
R 501	Cisaillement d'une éprouvette cubique (120x120x120 mm) ou cylindrique (Ø 83 ou 60 mm) selon un plan perpendiculaire à l'axe : Détermination des caractéristiques de pic (1 point)	58	460	- pour la taille d'éprouvettes cylindriques Ø 83 mm ou Ø 60 mm, h = 130 mm ou d'éprouvettes cubiques 120x120x120 mm (tailles imposées)
R 502	Plus-value à l'essai 501 pour détermination des caractéristiques de frottement sur le plan de cisaillement - 4 points	112	889	
R 503	Cisaillement selon une direction oblique nécessitant un montage préalable de l'éprouvette dans un béton de résine epoxy ou dans un mortier de ciment fondu Détermination des caractéristiques de pic (1 point)	129	1 024	
R 504	Plus-value à l'essai R 503 pour détermination des caractéristiques de frottement sur le plan de cisaillement - 4 points	87	691	
R 505	Caractéristiques de pic et de frottement sur 3 éprouvettes du même type que R 501 avec trois contraintes normales différentes	172	1 365	
R 506	Essai triaxial (σ_c maximum 700 bar, effort maximum 200 t, Ø 40 mm, trois éprouvettes + compression simple	246	1 952	- pour la taille d'éprouvettes Ø = 40 mm h = 80 mm (taille imposée)
R 507	Plus-value pour mesure de la pression interstitielle	254	2 016	
R 600	<u>DEFORMABILITE</u>			
R 601	Mesure de la déformabilité longitudinale	76	603	- pour la taille d'éprouvettes Ø = 50 mm h = 100 mm ou plus gros
R 602	Plus-value au prix 601 pour utilisation de jauges de contrainte	20	159	
R 603	Plus-value au prix 601 pour la déformabilité transversale (jauges de contrainte)	20	159	
R 604	Mesure de gonflement dans une direction	68	540	
R 700	<u>PERMEABILITE</u>			
R 701	Perméabilité à l'air	11	873	
R 702	Perméabilité à l'eau avec différence de charge inférieure à 2 bars	22	175	- pour la taille d'éprouvettes Ø = 40 mm h = 80 mm
R 703	Perméabilité à l'eau avec différence de charge comprise entre 2 et 150 bar	29	230	" " " "
R 704	Perméabilité à l'eau avec plusieurs différences de charge	57	453	" " " "
R 705	Perméabilité avec contrainte de confinement radiale	57	453	" " " "

Code	Nature des travaux	Nombre d'unités de base	Prix unitaire	Matériau nécessaire (minimum)
R 800	<u>VITESSE DE PROPAGATION DES ONDES</u>			
R 801	Vitesse des ondes longitudinales	12	95	- pour la taille d'éprouvettes \varnothing 40 mm maximum
R 802	Vitesse des ondes transversales (observation directe ou méthode de la cuve)	18	143	- pour taille d'éprouvettes \varnothing 40 mm h = 80 mm minimum
R 900	<u>ESSAIS DIVERS</u>			
R 901	Porosité au tétrachlorure de carbone	11	87	
R 902	Spectre de porosité au porosimètre à mercure	44	349	
R 903	Surface spécifique	89	706	
R 904	Surface spécifique et isotherme de désorption : infraporosité	108	857	
R 905	Paramètres géométriques quantifiés par analyseur d'image - par poste	282	2 238	

DEUXIEME PARTIE

ESSAIS SUR LES SOLS

DEUXIEME PARTIE : ESSAIS SUR LES SOLS

1 - ESSAIS D'IDENTIFICATION

"Identifier" un sol en géotechnique consiste classiquement à exécuter la série d'essais suivante :

- teneur en eau ;
- poids volumique apparent, poids volumique des grains ;
- granulométrie, avec ou sans analyse des fines par sédimentométrie ;
- limites d'Atterberg : limite de liquidité W_L , limite de plasticité W_P .

En outre, il est indispensable au moment de l'ouverture des carottes de noter toutes les observations qui peuvent servir à le distinguer de sols voisins, à préciser son origine génétique, ou à décrire son état *in situ*. Par exemple on notera de manière systématique :

- couleur,
- consistance,
- origine géologique et pédologique,
- première classification géotechnique (estimation visuelle).

Les essais d'identification permettent en principe de classer les sols rencontrés au cours d'une campagne de reconnaissance géotechnique en familles pour lesquelles les propriétés mécaniques sont voisines. Ils permettent également d'avoir une première estimation de l'ordre de grandeur des propriétés mécaniques en se reportant aux résultats publiés pour des familles de sols semblables à celles étudiées. Il faut cependant savoir que les corrélations générales entre caractères d'identification des sols et caractéristiques mécaniques données dans la littérature ne sont le plus souvent valables que pour des sols remaniés et homogénéisés, ou des sols granulaires sans cohésion. Elles seront donc utiles dans les problèmes liés aux remblais (routes, barrages, etc.). Par contre chaque fois que l'on voudra les utiliser pour estimer les propriétés d'un sol non remanié il faudra être très prudent et de façon impérative les caler par de nombreuses mesures sur des échantillons intacts représentatifs.

Un programme de reconnaissance rationnel comportera donc :

- d'une part une série d'échantillons sur lesquels seront exécutées les mesures des caractéristiques mécaniques (mesures chères) et les mesures d'identification ;
- d'autre part une série plus nombreuse d'échantillons sur lesquels ne seront exécutées que les mesures d'identification (mesure moins chères).

1.1 - Limites d'Atterberg

Selon sa teneur en eau un même sol fin peut se comporter comme un liquide visqueux (état liquide), un solide plastique (état plastique) ou un solide non plastique.

L'agronome suédois ATTERBERG a proposé un mode opératoire permettant de définir avec précision les teneurs en eau limite pour chaque état, teneurs en eau qui sont appelées limites d'ATTERBERG. Les limites d'ATTERBERG les plus utilisées en mécanique des sols sont la limite de liquidité W_L et la limite de plasticité W_P . Elles se mesurent sur le mortier c'est-à-dire la fraction du sol qui passe au tamis de 0,40 mm.

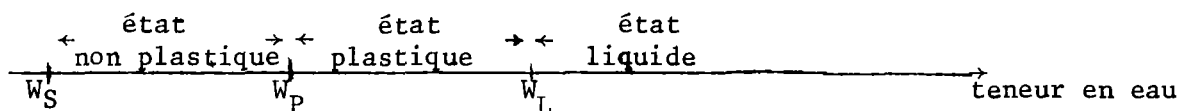
W_L est la teneur en eau au-dessous de laquelle le sol cesse d'avoir la consistance d'un liquide très visqueux.

W_P est la teneur en eau au-dessous de laquelle le sol cesse d'être plastique.

La limite de retrait W_S , beaucoup moins utilisée, marque le passage de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait.

W_S est la teneur en eau à partir de laquelle le volume de l'échantillon cesse de diminuer quand sa teneur en eau décroît.

La définition de l'état liquide et de l'état plastique est bien entendu conventionnelle et est décrite dans le mode opératoire de l'essai.



Un paramètre important déduit de la connaissance de W_L et W_P est l'indice de plasticité IP.

$$IP = W_L - W_P$$

En effet on a montré expérimentalement (SKEMPTON) que IP est proportionnel à la teneur en argile du mortier. Le coefficient de proportionnalité est caractéristique de la nature des argiles. Rappelons ici que l'on appelle "argile" en mécanique des sols tous les grains de dimension inférieure à 2 microns.

L'indice de plasticité permet donc d'avoir une indication assez précise sur la nature d'un sol fin. Un IP élevé correspond à un sol argileux, dont les propriétés seront très sensibles à la teneur en eau ; un IP faible correspond à un sol peu argileux, moins sensible aux variations en teneur en eau.

1.2 - Granulométrie et sédimentométrie

Ces essais permettent d'obtenir l'analyse granulométrique du sol. La granulométrie se fait par tamisage jusqu'aux grains de 80 μ de diamètre. La sédimentométrie se fait sur la fraction inférieure à 80 μ par densimétrie. Elle devrait être réservée aux sols fins et posant des problèmes particuliers.

1.3 - Equivalent de sable

Cet essai s'exécute sur la fraction des sols passant au tamis de 5 mm. Il s'applique aux sols (en fait aux sables) peu ou pas plastiques donc très peu argileux. L'équivalent de sable est considéré comme indiquant le degré de pollution des éléments sableux d'un sol ou d'un granulat obtenu par concassage. Un ES de 100 % est l'indice d'un sable propre, un ES de 0 % celui d'un sable argileux. Un sable à béton doit avoir un ES > 80. Un sable pour sable-bitume (sand asphalt) doit avoir un ES > 40.

L'essai consiste à mettre en suspension, après défloculation dans une solution spécialement préparée, le sol et à mesurer au bout de 20 mn la hauteur des sédiments, et la hauteur du floculat. ES est égal au rapport de ces hauteurs.

1.4 - Indice des vides maximum et minimum

Cet essai ne s'applique qu'aux sols sans cohésion. L'indice des vides maximum e_{max} est par définition celui obtenu en déversant le sol, séché à l'étuve, dans un moule normalisé, au moyen d'un déversoir normalisé, le sol étant versé d'une hauteur de 1" (25,3 mm).

L'indice des vides minimum est obtenu en soumettant un échantillon du sol à un compactage par vibration selon une procédure normalisée.

La densité relative d'un sol d'indice des vides e (mesuré *in situ* ou sur échantillon intact) est

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

On peut décrire les différents I_D comme suit :

<u>Densité relative I_D</u>	<u>Description</u>
0-15	très lâche
15-35	lâche
35-65	moyen
65-85	dense
85-100	très dense

1.5 - Classification des sols et corrélations

Il existe plusieurs systèmes de classification des sols, que l'on trouvera dans tous les ouvrages de mécanique des sols. Ils sont basés sur :

- la granulométrie,
- les limites d'Atterberg.

Ces classifications sont particulièrement utiles dans les problèmes de constructions routières ou de digues. En effet, on a alors affaire à des sols remaniés, recompactés et il y a de bonnes corrélations entre les propriétés hydrauliques et mécaniques des sols et leurs classifications.

Dans les paragraphes suivants qui examinent les essais de laboratoire destinés à mesurer les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols, il sera donné les corrélations les plus utiles entre ces propriétés et les caractères d'identification.

- Limite de liquidité

faible	20 à 25
moyenne	25 à 50
élevée	50 à 70
très élevée	au-delà de 70

En technique routière on n'utilise pas, si cela est économiquement possible, les sols de $W_L < 60$.

- Indice de plasticité

IP	Degré de plasticité	Résistance du sol à l'état sec	Sol sur le terrain à teneur en eau voisine de W_p
0-5	non plastique	non cohérent	très déformable
5-15	modérément plastique	peut être "cassé" entre les mains, mais pas entre pouce et index	déformable
16-35	plastique	forte résistance (1 à 2 bar)	peu déformable sous la simple pression du pouce
> 35	très plastique	très forte résistance > 5 bar	haute cohésion - perd son humidité très lentement

- Relations générales entre les limites d'Atterberg et les propriétés des sols

<u>Caractéristiques</u>	<u>Sol à même W_L et IP croissant</u>	<u>Sols à même IP et W_L croissant</u>
Compressibilité	varie peu	croit
Perméabilité	décroit	croit
Dureté quand $W \approx W_p$	croit	croit
Résistance (à sec)	croit	croit

2 - ESSAI PROCTOR ET ESSAI CBR

2.1 - Essai Proctor

L'augmentation de densité sèche γ_d qui résulte du compactage d'un sol est une fonction

- du sol compacté,
- de la teneur en eau de compactage,
- de l'énergie de compactage.

L'essai Proctor a pour objet de préciser pour un sol donné et un compactage normalisé l'influence de la teneur en eau. Le sol étudié est compacté, selon les normes définies dans le tableau ci-dessous, au moyen d'une dame, à différentes teneurs en eau W . On mesure chaque fois la densité sèche du matériau compacté et on trace la représentation graphique de la variation de γ_d en fonction de W .

Cette courbe dite "courbe Proctor" est une courbe en cloche qui présente un point haut : pour une énergie de compactage donnée, il existe une teneur en eau optimum qui permettra d'obtenir une densité maximum. Teneur en eau optimum et densité sèche maximum sont les caractéristiques PROCTOR du sol étudié. Il existe deux essais Proctor, correspondant à des énergies de compactage différentes. L'essai dit Proctor modifié est celui où l'énergie de compactage est plus grande.

- Utilisation des résultats de l'essai Proctor

Les résultats obtenus permettent :

- 1) de savoir si un sol est compactable dans les conditions de chantier, compte tenu de sa teneur en eau naturelle et la teneur en eau optimum Proctor.
- 2) de fixer les spécifications de compactage à atteindre. En général on spécifie dans les cahiers de Prescriptions techniques :
 - que les remblais et les digues seront compacté de façon à ce que la densité sèche soit supérieure ou égale à 90 % de la densité optimum proctor modifié,
 - que les couches de chaussées seront compactées de façon à ce que la densité sèche soit supérieure ou égale à 95 % de l'OPM.

On notera que l'essai Proctor normal est pratiquement abandonné, sauf pour certains problèmes de barrage en terre où on l'utilise en précisant que la teneur en eau de compactage devra être supérieure à celle de l'optimum Proctor, tout en permettant d'obtenir une compacité de 95 % de OP.

- Corrélation entre identification d'un sol et caractéristiques Proctor

- . Les argiles présentent une courbe Proctor très pointue avec un γ_d OPM assez bas ($< 1,5$) et un W assez haut ($> 20\%$). Ce sont donc des matériaux difficilement compactables puisqu'il faut les travailler dans un intervalle de teneur en eau étroit (puisque courbe Proctor pointue) et présentant même compactés de médiocres caractéristiques mécaniques du fait de leur faible densité.
- . Les sables propres à granulométrie serrée présentent une courbe Proctor aplatie. Cette forme de courbe signifie, au contraire d'une interprétation répandue, que le compactage est pratiquement impossible (du moins par des méthodes reliées au mode opératoire Proctor) et donc ne dépend pas de la teneur en eau.
- . Les sols graveleux-sablo-argileux intermédiaires entre les précédents sont les meilleurs. L'intervalle de teneur en eau pour lequel on peut obtenir 95 % de la densité sèche OPM est de l'ordre de 4 points, les valeurs habituelles des limites étant 7 % et 15 %. La densité sèche optimum d'un sol utilisé en couche de chaussée est le plus souvent voisine de 1,9.

- Technologie du mode opératoire Proctor

Essai Proctor	Poids de la dame (kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Nature du matériau: D=Diamètre maximum
normal	2,49	30,5	moule Proctor** : 25	3	$D \leq 5 \text{ mm}$
			moule CBR** : 55	3	$5 < D < 20 \text{ mm}$
modifié	4,54	45,7	moule Proctor : 25	5	$D \leq 5 \text{ mm}$
			moule CBR : 55	5	$5 < D < 20 \text{ mm}$

** Moule Proctor : moule cylindrique h = 11,7 cm $\phi = 10,2 \text{ cm}$
 Moule CBR : moule cylindrique h = 15,2 cm $\phi = 15,2 \text{ cm}$

2.2 - Essai CBR (Californian Bearing Ratio)

L'essai CBR est un essai qui caractérise la portance d'un sol du point de vue routier. Il s'agit d'un essai totalement empirique et qui n'est pas relié aux caractéristiques intrinsèques (ϕ , c) du matériau étudié. L'échantillon de sol étudié est compacté dans un moule (moule CBR $\phi = 15,2 \text{ cm}$, hauteur : 15,2 cm) après avoir été amené à une teneur en eau homogène et bien définie.

Il est ensuite poinçonné et on déduit de la pression nécessaire à ce poinçonnement (les modalités du poinçonnement sont normalisées) un indice qui caractérise la qualité routière du matériau dans les conditions de compacité et de teneur en eau de l'essai.

- Variation du CBR avec la densité sèche et le drainage

a) En général l'indice CBR retenu pour être introduit dans les tableaux qui permettent de déterminer les structures de chaussées est celui du matériau compacté à 95 % de l'optimum Proctor modifié, à la teneur en eau de l'optimum Proctor modifié et soumis avant poinçonnement à une imbibition par stockage du moule CBR dans un bassin d'eau pendant 4 jours. Pendant l'imbibition, on mesure le gonflement éventuel de l'éprouvette CBR, ce qui est un des moyens les plus pratiques de le chiffrer pour les usages routiers.

Pour déterminer le CBR dans ces conditions, on peut envisager de faire un seul moulage réalisé dans les conditions requises. Cette manière de faire est peu conseillée du fait de la dispersion systématique assez importante de l'essai. La méthode normale consiste à exécuter :

- une série de trois essais à sec, chaque moulage étant compacté avec une énergie de compactage différente et à la teneur en eau optimum Proctor ;
- une autre série de trois essais réalisés dans les mêmes conditions, mais poinçonnés après imbibition.

On a ainsi un ensemble de résultats qui permettent d'évaluer le CBR à retenir, en fonction de la compacité et du drainage du sol (sol utilisé en remblai ou sol de fond de déblai).

b) Variation du CBR avec la teneur en eau de compactage.

Il n'est pas toujours possible sur le chantier de compacter le sol dans les conditions de teneur en eau de l'essai Proctor. Il est alors indispensable de prévoir la variation du CBR en fonction de la teneur en eau de compactage.

- Corrélation entre identification d'un sol et essai CBR

Les corrélations existantes montrent que plus un sol est compactable (voir paragraphe précédent) plus il a une bonne portance CBR. Par ailleurs, à densité sèche OPM égale, un sol peu argileux est moins sensible à l'eau et présente donc un CBR après imbibition plus grand.

L'indice CBR est aujourd'hui considéré en fait comme un des éléments géotechniques permettant le classement du point de vue de la qualité routière d'un sol. Il n'est plus question de l'utiliser comme certaines méthodes de dimensionnement de chaussée le faisaient encore très récemment, comme un critère représentant à lui seul la qualité du sol.

a) Il existe, pour un type de sol fin de même origine, une corrélation significative entre indice CBR et caractère d'identification donnée par PELTIER

$$\text{CBR} = \frac{A}{m \times \text{IP}}$$

m pourcentage de mortier du sol

IP indice de plasticité

A coefficient dépendant de la nature du sol.

b) On peut également donner un ordre de grandeur du CBR en fonction de la classification du sol. Le tableau ci-dessous est établi à partir de la classification USCS.

Sols fins, sables, argiles, silts avec plus de 50 % passant à 80 μ	CBR < 10
Sables plastiques	5 < CBR < 20
Sables propres	10 < CBR < 30
Graves (plus de 50 % ne passe pas la passoire de 4 mm)	20 < CBR < 90

Ce tableau extrait de "Highway Materials" (KREBS, WALKER) est plutôt relatif aux sols américains. Il ne met pas en évidence par exemple qu'un sable bien gradué, plastique a une portance supérieure à un sable propre. De toute façon, il faut garder à l'esprit qu'en géotechnique aucun indice ne peut à lui seul rendre compte de la qualité d'un sol, et l'indice CBR, bien que très utile, ne fait pas exception à la règle.

3 - MESURE DE LA PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

Cet essai s'exécute sur un échantillon remanié, compacté dans un moule CBR. L'écoulement de l'eau au travers de l'échantillon se fait sous une charge hydraulique constante. On déduit donc immédiatement du débit par unité de temps la perméabilité du sol par application de la loi de DARCY.

Cet essai ne s'applique en fait que pour la détermination de la perméabilité des sols qui seront utilisés pour l'exécution de remblais ou de digues. Il s'agit donc de sols remaniés pour lesquels il existe des corrélations significative entre perméabilité-porosité et granulométrie.

Citons parmi ces corrélations :

- la formule de HAZEN (sables peu compacts)

$$k = 100 d_{10}^2$$

k perméabilité en cm/s ; d_{10} diamètre en cm de la passoire laissant passer 10 % du sol en poids.

- la formule de Casagrande

$$k = 1,4 k_{0,85} e^2$$

$k_{0,85}$ perméabilité du matériau quand e indice de vide vaut 0,85.

e indice des vides.

4 - ESSAI OEDOMETRIQUE

L'essai oedométrique a pour objet essentiel d'étudier la consolidation, c'est-à-dire la variation de volume due à l'expulsion de l'eau d'échantillons de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales permanentes ; l'essai se fait par mesure de déformations à charge constante d'une éprouvette cylindrique avec déformation latérale nulle et drainage sur la face inférieure et la face supérieure. Le résultat est donné sous forme d'une courbe représentant la variation de e (indice des vides) en fonction du logarithme de la surcharge.

On peut mesurer en même temps :

- la perméabilité de l'échantillon pour chaque étape de la consolidation ;
- les paramètres qui caractérisent la vitesse de consolidation en fonction de l'état initial des contraintes et des surcharges adoptées.

L'étude du gonflement à l'oedomètre n'est pas un essai normalisé. L'essai consiste à mesurer l'allongement d'une éprouvette oedométrique non saturée pendant sa saturation par imbibition.

- *Corrélation entre compressibilité et identification d'un sol*

Les sols sableux sont peu compressibles. Les sols argileux présentent des compressibilités *in situ* qui varient avec l'historique des contraintes qu'ils ont subies et leurs caractéristiques d'identification.

Pour des argiles non consolidées de sensibilité faible ou moyenne, les courbes $e - \log p$ peuvent être assimilées à des droites dans un large intervalle de pressions. Si on appelle C_c l'indice de compression défini par

$$\Delta e = C_c \Delta \log p$$

C_c est alors constant. TERZAGHI donne la corrélation suivante :

$$C_c \approx 0,009 (W_L - 10 \%)$$

NOTE : On appelle sensibilité (ou sensibilité) d'une argile le rapport de ses résistances à la compression simple avant et après remaniement. Une sensibilité faible à moyenne est comprise entre 2 et 4.

5 - CARACTERISTIQUES MECANIQUES

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme la contrainte de cisaillement τ s'exerçant le long de la surface de rupture au moment de la rupture.

τ s'exprime simplement en fonction de deux paramètres c et ϕ et de la contrainte σ normale à la surface de rupture

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

c et ϕ ne sont pas des caractéristiques intrinsèques à proprement parler puisque cohésion et frottement dépendent :

- 1) du chemin parcouru dans l'espace des déformations et des contraintes,
- 2) des conditions de drainage.

La première restriction se trouve être sans conséquence dans la pratique*. La seconde est traitée en considérant trois catégories d'essais, amenant à des c et ϕ différents (bien que non indépendants entre eux).

- essai non consolidé - non drainé : essai UU
- essai consolidé - non drainé : essai CU
- essai consolidé - drainé : essai CD

On choisit en fonction du problème à traiter l'essai à exécuter.

Ceux-ci peuvent se faire avec deux appareillages, l'appareil de cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande et l'appareil à compression triaxiale ou Triaxial.

On ne décrira pas ici ces appareils qui sont trop complexes pour pouvoir être décrits en quelques lignes sans en donner une image fautive. On se contentera de préciser :

- que l'essai de cisaillement est bien adapté (et en même temps moins cher) pour tous les problèmes où on a à déterminer les caractéristiques UU ou CU ou les caractéristiques CD de matériaux perméables ;
- que l'essai triaxial est surtout intéressant précisément pour la mesure des caractéristiques CD des matériaux perméables ou non. En effet, dans le cas de matériaux peu perméables, la mesure de l'évolution de la pression interstitielle en cours d'essai permet de déduire des caractéristiques CU les caractéristiques CD.

NOTE : La mesure du frottement d'un sable sans cohésion est très difficile compte tenu de l'impossibilité pratique de prélever un échantillon intact. La méthode habituelle est ici de faire des essais *in situ* et d'utiliser les corrélations existantes entre les résultats de ces essais et ϕ .

* c et ϕ varient peu avec les conditions d'application des contraintes, mais les déformations obtenues sont dépendantes de ces conditions.

6 - RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE R_c

L'essai se fait sur des échantillons cylindriques dont le diamètre minimum doit être 33 mm, et l'élancement compris entre 2 et 3. Le matériau doit être suffisamment homogène pour que l'essai ait un sens. La norme prévoit par exemple que la plus grosse particule doit avoir un diamètre inférieur au dixième du diamètre de l'échantillon.

On peut théoriquement déduire de R_c la cohésion c_{uu} par la relation

$$c_{uu} = 1/2 R_c$$

TERZAGHI donne le tableau suivant qui évalue la consistance des argiles en fonction de R_c

Consistance	R_c (bar)	Identification sur le terrain
très molle	< 0,25	- se déforme facilement entre les doigts
molle	0,25-0,5	
moyennement raide	0,5 -1,0	- se déforme sous une pression ferme du pouce
raide	1,0 -2,0	
très raide	2,0 -4,0	- se raye à l'ongle
dure	> 4,0	- difficilement rayable à l'ongle

TROISIEME PARTIE

ESSAIS SUR LES ROCHES

TROISIEME PARTIE : ESSAIS SUR LES RÔCHES

1 - ESSAI D'IDENTIFICATION

L'identification des échantillons de roche comprend une partie descriptive qui s'appuie sur la détermination géologique et minéralogique (examen de plaque mince, analyse chimique) de l'échantillon.

Par ailleurs, la détermination de caractères faciles à mesurer (donc peu coûteux) comme le poids volumique apparent, le poids volumique du solide, la porosité doit être faite de manière systématique sur tout échantillon soumis à un autre essai. On obtient ainsi des indications permettant de situer les résultats de laboratoire par rapport aux résultats habituellement obtenus et d'évaluer la signification des déviations éventuelles par rapport à la moyenne. Il faut ici souligner que le comportement mécanique des roches et des massifs rocheux est tributaire d'un facteur d'échelle : compte tenu de l'importance prépondérante des discontinuités de la matrice rocheuse dans le comportement du massif, il est le plus souvent impossible de déduire de la seule considération des essais de laboratoire le comportement du massif.

Il est de même assez vain de chercher à mettre au point ou à utiliser des corrélations entre différentes propriétés des roches si on ne s'est pas assuré de l'influence sur la mesure de ces propriétés :

- du facteur d'échelle,
- de la nature minéralogique de la roche.

Les tableaux qui suivent donnent une terminologie simplifiée des types pétrographiques. L'utilisation de ces termes est recommandée en ce sens qu'ils donnent une bonne description de la roche sans tomber dans l'ésotérisme de certaines descriptions géologiques.

ROCHES ERUPTIVES	Famille des Granites	<u>Granite</u> , granulite, granodiorite, syénite, microgranite, rhyolite, rhyodacite, trachyte, tuf... (porphyre)
	Famille des Diorites	<u>Diorite</u> , diorite quartzique, microdiorite, andésite, dacite, trachyandésite, lamprophyre.
	Famille des Basaltes et Gabbros	<u>Gabbro</u> , dolérite, diabase, ophite <u>basalte</u> , trapp serpentinite, péridotite
ROCHES METAMORPHIQUES	Roches métamorphiques massives	<u>Gneiss</u> , amphibolites, cornéennes <u>quartzites</u> , marbres, calcaires cristallins, leyphtinite
	Roches métamorphiques schisteuses	Schistes, micaschistes, phyllades, ardoises, calcschistes, schistes tachetés, schistes cristallins
ROCHES SEDIMENTAIRES	Roches sédimentaires carbonatées	<u>Calcaires</u> , <u>craies</u> , dolomies, cargneules, travertins
	Roches sédimentaires siliceuses	<u>Grès</u> , grès quartzitiques, molasses, meulière, silex, arkoses
	Roches sédimentaires carbonato-silicatées	Marnes, argiles, grauwack

PRINCIPAUX GROUPES DE ROCHES

Taille des cristaux (cm)		
2 0,6	Très grossier	Grenue
	Grossier	
	Moyen	
0,2 0,06 0,02	Fin	Microgrenue
	Très fin	
	Extrêmement fin	Microcristalline

TERMINOLOGIE SIMPLIFIEE POUR LA DESCRIPTION
DE LA TAILLE DES GRAINS D'UNE ROCHE

2 - ESSAIS DE COMPRESSION

2.1 - L'essai de compression simple s'exécute sur des échantillons cylindriques d'élançement compris entre deux et trois, il est conseillé d'utiliser des éprouvettes de $\varnothing = 50$ mm.

2.2 - L'essai de fendage ou essai brésilien est un essai qui permet de mesurer de façon indirecte, la résistance à la traction. L'échantillon cylindrique est soumis à une compression exercée sur deux génératrices diamétralement opposées. Le plan de rupture est alors imposé par les conditions de l'essai : c'est le plan diamétral qui passe par les deux génératrices.

2.3 - Essais Protodiakonow et Franklin

La préparation des éprouvettes cylindriques et les presses spéciales nécessaires pour exécuter les essais de compression simple rendent ces essais difficiles à exécuter sur chantier, et coûteux à exécuter en grande série.

C'est pourquoi ont été introduits d'autres essais, essai Franklin et essai Protodiakonow, qui s'exécutent sur des échantillons de forme quelconque ou presque.

L'essai Franklin consiste à rompre des fragments de roche provenant de carottage (ou des fragments de forme irrégulière) entre deux pointes coniques à terminaison sphérique, les forces étant appliquées grâce à une presse.

L'essai Protodiakonow consiste également à rompre des fragments de roche de forme irrégulière, mais entre les plateaux d'une presse et après avoir émoussé les arêtes trop vives (Noter qu'il existe un autre essai appelé également Protodiakonow complètement différent et analogue à l'essai de fragmentation dynamique).

Pour des diamètres de 50 mm, et des essais Franklin réalisés sur des fragments cylindriques de carottes, les pointes appuyant sur les génératrices, on a proposé la corrélation suivante :

$$\sigma_c \approx 23 \times I_s \quad (\text{BIENIAWSKI})$$

σ_c résistance à la compression en MPa

I_s indice Franklin en MPa

En règle générale, cette corrélation ne devrait pas être utilisée sans étalonnage préalable.

2.4 - Classification des roches

- *Classification des roches selon l'indice Franklin*

Indice I_s MPa	Résistance	
8	très forte	forte
	forte	
4	moyenne	moyenne
	faible	
1	très faible	faible

- *Classification des roches selon la résistance à la traction*

σ_{tb} MPa	Résistance	
30	très forte	forte
	forte	
10	moyenne	moyenne
	faible	
2	très faible	faible

- *Classification selon la résistance à la compression*

Résistance en compression simple σ_c MPa	Terme descriptif
$\sigma_c > 200$	très élevée
$60 < \sigma_c < 200$	élevée
$20 < \sigma_c < 60$	modérée
$6 < \sigma_c < 20$	faible
$\sigma_c < 6$	très faible

- Classification selon le rapport $\frac{E_t}{\sigma_c}$ (d'après MILLER Ph. D Thesis Univ. ILLINOIS, 1965)

(E_t module élastique à $0,5 \sigma_c$)

Classe	Description	Rapport E_t/σ_c
H	fort	> 500
M	moyen	200-500
L	faible	< 200

- Variation de σ_c avec la nature de la roche

1) La résistance à la compression varie selon que l'échantillon est sec ou saturé. D'une manière très générale - mais non toujours vérifiée - la résistance à la compression après saturation est une fraction de σ_c à sec qui varie de 50 % (grès) à 95 % (basalte) (pour les craies, la proportion peut tomber à 25 %).

2) Pour un matériau schisteux, la résistance à la compression varie avec l'angle entre la direction de la schistosité et la direction de la contrainte de compression appliquée.

3) Les caractéristiques intrinsèques qui déterminent la résistance à la compression sont la composition minéralogique, la taille des grains et la porosité.

a) Les roches contenant du quartz comme matériau de liaison sont les plus résistantes, suivis par ceux qui contiennent de la calcite ou des minéraux ferreux. Les roches contenant de l'argile sont les moins résistantes. D'une manière générale, la résistance croît avec le pourcentage de quartz.

b) La résistance décroît quand la porosité croît.

c) La résistance croît avec la finesse des grains (d'après VUTUKURI et al., Mechanical properties of rocks).

3 - RESISTANCE A L'USURE

Les essais de résistance à l'usure se font sur des fractions granulométriques précises du matériau à étudier. Il faut donc disposer de matériau concassé. Ces essais sont utilisés surtout en technique routière où ils servent à fixer les spécifications des matériaux servant à la construction des couches de chaussée.

3.1 - Essai micro-deval

L'essai consiste à mesurer l'usure produite par frottement des granulats entre eux et avec des billes d'acier au cours de l'agitation de l'échantillon de granulats, plus les billes d'acier, dans un appareillage spécifique (cylindres de 4,5 litres tournant pendant 2 heures à 100 t/mn).

L'échantillon soumis à l'essai est choisi dans une des fractions granulaires suivantes : 10/14 ; 6,3/10 ou 4/6,3. La prise d'essai est de 500 g.

Il faut noter que l'essai micro-deval dérive de l'essai Deval qui est exécuté sur des pierres cassées de 5 à 7 cm de côté. L'essai Deval est peu adapté aux techniques routières. Il avait été mis au point pour la caractérisation des ballasts de chemins de fer. Essai Deval ou micro-deval s'exécutent à sec ou en présence d'eau. On obtient selon le mode opératoire un coefficient micro-deval sec ou micro-deval humide. Il existe une corrélation assez bonne entre Deval (D) et micro-deval (MD)

$$D = \frac{80}{MD}$$

3.2 - Essai de fragmentation dynamique

La granulométrie du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les trois fractions types 4/6,3 ; 6,3/10 et 10/14 mm.

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs d'une masse normalisée. Si P est le poids de l'échantillon soumis à l'essai ($P = 350 \pm 1$ g) et p le poids des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai, FD coefficient de fragmentation dynamique vaut :

$$FD = \frac{p}{P}$$

L'essai de fragmentation dynamique a été conçu de manière à trouver, sur un même matériau, un résultat aussi proche que possible de celui de l'essai Los Angeles, tout en étant plus rapide et en nécessitant une prise d'essai moins importante. De sa conception découlent donc ses limites :

- L'essai FD est plus sensible que l'essai LA à l'échantillonnage.
- L'essai LA est pour l'instant le seul employé dans les spécifications routières. La corrélation $FD \approx LA$ valant ce que valent les corrélations il est prudent de l'étalonner dans le cas d'une roche non encore étudiée.

3.3 - Essai Los Angeles

L'essai, tel qu'il est normalisé par l'administration française, se fait sur les classes granulaires 4/6,3 - 6,3/10 - 10/14 mm. Il consiste à mesurer la quantité p d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau P (5 kg) aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles (cylindre de 711 mm de diamètre exécutant 500 rotations à 30 ± 3 t/mn). Le coefficient Los Angeles est égal à :

$$LA = 100 \frac{p}{P}$$

3.4 - Essai de friabilité

L'essai de friabilité mesure la résistance à la fragmentation des sables. Le processus de l'essai est le même que celui de l'essai micro-deval humide, aux indications suivantes près :

- le sable est écrété à 4 mm,
- les billes d'acier ont un diamètre différent (plus petit),
- le coefficient de friabilité FS vaut

$$FS = 100 \frac{P_1}{P}$$

P poids du matériau soumis à l'essai P = 2 kg

P₁ poids des éléments inférieurs à 0,05 mm produits au cours de l'essai.

3.5 - Interprétation des essais d'usure

Les essais d'usure caractérisent le granulat, et non la carrière d'où il est extrait. En effet, la qualité d'un granulat pour une carrière donnée dépend :

- des techniques d'abattage : il faut que celles-ci permettent d'éliminer dès ce stade de la production les franges altérées ;
- des techniques de concassage. Il est par exemple possible d'améliorer le Los Angeles moyen des matériaux produits par une carrière en adoptant le système de concassage suivant :
 - a) concassage primaire,
 - b) élimination de tous les éléments inférieurs à 40 mm,
 - c) concassages secondaires et tertiaires.

L'opération b) est appelée "scalpage" et a pour effet d'éliminer les éléments les moins résistants. Au prix d'une augmentation du coût moyen du granulat produit, on arrive donc pour une même carrière, dans les mêmes conditions d'abattage à obtenir un meilleur granulat.

- *Indications sur les seuils de qualité en technique routière*

L'essai Los Angeles est celui qui est le plus utilisé jusqu'à présent. Il a supplanté l'essai Deval, mais il est de plus en plus remplacé, au moins sur le chantier, par l'essai micro-deval et l'essai de fragmentation dynamique.

Les spécifications techniques prévoient en général que les concassés pour couche de base doivent avoir un LA < 40 et les concassés pour couche d'enrobé dense utilisés pour les revêtements un LA < 15.

Il s'agit là de normes très relatives. En fait, ces seuils doivent être adaptés aux possibilités de chaque région ; en matière de route les problèmes doivent toujours être considérés sous l'angle de l'analyse économique, car d'une part la ruine prématurée d'une route n'est pas une catastrophe en soi (tout dépend du coût de sa réhabilitation) et d'autre part toute variation même minime du coût unitaire du mètre cube de concassé rendu sur le chantier a une grande incidence sur le volume total des investissements consacrés à la construction routière.

4 - MESURE DE L'ALTERABILITE

L'altérabilité est ici définie comme la capacité d'une roche à évoluer quand, à l'occasion de travaux (exploitation de carrière, creusement de déblais), les conditions de son équilibre avec le milieu ont été modifiées. Les principales modifications qui peuvent survenir sont :

- a) des modifications thermiques : exposition au gel ou au dégel des roches anciennement à l'abri ;
- b) des modifications des paramètres caractérisant les fluides circulant ou séjournant dans la roche : composition chimique, pression, température, vitesse de circulation...
- c) des modifications de l'état de contrainte de la roche entraînant la diminution ou la disparition du confinement (mise à l'affleurement ou extraction).

Les essais correspondant à ces modifications du milieu sont :

- a) pour les modifications thermiques : essai de gélivité des roches ;
- b) pour les modifications des fluides : essai de gonflement accéléré (à l'eau oxygénée) et essai de sensibilité des roches feldspathiques au lessivage (par réaction thermo-chimique) ;
- c) pour les modifications de l'état de contrainte : essai de sensibilité au délitage (par choc thermique à 700°C).

D'une manière générale les essais sont conçus comme suit : on étudie une propriété simple (pourcentage de fines ou coefficient de fragmentation dynamique) avant et après épreuve du matériau au cycle d'attaque chimique et/ou thermique et l'évolution de cette propriété est utilisée pour définir la sensibilité du matériau au traitement appliqué.

5 - ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE ET ESSAI TRIAXIAL

Comme en mécanique des sols ces essais ont pour but de permettre la détermination des caractéristiques mécaniques et en particulier de la résistance au cisaillement de la roche étudiée. Mais ici les essais peuvent être fait soit pour étudier la matrice rocheuse, soit pour étudier les discontinuités du massif rocheux.

5.1 - Etude de la matrice rocheuse

On cherche à déterminer la courbe intrinsèque de la matrice. Les résultats obtenus sont bien entendu très différents de ceux obtenus pour les sols. Dans la plupart des essais conventionnels, on trouve pour les essais triaxiaux :

- que la rupture est du type rupture fragile (sauf pour quelques roches tendres comme le gypse ou le sel) ;
- que la courbe de Mohr-Coulomb peut s'exprimer analytiquement par

$$\sigma_1 = A \sigma_3^n + \sigma_c$$

σ_1 contrainte axiale

σ_3 contrainte de confinement

σ_c résistance à la compression simple et n compris entre 0,7 et 0,9.

- que la résistance résiduelle, obtenue lorsque la résistance est limitée au seul frottement entre les parties fracturées peut être exprimée sous la forme d'un critère de Coulomb

$$\tau = \text{tg } \phi_r \times \sigma_n$$

τ résistance au cisaillement résiduel

ϕ_r angle de frottement résiduel

σ_n contrainte normale

5.2 - Etude du comportement mécanique d'une discontinuité du massif rocheux

Cette étude se fait le plus souvent par essai de cisaillement. Les résultats qui dépendent de la nature de la surface des épontes, de leur remplissage, des ponts rocheux éventuels etc. se résument, de façon sommaire :

- par une résistance de pic (effort de cisaillement maximum) très sensible à l'effet d'échelle ;
- par une résistance résiduelle, peu sensible à l'effet d'échelle et qui correspond à un critère de Coulomb.

Résultats moyens de résistance au cisaillement (matrice)

	σ_c (bar)	c (bar)	ϕ (degré)
granite	700-2 800	100-400	51-58
calcaire	200-2 000	4-360	37-58
grès	200-2 000	4-430	48-50

NOTE : La DGRST a publié en février 1969 un "catalogue des caractéristiques géologiques et mécaniques de quelques roches françaises". On pourra l'utiliser pour des comparaisons avec les résultats obtenus. Ce catalogue ne donne malheureusement pas les modes opératoires.

6 - DEFORMABILITE

L'essai consiste à enregistrer la courbe représentant la relation effort-déformation au cours d'un essai de compression (éprouvette ϕ 50 mm, élancement 2).

- La mesure de la déformation longitudinale se fait habituellement selon les trois cycles suivants :

- croissance de σ de 0 à $R_c/12$,
- décroissance de $R_c/12$ à 0,
- croissance de 0 à $R_c/6$,
- décroissance de $R_c/6$ à 0,
- croissance de 0 à $R_c/4$.

De la considération des courbes obtenues on peut déduire un module de déformation de la roche, pour un intervalle de contrainte donné.

- La mesure de la déformation transversale peut être exécutée au cours de l'essai précédent, au moyen de jauges collées sur l'échantillon.

7 - PERMEABILITE DES ROCHES

7.1 - Dispositif de mesures

Les mesures sont exécutées à différence de charge constante dans des cellules qui peuvent recevoir des éprouvettes cylindriques ($\phi = 40$ mm, $l = 80$ mm).

Les cellules possèdent un dispositif permettant d'appliquer à l'éprouvette (gainée d'un tube de caoutchouc) une contrainte radiale de confinement. La différence de charge entre les extrémités de l'échantillon peut être fixée entre 2 et 150 bar.

7.2 - Quelques résultats

La perméabilité des roches exprimées en cm/s est en général faible à très faible (comprise entre 10^{-4} et 10^{-10} cm/s) dès lors que la roche n'est pas fissurée. Il existe des relations d'origine semi-empirique entre perméabilité, surface spécifique et porosité d'un milieu poreux. Les relations s'appliquent d'autant mieux que l'échantillon étudié est plus homogène.

8 - VITESSE DE PROPAGATION DES ONDES LONGITUDINALES

La mesure de la vitesse de propagation des ondes longitudinales se fait directement sur un échantillon de forme quelconque. Un émetteur piézo-électrique engendre un train d'ondes de compression à une extrémité de l'échantillon, excitation qui est ensuite recueillie par un capteur piézo-électrique placé à l'autre extrémité. Un système électronique de mesure comportant un oscilloscope permet de calculer la vitesse V_1 de propagation de l'onde de compression.

- *Interprétation de V_1 : l'indice de qualité*

V_1 dépend des modules de déformation, mais varie très fortement avec la présence des discontinuités. On peut donc caractériser la présence de discontinuités par la diminution de V_1 par rapport à sa valeur théorique V_1' obtenue à partir de la considération d'un milieu de porosité nulle, de même composition minéralogique que l'échantillon.

On obtient ainsi IQ, indice de qualité de la roche

$$IQ = \frac{V_1}{V_1'} \times 100$$

On peut alors pour une famille pétrographique donnée et selon le type des discontinuités classer les roches suivant l'indice de qualité IQ.

Vitesse maximum V_1' moyenne de propagation des ondes longitudinales dans les principales familles de roches (d'après FOURMAINTRAUX)

Type de roche	V_1' m/s
Gabbros (roches silicatées basiques)	7 000
Basaltes	6 500 à 7 000
Calcaires	6 000 à 6 500
Calcaire dolomitique	6 500 à 7 500
Grès et quartzites	6 000
Granites et roches granitiques	5 500 à 6 000

9 - ESSAIS DIVERS

Les essais regroupés sous la rubrique "Essais divers" ne sont pas exécutés au laboratoire de géotechnique mais dans le département laboratoire.

Il s'agit d'essais de routine en recherche minière, en réservoir engineering, ou en hydrogéologie, mais qui sont encore assez peu utilisés en mécanique des roches appliquée.

Un de ces essais mérite sans doute un intérêt particulier c'est l'analyse des paramètres géométriques par analyseur d'images. Une communication a été consacrée à cette question pendant les journées nationales géotechniques 1975. On s'y reportera pour avoir une vue d'ensemble des possibilités de l'analyseur d'images. D'une manière sommaire, l'analyseur d'images permet d'avoir des informations quantifiées sur la géométrie d'une image par exemple pour déterminer, d'après photo ou croquis, les directions privilégiées des fractures d'un site, d'un échantillon ou d'un carottage en continu.