

Propriétés mécaniques des sols déterminées en place

par **Samuel AMAR**

*Adjoint au chef de la division Mécanique des sols, Géologie de l'ingénieur
au Laboratoire central des Ponts et chaussées*

et **Jean-François JÉZÉQUEL**

*Chef de groupe de Mécanique des sols et ouvrages d'art
au Laboratoire régional des Ponts et chaussées de Saint-Brieuc*

1. Essais pénétrométriques	C 220 - 2
1.1 Pénétromètres dynamiques	— 2
1.2 Interprétation et domaine d'utilisation des pénétromètres dynamiques	— 3
1.3 Essai de pénétration au carottier (SPT)	— 4
1.4 Pénétromètres statiques	— 5
2. Essai au scissomètre de chantier	— 9
2.1 Principe de l'essai	— 9
2.2 Interprétation de l'essai	— 9
2.3 Appareillage	— 10
2.4 Déroulement de l'essai et présentation des résultats	— 10
2.5 Critique et utilisation de l'essai	— 11
3. Essai pressiométrique Ménard	— 11
3.1 Origine et développement du pressiomètre	— 12
3.2 Principe de l'essai pressiométrique Ménard	— 12
3.3 Difficultés et limitations de l'essai	— 14
3.4 Pressiomètre et dimensionnement des ouvrages	— 15
4. Autres essais en place	— 16
4.1 Essai de plaque	— 16
4.2 Essai au pénéto-gammadensimètre	— 17
4.3 Essai au piézocône	— 17
4.4 Essai au pressiomètre autoforeur	— 19
4.5 Essai au pressio-pénétromètre	— 21
4.6 Essai au phicomètre	— 21
4.7 Essai au Perméafor	— 23
4.8 Essais d'eau	— 23
5. Conclusion	— 24
Pour en savoir plus	Doc. C 220

Les essais en place (ou « in situ ») de mécanique des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statique ou dynamique y compris l'essai de pénétration au carottier dit SPT), et les essais au pressiomètre Ménard et au scissomètre de chantier.

Cet article présente ces essais classiques (appareillage, modalités de mise en œuvre, interprétation des mesures). L'exploitation des résultats pour la reconnaissance des sols et le dimensionnement des ouvrages ne sera abordé que sommairement, le sujet étant traité dans d'autres articles.

Il existe d'autres essais en place intéressants, mais ils sont d'une utilisation moins fréquente en raison de leur nouveauté, de leur caractère plus complexe ou de leur domaine d'intervention plus limité. On peut citer, par exemple, le pressiomètre autoforeur, le pressio-pénétromètre, le pénétro-gammadensimètre et le phicomètre. Le paragraphe de cet article qui leur est consacré donne également un aperçu des compléments qui peuvent être apportés aux essais classiques (notamment piézocône et manchon de frottement pour le pénétromètre statique) et présente les essais de chargement à la plaque et les essais d'eau les plus courants.

On peut arbitrairement subdiviser les essais en place en deux grandes familles : les essais qui donnent une **caractéristique de sol à la limite** (ou, si l'on veut, à « la rupture ») et les essais qui donnent en plus une **relation contraintes - déformations**.

Les pénétromètres statiques et dynamiques appartiennent à la première famille. Ils sont enfoncés dans le terrain soit à vitesse imposée soit sous l'effet de chocs répétés. Le sol sous la pointe est constamment dans un état limite puisque la pointe de l'appareil le poinçonne.

Le pressiomètre et le scissomètre appartiennent à la deuxième famille, car ils sollicitent le terrain depuis son état au repos jusqu'à une valeur limite.

Les pénétromètres ne permettent donc pas, par définition, de déterminer les caractéristiques de déformation du sol, sauf à procéder par corrélations. Avec le pressiomètre et le scissomètre, on peut par contre songer à mesurer des paramètres de déformabilité, utiles pour déterminer les tassements ou les déformations des ouvrages. Suivant les conditions de mise en œuvre des appareils et les conditions d'essai, on examinera l'intérêt et les limites de cette particularité.

1. Essais pénétrométriques

Ces essais déterminent directement une résistance limite du sol. Les pénétromètres se subdivisent en pénétromètres dynamiques (enfoncés dans le terrain par battage) et les pénétromètres statiques (appelés quasi-statiques par certains auteurs), qui sont vérifiés dans les terrains à vitesse lente et régulière. L'essai de pénétration au carottier (appelé aussi « essai de pénétration standard » ou SPT) occupe une place particulière, bien que s'apparentant sur certains points aux essais de pénétration dynamique.

1.1 Pénétromètres dynamiques

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges (figure 1).

L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

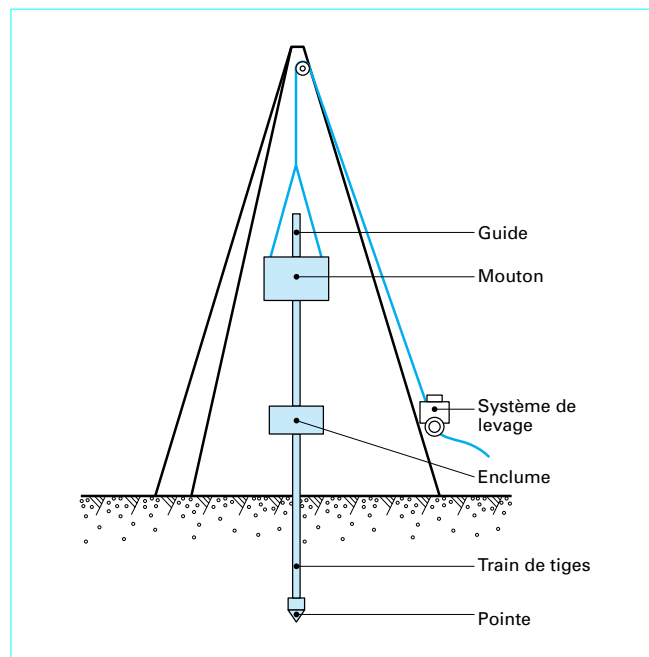


Figure 1 – Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique

En France, deux types de pénétromètres dynamiques sont normalisés : les pénétromètres de type A et les pénétromètres de type B.

1.1.1 Pénétromètres dynamiques de type A

Ces appareils, dits par abréviation PDA, et l'essai correspondant sont décrits dans la norme NF P 94-114 de décembre 1990.

L'énergie de battage, la nature, la géométrie et les dimensions de la pointe sont normalisées ainsi que le diamètre des tiges. Ces appareils (figure 2) ont pour particularité de comporter un dispositif qui permet d'injecter une boue bentonitique (bentonite en suspension dans de l'eau) dans l'espace annulaire entre le train de tiges et le sol au fur et à mesure de la pénétration dans le terrain, évitant ainsi le resserrement ou l'éboulement du sol sur les tiges.

L'espace annulaire ainsi ménagé permet de limiter le contact entre le train de tiges et le sol de sorte que l'énergie de battage est transmise quasi intégralement à la pointe.

1.1.2 Pénétromètres dynamiques de type B

Ces appareils, dits par abréviation PDB, et l'essai correspondant sont décrits dans la norme NF P 94-115 de décembre 1990.

Les pénétromètres de ce type sont en tous points identiques aux appareils de type A, à l'exception du fait qu'ils ne comportent pas de dispositif d'injection de bentonite. Il s'ensuit qu'une partie de l'énergie de battage peut être mobilisée par le frottement latéral parasite qui se manifeste entre le sol et le train de tiges, notamment en cas d'éboulement.

Aussi, dans certains cas (sols cohérents qui frottent fortement sur le train de tiges, sables bouillants...), l'appareil ne permet pas de différencier correctement les différentes couches de sols traversées et sa capacité de pénétration est plus limitée que celle de l'appareil PDA.

1.2 Interprétation et domaine d'utilisation des pénétromètres dynamiques

Il existe deux modes de représentation d'un **profil de pénétration dynamique** :

— soit on trace en fonction de la profondeur le nombre de coups N_d nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 cm ;

— soit on trace (figure 3) en fonction de la profondeur la résistance de pointe dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux, en général la formule des Hollandais, qui s'écrit :

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')} \frac{MgH}{A}$$

où M est le poids du mouton, M' le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe), H la hauteur de chute du mouton, e l'enfoncement moyen par coup, A la section droite de la pointe et g l'accélération due à la pesanteur.

Le domaine préférentiel d'utilisation des **pénétromètres dynamiques** est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire. Ils sont donc recommandés pour résoudre les problèmes suivants [1] :

- contrôle de l'homogénéité d'un site ;
- détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ;
- localisation des cavités ou autres discontinuités ;
- reconnaissance du niveau du toit du rocher.

Enfin, ils fournissent des renseignements utiles pour la prévision des conditions de battage des pieux et des palplanches.

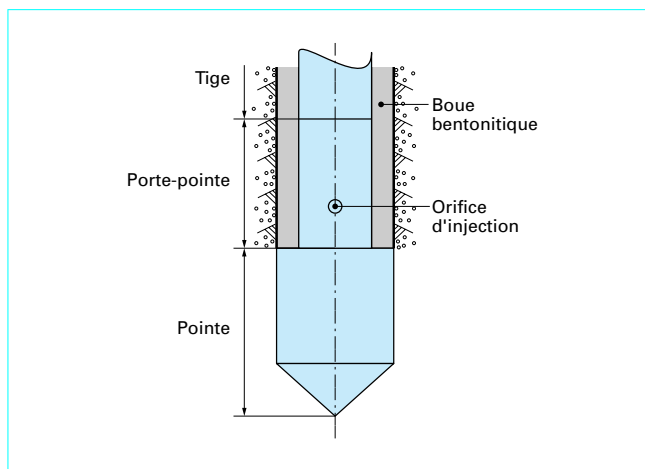


Figure 2 – Schéma de principe de la pointe d'un pénétromètre dynamique de type A

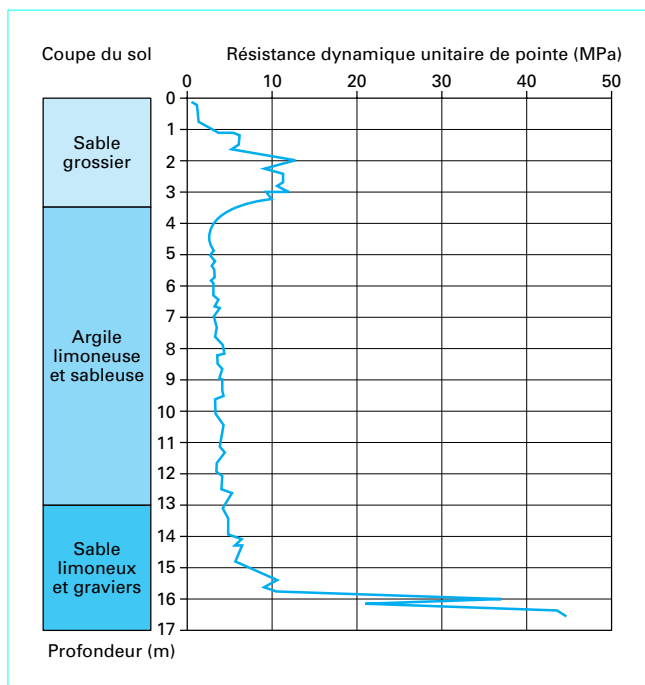


Figure 3 – Profil de pénétration dynamique de type A

Trois limitations importantes doivent être signalées :

— il convient de limiter la profondeur d'investigation au pénétromètre dynamique à des profondeurs de l'ordre de 30 m ; au-delà, malgré le vide annulaire entre l'appareil et le terrain, des frottements parasites ne peuvent être évités en raison du flambement des tiges sous l'effet des chocs (cela conduirait à une surestimation de la résistance du terrain) ;

— compte tenu de la dimension de la pointe des pénétromètres (diamètre 62 mm), il n'est pas recommandé de pratiquer ce type d'essai dans des sols grenus dont la dimension moyenne des éléments est supérieure à 60 mm ;

— il n'existe pas de règle reconnue pour le dimensionnement des fondations à partir de la résistance dynamique q_d ; on peut seulement en déduire un ordre de grandeur de la portance par le biais de corrélations avec d'autres essais en place, pénétromètre statique et pressiomètre, cela afin d'orienter la campagne d'essais ultérieure.

À titre d'exemple, on donne dans le tableau suivant des corrélations entre la résistance de pointe au pénétromètre dynamique q_d , la résistance de pointe au pénétromètre statique q_c (§ 1.4.1) et la pression limite pressiométrique p_ℓ (§ 3.2.4).

Composition du sol	q_d/q_c	q_d/p_ℓ
Argiles, limons et vases normalement consolidés ; sables lâches ou moyennement denses	1	1,4 à 2,5
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2	3 à 5
Sables et graviers ; sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1	5 à 10

1.3 Essai de pénétration au carottier (SPT)

1.3.1 Généralités

Cet essai consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisées (figure 4). On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester.

L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau).

L'essai est d'utilisation courante dans les pays anglo-saxons et notamment aux USA, où il a été mis au point dans les années 1930. Dans ces pays, il est connu sous le nom de Standard Penetration Test (SPT). Il a été normalisé en France en 1991 sous le nom d'essai de pénétration au carottier (NF P 94-116).

1.3.2 Réalisation pratique de l'essai

Le carottier, placé au fond d'un forage préalable, est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges (figure 5). Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm.

Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

— l'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm ;

— l'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé de 15 cm sous l'effet de N_0 coups de mouton ;

— l'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

Le nombre $N = N_1 + N_2$ est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard). Les résultats sont présentés sous forme de tableau, comme indiqué par la norme, et éventuellement sous forme d'une courbe de variation de N en fonction de la profondeur (figure 6).

La norme précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20 mm, dont la valeur N est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50 m.

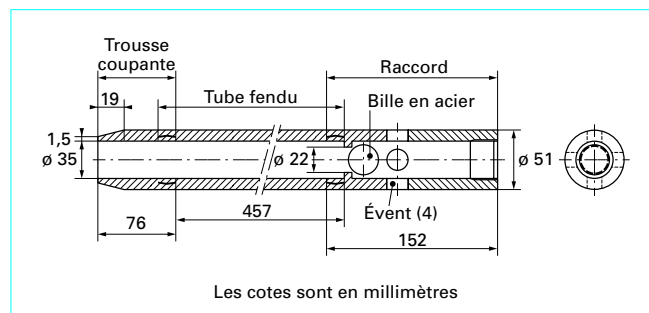


Figure 4 - Schéma du carottier standard

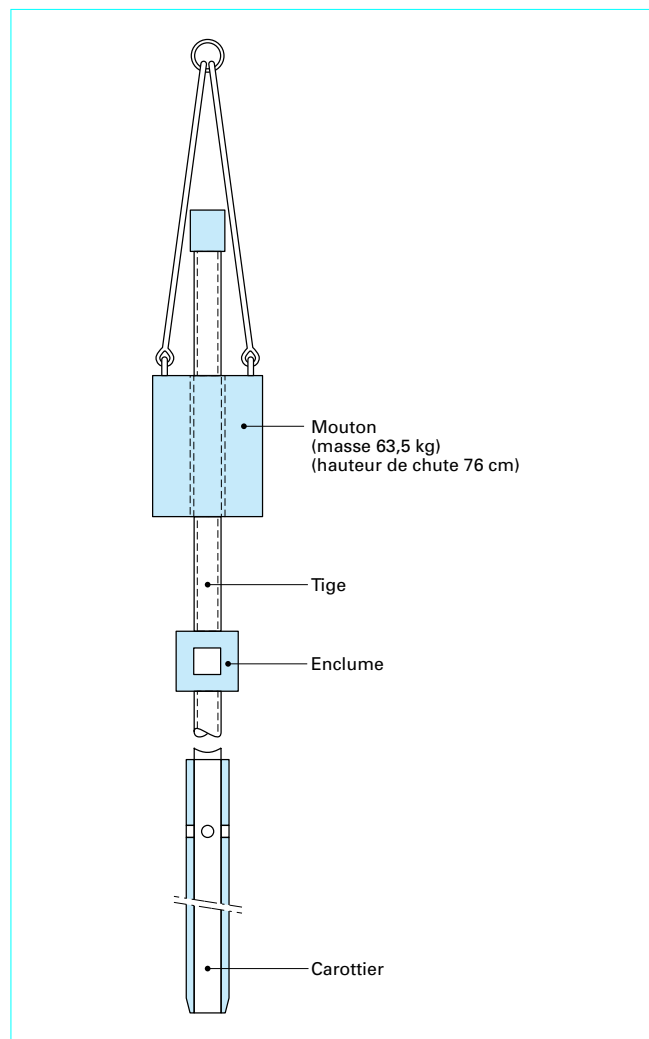


Figure 5 - Schéma de principe du SPT

En outre, le fond du trou de forage ne doit pas être trop modifié par la succession des opérations, qui peuvent entraîner éboulements ou décompression, notamment dans les sols placés sous la nappe.

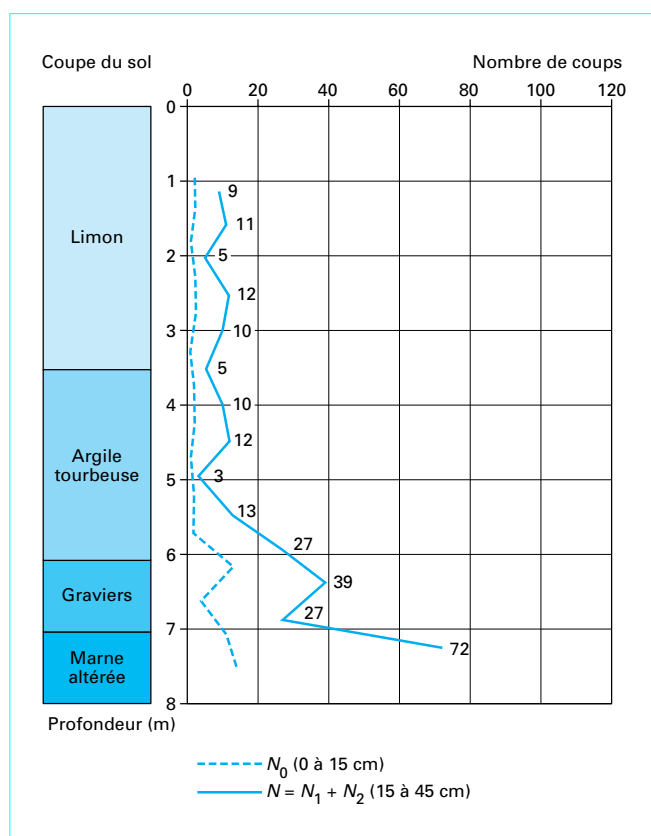


Figure 6 – Profil de pénétration au SPT

Le strict respect des conditions d'exécution de l'essai doit être assuré, faute de quoi la dispersion des mesures devient très importante [2].

1.3.3 Exploitation des résultats des essais SPT

Les essais SPT sont peu effectués en France, en partie en raison des limitations déjà énoncées (§ 1.2).

Aux USA et dans d'autres pays, ils sont effectués assez intensivement et de manière empirique pour déterminer la portance des fondations superficielles ainsi que pour évaluer les risques de liquéfaction des sols en zone sismique.

Ils sont également utilisés, par le biais de corrélations, pour la détermination de la cohésion non drainée c_u (définie § 1.4.5) des argiles, de l'angle de frottement interne φ (définie § 1.4.5) et de l'indice de densité I_D des sols purement frottants.

1.4 Pénétromètres statiques

1.4.1 Généralités

L'essai au pénétromètre statique consiste à fonder verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges (figure 7).

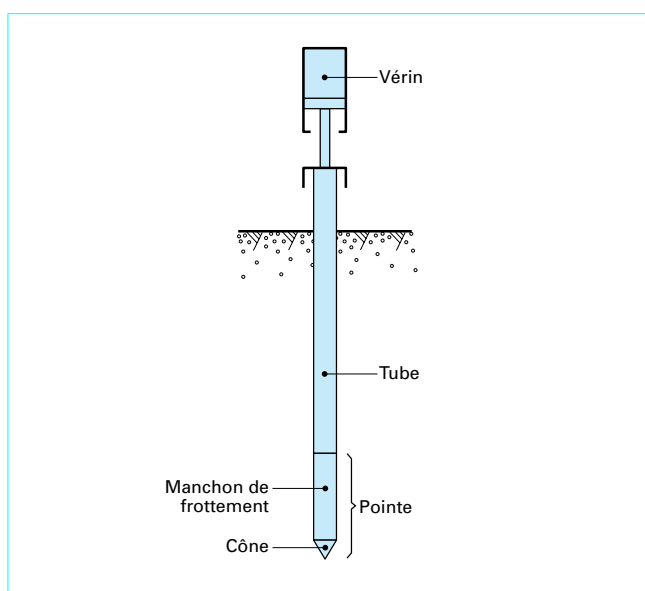


Figure 7 – Schéma de principe du pénétromètre statique

Par un procédé quelconque, mécanique, électrique ou hydraulique, on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée q_c .

Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté Q_t . Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges.

Le pénétromètre statique a été développé initialement en Hollande, où l'on trouve des formations meubles de sols fins de forte épaisseur (plusieurs dizaines de mètres) pour l'étude desquelles ce type d'appareil est particulièrement bien adapté.

Le premier pénétromètre véritablement opérationnel a été le pénétromètre hollandais dit pénétromètre Gouda, fabriqué dans la ville du même nom et dont le principe de fonctionnement est représenté sur la figure 8.

D'autres appareils ont ensuite été développés dans le monde, différant de l'appareil de Gouda soit par les modalités de mesure de la résistance de pointe, soit par l'aspect opérationnel, important dans ce type d'appareil puisqu'il faut le fonder dans le terrain à partir d'une charge statique obtenue le plus souvent par un lest.

Parmi ces autres pénétromètres, citons deux appareils originaux développés en France :

- le pénétromètre de Parez (figure 9), dans lequel la résistance de pointe est mesurée en continu à l'aide d'une méthode hydraulique simple ;
- le pénétromètre Andina (figure 10), sorte de pénétromètre gigogne, qui permet la poursuite de la pénétration à l'aide d'une pointe de petit diamètre lorsque le refus a été atteint pour la première pointe de gros diamètre.

Par la suite, la mesure de la résistance de pointe a été complétée par deux autres types de mesures :

- la mesure du frottement local entre le sol et un manchon placé à l'arrière de la pointe ;

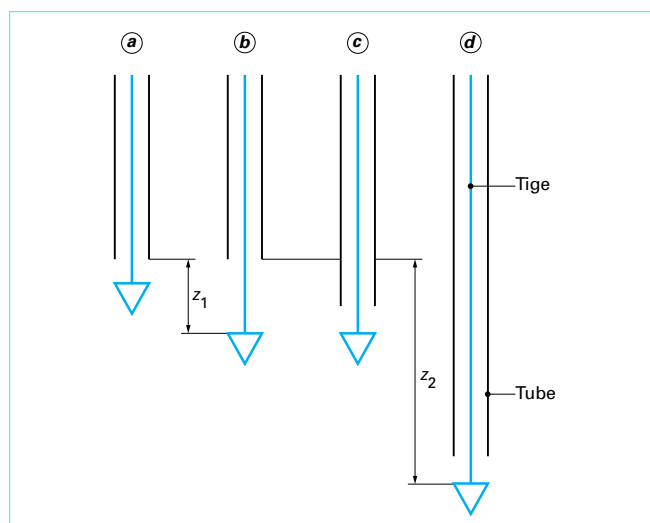


Figure 8 – Schéma de principe du pénétromètre statique à pénétration discontinue

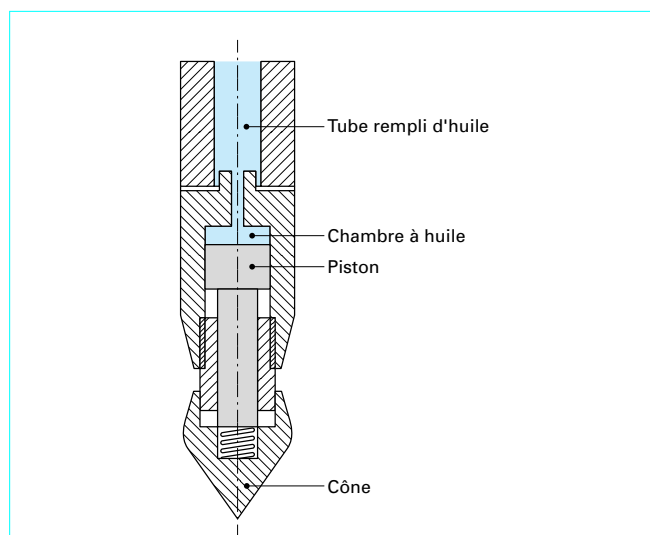


Figure 9 – Pointe hydraulique Parez

la mesure de la pression interstitielle créée dans le terrain par le fonçage de la pointe ; un pénétromètre équipé pour réaliser cette mesure de pression interstitielle est appelé « piézocône » (§ 4.3).

D'autres types de mesures peuvent être couplés avec l'essai de pénétration, mais leur usage demeure à ce jour assez restreint :

- la mesure de la densité des sols en place par gammamétrie ; c'est le pénéto-gammadensimètre (§ 4.2) ;
- la mesure de la résistivité naturelle des sols en place ;
- la mesure de la vitesse de propagation des ondes sismiques entre la surface du terrain où elles sont générées et successivement diverses profondeurs, selon la cote atteinte par la pointe équipée d'un géophone ; cet appareil particulier est appelé le cône sismique (figure 11).

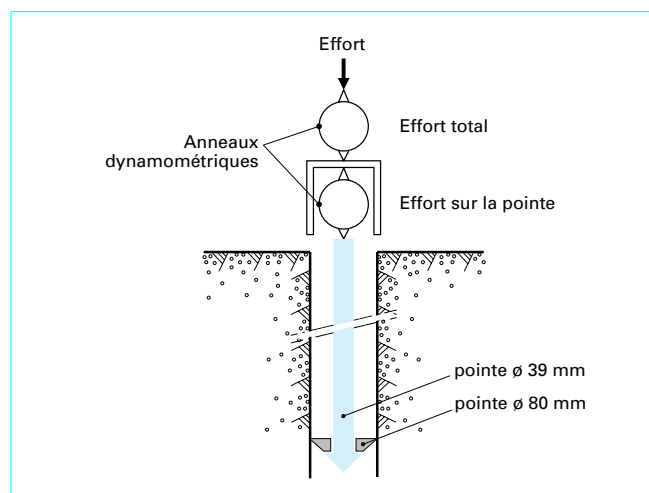


Figure 10 – Schéma de principe du pénétromètre Andina

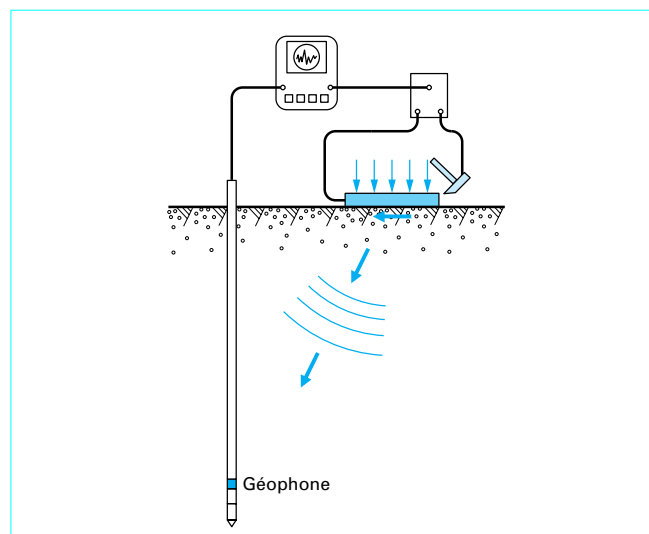


Figure 11 – Cône sismique

1.4.2 Pénétromètre normalisé et caractéristiques mesurées

L'essai est normalisé en France sous la référence NF P 94-113 depuis octobre 1989. Cette norme est conforme aux recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations [3].

La figure 12 montre le schéma de principe de la pointe de ce pénétromètre. Il s'agit d'une pointe en acier dur, de section droite de 10 cm² (diamètre 36 mm), comportant une partie conique surmontée d'une partie cylindrique. L'effort de pointe Q_c est la résultante axiale de la réaction du sol sur ces deux surfaces cylindrique et conique.

Par définition, la résistance de pointe statique q_c est le quotient de l'effort de pointe par la section droite A_c de la base du cône, soit :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

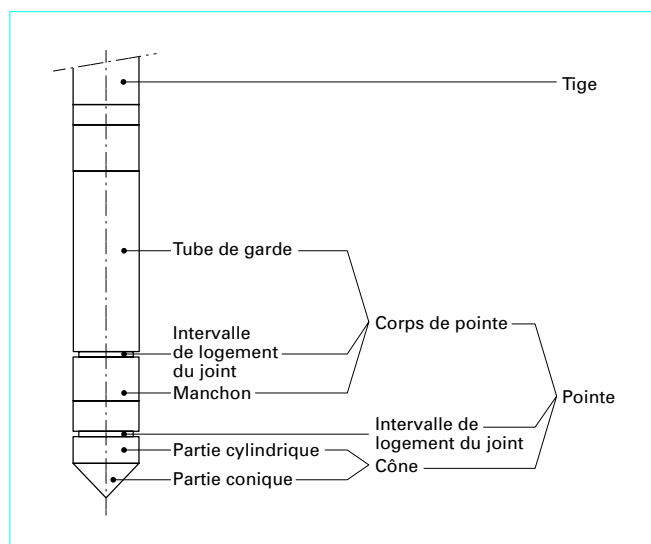


Figure 12 – Schéma de principe de la pointe normalisée

Connaissant l'effort total de fonçage Q_t , mesuré en tête, on peut déterminer l'effort de frottement latéral total Q_{st} sur le tube par la relation :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

En traçant les variations de ces divers paramètres en fonction de la profondeur, on obtient des profils de pénétration dits, appelés aussi profils pénétrométriques (figure 13).

1.4.3 Réalisation pratique de l'essai

La norme impose de respecter un certain nombre de conditions et fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain, qui doit être de 2 cm/s. Les pénétromètres normalisés diffèrent par les modalités de fonçage de l'appareil et par le mode de mesure de la résistance de pointe.

■ Fonçage dans le terrain

Le dispositif de fonçage doit être stable et correctement centré sur le train de tiges, faute de quoi on risque le flambement du train de tiges du pénétromètre. Pour assurer à l'appareil une capacité de pénétration correcte, il est nécessaire de disposer d'une réaction d'au moins 100 kN, mais il existe des appareils prévus pour 250 kN. Cette réaction est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté (figure 14). Le camion contient un abri de mesure et un ensemble d'appareils pouvant inclure un ordinateur et un traceur reproduisant en temps réel la courbe de pénétration. Pour accéder à des sites de sols compressibles, il existe des pénétromètres montés sur chenilles et des pénétromètres légers qui peuvent être mis en œuvre à partir de bâtis tenus par des hélices ancrées dans le terrain.

■ Mesure de la résistance de pointe

Les premiers appareils étaient des appareils purement mécaniques, dans lesquels l'effort de pointe était mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges centrales au train de tubes et poussant sur le cône suivant le schéma de la figure 15. Pour répondre aux prescriptions de la norme, il est de fait nécessaire de mesurer l'effort de pointe par un peson incorporé à cette pointe. On utilise généralement pour cela des pesons à jauges de contraintes (figure 16) ou à corde vibrante. Du point de vue opérationnel, cela implique l'utilisation de tiges de fonçage creuses, à l'intérieur desquelles on doit faire passer le câble électrique conducteur des informations.

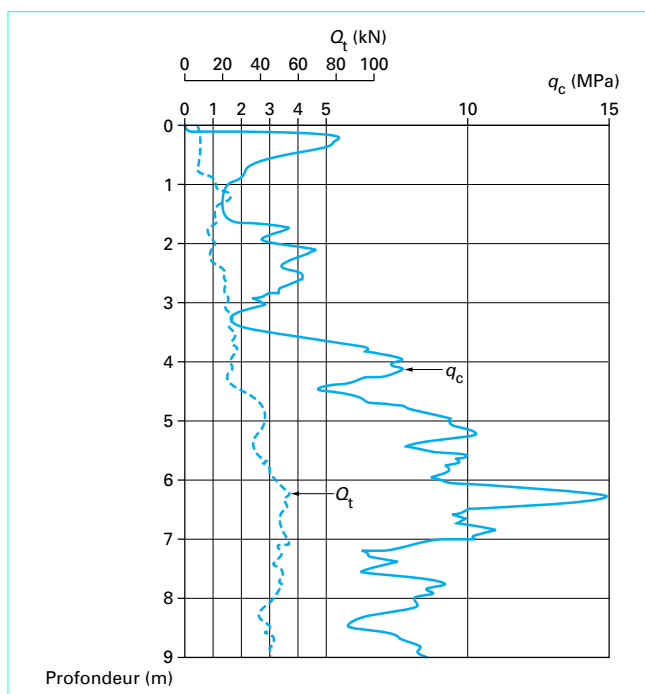


Figure 13 – Profil pénétrométrique

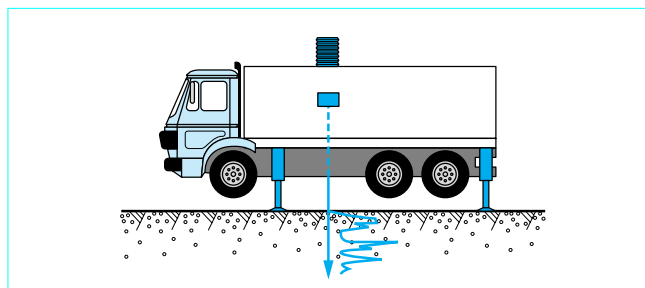


Figure 14 – Mise en œuvre du pénétromètre statique à partir d'un camion lesté

1.4.4 Domaine d'utilisation et interprétation quantitative

La profondeur d'investigation n'est théoriquement limitée que par la capacité de réaction disponible pour enfoncer le système dans le terrain, sous réserve qu'aucun flambement des tiges ne se manifeste lors du fonçage. Cependant, il arrive fréquemment que la pénétration soit arrêtée par des blocs erratiques ou sur des bancs intercalaires durs, même de faible épaisseur. Pour les essais à grande profondeur (plus de 50 m), la mise en place d'un inclinomètre dans la pointe est recommandée afin de s'assurer qu'aucune déviation intempestive du train de tiges ne se manifeste.

La représentativité de l'essai, notamment de la résistance de pointe, est limitée par la dimension des éléments qui constituent le terrain. La norme indique que l'essai n'est interprétable que si le sol ne comporte pas d'éléments de dimension supérieure à 20 mm.

L'interprétation des essais au pénétromètre statique est faite surtout à partir de la résistance de pointe q_c . L'effort total de fonçage

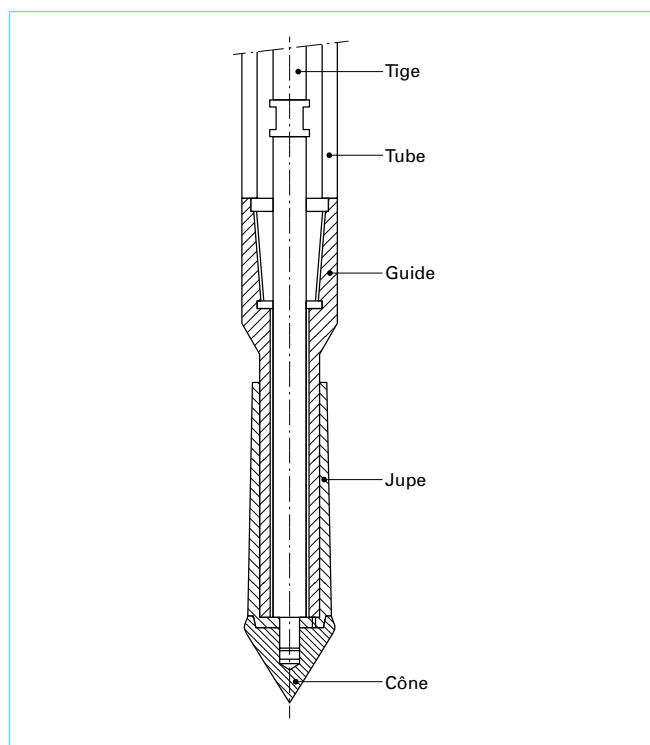


Figure 15 – Pointe mécanique du pénétromètre statique Gouda

Q_t ne fournit qu'une indication purement qualitative. En particulier, l'effort de frottement latéral $Q_{st} = Q_t - Q_c$ n'est pas une valeur représentative d'un sol, puisqu'elle représente l'intégration du frottement latéral sur toute la longueur du tube, dans des couches aux propriétés mécaniques différentes et pour des degrés de serrage sur le tube variables.

Les pénétromètres sont particulièrement intéressants pour la reconnaissance préliminaire des sites, sous réserve que l'on n'obtienne pas un refus prématuré de la pointe sur des couches dures de surface ou sur des blocs erratiques.

À l'issue de la reconnaissance d'un site au pénétromètre statique, on peut juger l'hétérogénéité des sols en plan et en profondeur, et les classer sommairement en fonction de leur dureté comme indiqué dans le tableau suivant.

q_c (MPa)	Nature probable du sol	Constructibilité
0 à 1	Sol cohérent compressible à très compressible ou sable lâche saturé	Sol de médiocre qualité, ne convenant pas comme assise de fondation et nécessitant éventuellement des études complémentaires
1 à 5	Sol cohérent peu consistant ou sable peu compact	Sol adapté aux fondations peu chargées
5 à 10	Sol cohérent peu consistant ou sable compact	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées
> 10	Sol cohérent raide ou sable très compact	Sol ne posant pas de problème de fondations

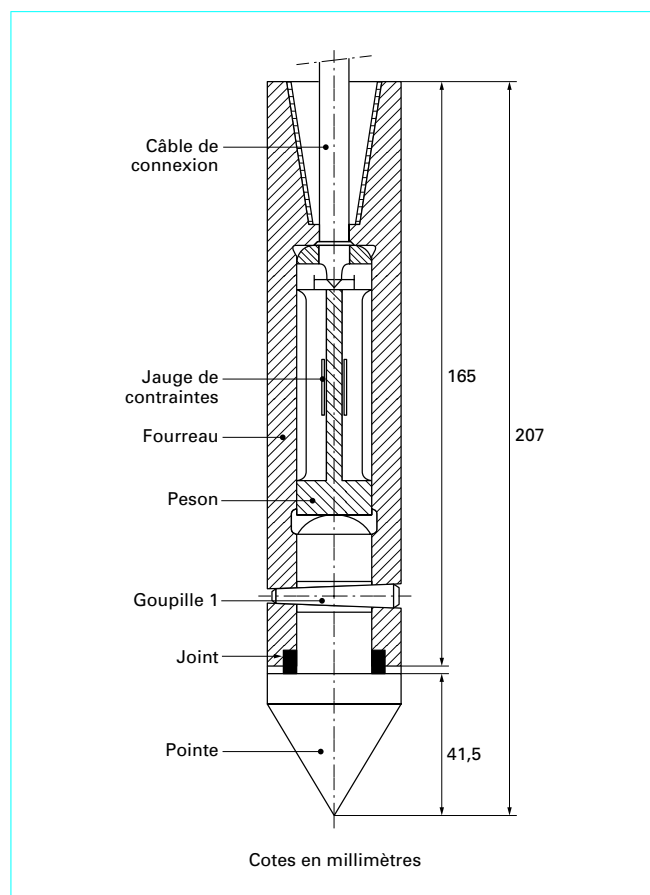


Figure 16 – Pointe équipée d'un peson à jauges de contraintes

La résistance de pointe q_c ne permet pas à elle seule de déterminer le niveau de la nappe d'eau souterraine, ni de déterminer la nature des sols, si l'on entend par là de savoir s'il s'agit de sols cohérents ou pulvérulents, perméables ou non. Par contre, cela sera possible si la pointe est équipée d'un manchon de frottement et/ou d'une prise de pression interstitielle (§ 4.3).

1.4.5 Interprétation quantitative

Pour effectuer une interprétation quantitative de l'essai, il est nécessaire de s'assurer au préalable que l'appareil qui a été utilisé est bien conforme aux prescriptions de la norme et que les précautions opératoires ont été respectées.

Dès l'origine, une interprétation analytique de l'essai a été tentée et on a proposé des méthodes visant à déterminer les paramètres de cisaillement et de compressibilité du sol à partir de la résistance de pointe q_c .

Pour les sols cohérents, on admet que la cohésion non drainée c_u peut être déduite de q_c par la relation :

$$c_u = \frac{q_c - q_0}{N_c}$$

où q_0 est la pression totale verticale due au poids des terres à la profondeur correspondant à q_c et N_c un coefficient sans dimension dépendant de φ .

La meilleure méthode pour déterminer c_u consiste à calculer N_c pour chaque site à partir d'essais de laboratoire effectués sur des échantillons intacts prélevés sur ce même site. Si cet étalonnage ne peut être effectué, on adopte les valeurs suivantes :

- pour les argiles où $q_c < 1$ MPa, on adopte $N_c = 12$; ce coefficient varie en fait dans ce type de terrains entre 10 et 15 ;
- pour les argiles où $q_c > 1$ MPa, on adopte $N_c = 20$; ce coefficient varie en fait dans ce type de terrains entre 15 et 25.

Pour la détermination de l'angle de frottement interne φ des sols pulvérulents, de nombreux auteurs ont proposé des formules basées sur une relation de la forme :

$$q_c = \gamma z N_q + q_0$$

Dans cette relation, γ est le poids volumique du sol, z la profondeur et N_q le facteur de portance de profondeur, fonction de φ uniquement. Les valeurs de N_q en fonction de φ sont données, par exemple dans l'article C 246 [16]. L'expérience montre que l'utilisation de ce genre de formule ne conduit pas à une évaluation correcte de φ .

L'utilisation principale de la résistance de pointe q_c concerne la détermination de la portance k_c des fondations superficielles ou profondes à partir de relations empiriques de la forme :

$$q_\ell = q_0 + k_c (q_c - q_0)$$

suivant les indications données en particulier en France par le Fascicule 62 - Titre V du CCTG [4], où q_ℓ est la résistance limite du terrain sous la base de la fondation, semelle ou pieu. Le frottement latéral limite q_s des pieux est défini dans le même document à partir de relations du type :

$$q_s = \frac{q_c}{\beta}$$

2. Essai au scissomètre de chantier

On appelle **essais en déformation** les essais qui donnent une courbe continue de chargement du sol, depuis un état réputé au repos jusqu'à une valeur jugée ultime et qui est définie le plus souvent conventionnellement.

Les essais classiques qui se rattachent à cette famille sont les essais au scissomètre de chantier et les essais d'expansion de cavité dont la variante principale est l'essai au pressiomètre Ménard, encore appelé essai Ménard.

Le scissomètre de chantier ou encore, par simplification de langage, le scissomètre, est un appareil de mesure en place de la **cohésion des sols fins** (argiles molles, limons et vases). Il est décrit par la norme française NF P 94-112.

2.1 Principe de l'essai

Le principe de l'essai est représenté sur la figure 17 : un moulinet d'acier à quatre pales est foncé dans le terrain (sans avant-trou) par l'intermédiaire d'un train de tubes. La profondeur retenue pour l'essai étant atteinte, l'appareil est immobilisé pendant un court instant puis le moulinet est entraîné en rotation depuis la surface par l'intermédiaire de tiges placées à l'intérieur du train de tubes.

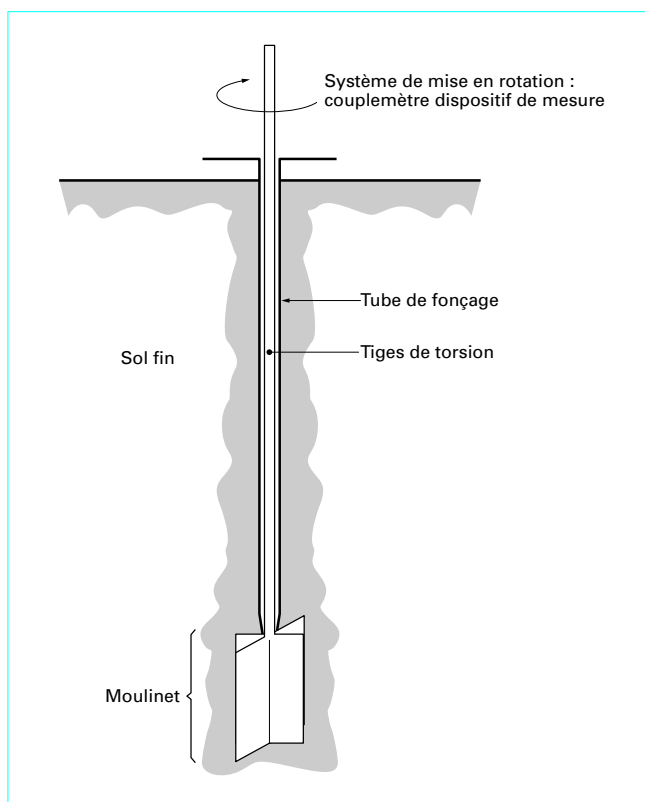


Figure 17 – Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier

Cette rotation provoque le cisaillement du sol au voisinage des pales et une surface de cisaillement se développe à l'interface entre le cylindre de sol entraîné par le moulinet et le massif de sol en place. La surface cisailée est pour l'essentiel constituée par la surface latérale du cylindre, mais comprend également les deux surfaces horizontales d'extrémité.

Durant la rotation du moulinet, on mesure simultanément le moment de torsion T nécessaire en fonction de la rotation θ appliquée. On obtient une courbe dont l'allure est indiquée sur la figure 18.

Le couple de torsion T est directement relié à la résistance au cisaillement du sol τ par la relation :

$$T = K\tau$$

où K est un coefficient fonction de la géométrie du moulinet.

2.2 Interprétation de l'essai

Dans sa forme la plus générale, la résistance au cisaillement τ d'un sol s'écrit :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

La détermination de c (cohésion) et de φ (angle de frottement interne) nécessite la connaissance de σ , contrainte normale sur le plan de rupture, c'est-à-dire, dans le cas présent, la connaissance de la pression horizontale des terres sur la surface latérale du cylindre circonscrit au moulinet et de la pression verticale sur les deux surfaces de base de ce cylindre.

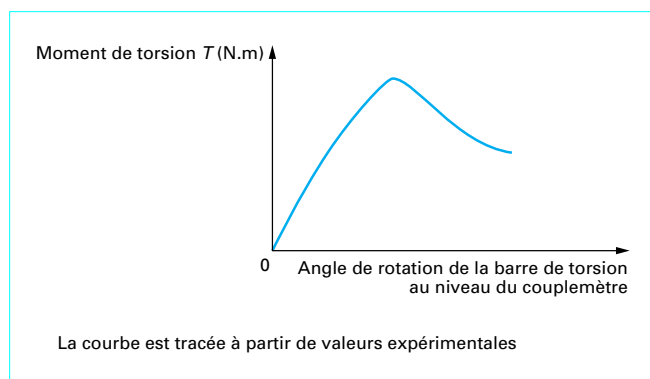


Figure 18 – Courbe d'essai type (scissomètre de chantier)

En pratique, ces pressions ne sont jamais connues. Il s'ensuit que l'essai au scissomètre n'est interprétable que dans un cas particulier, très important, qui est celui de la sollicitation non drainée dans un sol saturé. L'angle de frottement interne est alors nul et l'équation précédente se réduit à :

$$\tau = c = s_u$$

où, suivant la terminologie en vigueur, s_u est la cohésion non drainée, dite parfois cohésion scissométrique.

Pour être interprétable, l'essai au scissomètre doit donc être réalisé dans un sol saturé faiblement perméable de manière à ce que, pour une durée d'essai raisonnable, la sollicitation soit non drainée. Il faut en outre que l'appareil puisse être foncé dans le terrain, ce qui implique en plus que celui-ci soit relativement mou.

Ces conditions réunies font que le domaine d'action du scissomètre de chantier est limité aux sols fins cohérents (argiles, limons et vases) de raideur limitée.

En pratique, on admet que l'essai ne peut être réalisé que dans des sols dont la cohésion est inférieure à 0,1 MPa.

2.3 Appareillage

L'appareillage comporte trois parties principales : le moulinet, un train de tubes creux pour foncer le moulinet dans le sol et de tiges intérieures pour l'entraîner en rotation, puis un dispositif de surface générant les efforts nécessaires et permettant la mesure du couple de torsion.

L'appareil normalisé en France est décrit ci-dessous.

■ **Moulinet** : il est constitué essentiellement de quatre pales rigides en acier, planes et rectangulaires, soudées à 90° sur un axe appelé noyau (figure 19).

■ **Train de tubes et de tiges** : le moulinet est foncé dans le terrain par l'intermédiaire d'un train de tubes. Il est entraîné en rotation par un train de tiges rigides placées à l'intérieur du train de tubes. Afin de limiter les frottements parasites lors de l'essai, ce train de tiges est maintenu par des bagues, qui s'appuient sur l'intérieur des tubes. L'opérateur doit vérifier avant chaque sondage que ce système fonctionne correctement, c'est-à-dire sans frottement excessif.

■ **Dispositif de surface** : il comporte deux parties distinctes :

- un bâti ancré (figure 20) ou parfois lesté, qui permet de mobiliser la réaction de fonçage, et un système de vérin pour exercer cet effort de fonçage ;
- un couplemètre, système nécessaire pour exercer et mesurer le couple de torsion et entraîner en rotation le moulinet par l'intermédiaire du train de tiges.

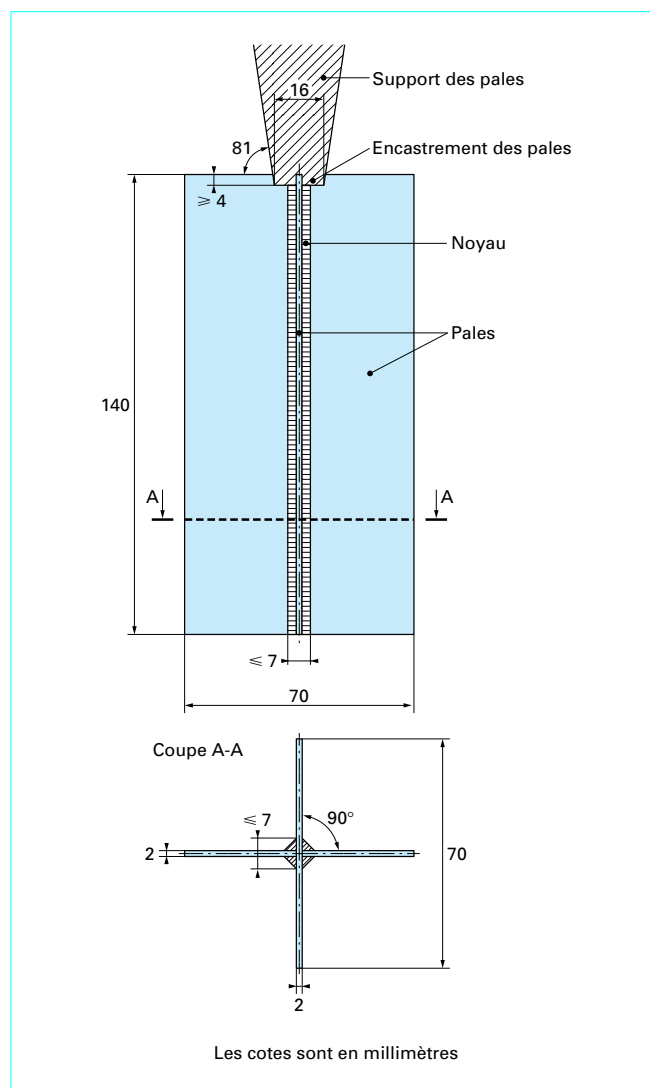


Figure 19 – Schéma du Moulinet normalisé

2.4 Déroulement de l'essai et présentation des résultats

La mise en place du moulinet au niveau d'essai doit s'effectuer par fonçage sans choc, ni vibrations, ni rotation et à vitesse modérée. L'essai doit être réalisé dès que le moulinet a atteint la cote requise.

Pendant l'essai, l'opérateur impose au couplemètre une rotation d'environ 18° par minute en procédant à une mesure du couple toutes les 10 s environ. Une fois franchi le couple maximal, la rotation est poursuivie pendant environ une minute. À l'issue de cette opération, le moulinet est foncé jusqu'à la cote d'essai suivante, située à au moins 0,5 m de la précédente.

Les résultats sont présentés sous la forme d'un profil qui donne les différentes valeurs de la cohésion en fonction de la profondeur (figure 21).



Figure 20 – Mise en œuvre du scissomètre à l'aide d'un bâti ancré

2.5 Critique et utilisation de l'essai

L'essai au scissomètre est un essai beaucoup plus complexe qu'il n'y paraît de prime abord. Différents facteurs peuvent influencer sur le résultat de la mesure :

- le refoulement du sol à la mise en place de l'appareil, qui perturbe les conditions initiales du milieu ;
- la forme de la surface de rupture, qui n'est pas strictement connue dans la phase initiale de la sollicitation (pour la très faible déformation nécessaire à la mobilisation du pic de résistance) ;
- la loi de mobilisation de la résistance au cisaillement sur les bases du cylindre circonscrit aux pales, qui n'est pas connue ;

la rotation du moulinet qui n'est pas connue exactement en raison de la torsion parasite des tiges, de sorte que cet essai ne permet pas de déterminer un module de cisaillement.

Malgré ces difficultés, le scissomètre est un outil indispensable pour l'étude des remblais sur sols compressibles (vasières de bord de mer, zones tourbeuses de fonds de vallées, etc.). La valeur de la cohésion qu'il donne permet de calculer leur stabilité au glissement.

Toutefois, pour tenir compte de certains effets du temps, les valeurs de la cohésion scissométrique doivent être corrigées par un facteur fonction de l'indice de plasticité de l'argile (correction dite de Bjerrum), dont les valeurs sont données sur la figure 22.

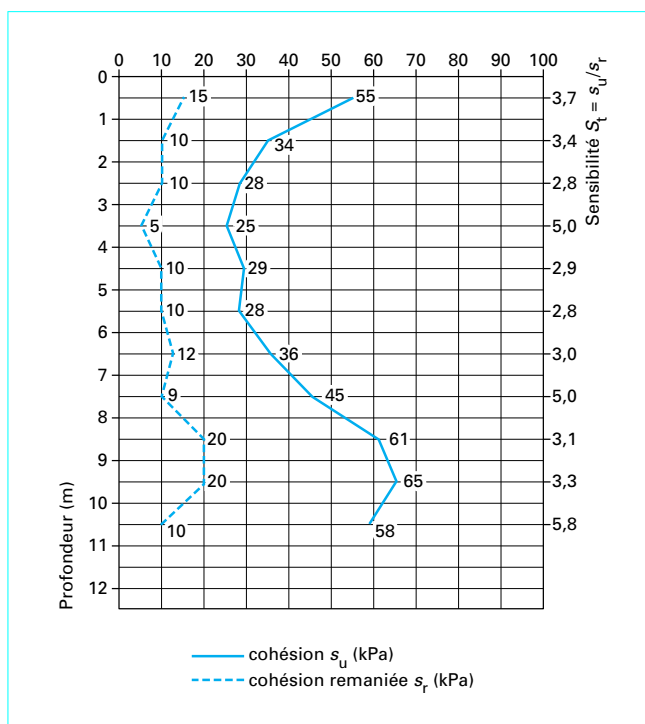


Figure 21 – Profil d'essai au scissomètre de chantier

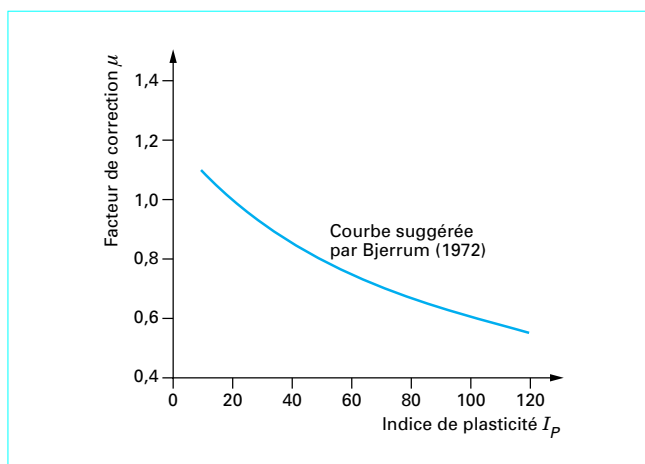


Figure 22 – Facteur correcteur de Bjerrum

3. Essai pressiométrique Ménard

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable (figure 23). C'est la réalisation de l'essai dans un forage préalable qui différencie essentiellement cet essai des autres essais pressiométriques réalisés par autoforage ou par fonçage direct de la sonde par battage ou vérinage.

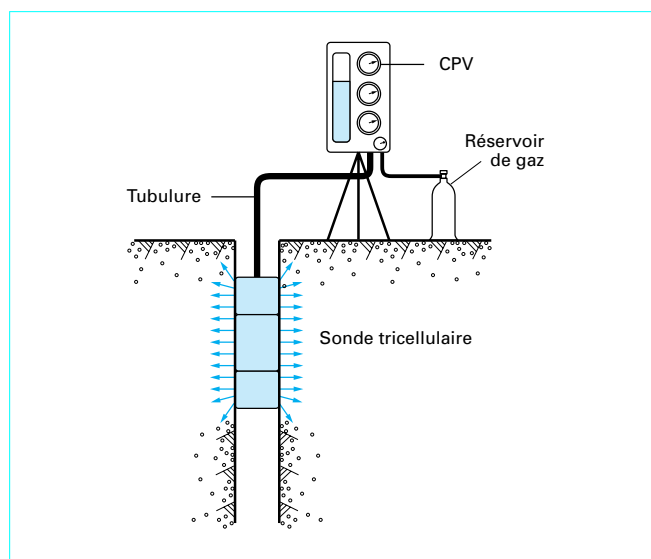


Figure 23 – Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

3.1 Origine et développement du pressiomètre

L'essai pressiométrique a été inventé par l'Allemand Kögler vers les années 1930, dans le but de mesurer un module de déformation du sol. En raison de la technologie de l'époque, l'appareil n'était pas opérationnel. De plus, l'inventeur n'a pas su interpréter correctement les résultats et l'appareil a été immédiatement abandonné.

C'est en 1954 qu'un jeune ingénieur français, Louis Ménard, a repris l'idée en la perfectionnant : au cylindre gonflable de Kögler, il a ajouté deux cellules de garde à la cellule de mesure centrale, évitant l'expansion de celle-ci vers le forage et rendant ainsi l'essai interprétable [5]. L'appareil est devenu rapidement opérationnel en raison du progrès de la technologie : cellules constituées de caoutchouc admettant de grandes déformations et surtout invention des tubulures de plastique semi-rigides rendant possible la réalisation d'essais en profondeur. Mais l'apport de Louis Ménard a surtout consisté à définir les caractéristiques pressiométriques des sols et à mettre au point des règles d'interprétation pour le dimensionnement des fondations en utilisant ces paramètres.

Le travail de Louis Ménard a introduit deux innovations fondamentales dans la mécanique des sols d'alors :

- la mise en évidence expérimentale de la pression limite dans un sol, borne de pression que l'on ne peut dépasser ;
- la mise au point de règles empiriques permettant de passer directement de la pression limite à la résistance ultime de la fondation ; à quelques détails près, les coefficients empiriques donnés par Ménard sont encore en vigueur de nos jours [4].

L'essai pressiométrique est maintenant répandu dans le monde entier, soit sous la forme développée par Louis Ménard, soit sous des formes dérivées. C'est toutefois en France qu'il est le plus utilisé, notamment pour l'étude des fondations d'ouvrage, cela en raison des recommandations du ministère de l'Équipement [4].

3.2 Principe de l'essai pressiométrique Ménard

L'essai fait l'objet de la norme française NF P 94-110.

3.2.1 Conception du pressiomètre

Le pressiomètre Ménard comprend deux parties principales : la sonde et l'unité de contrôle, dite « contrôleur pression-volume », en abrégé CPV. Ces deux parties sont reliées par des tubulures semi-rigides de plastique.

■ Sonde pressiométrique

Elle se compose de trois cellules indépendantes, montées autour d'une âme métallique :

- la cellule centrale, dite cellule de mesure, qui contient de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume ;
- les cellules de garde, qui contiennent du gaz et qui encadrent la cellule de mesure ; la mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la sonde ; ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

D'après leur conception technologique, on distingue deux principaux types de sondes, qui sont (figure 24) :

- les sondes à cellules superposées, connues commercialement sous le nom de **sondes E** ;
- les sondes à cellules emboîtées, connues commercialement sous le nom de **sondes G**.

Les sondes de type E sont recommandées pour les essais dans les sols mous à moyennement consistants. Les sondes de type G, d'un montage plus facile que les précédentes, sont utilisées dans les sols raides. En raison de leur conception (la membrane constituant les cellules de garde enveloppe la cellule de mesure), elles imposent à l'opérateur la prise de dispositions particulières lors de l'expansion, car la pression dans la cellule centrale doit toujours être supérieure à celle qui règne dans les cellules de garde.

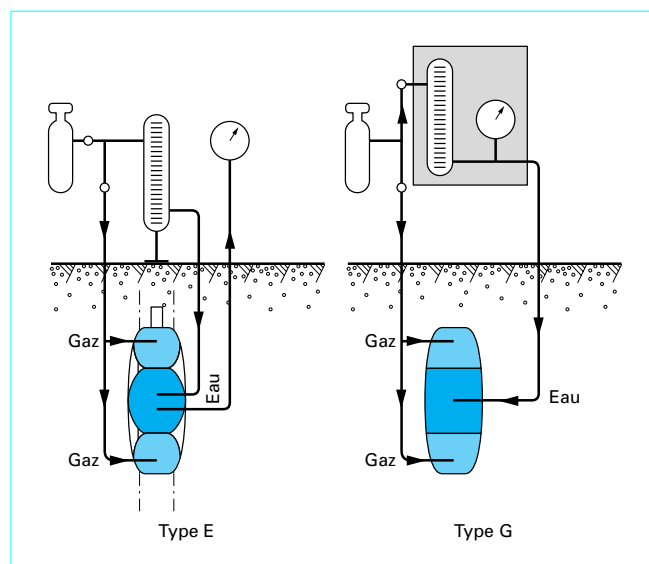


Figure 24 – Deux types de sondes pressiométriques Ménard

■ Contrôleur pression-volume ou CPV (figure 25)

C'est le dispositif qui permet de dilater la sonde et de mesurer les pressions et les volumes d'eau injectés. Il est placé à la surface du sol auprès du forage pressiométrique et se compose d'un boîtier, posé sur un trépied. Il comprend une réserve de gaz sous pression (air ou azote) qui, après détente par un mano-détendeur, pousse sur une colonne d'eau vers la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubulures de liaison.

La mesure de la pression est effectuée à l'aide d'un manomètre (ou d'une batterie de manomètres de différentes capacités). La mesure du volume est obtenue par la lecture de l'abaissement du niveau de la colonne d'eau devant un indicateur gradué au centimètre cube près, appelé volumètre.

Certains CPV peuvent en outre être équipés de dispositifs d'enregistrement automatique des paramètres d'essais et de stockage des données pour interprétation ultérieure. Ces enregistreurs, dont l'usage est recommandé, sont également équipés d'une petite imprimante qui permet, sur site, de visualiser certains résultats d'essai.

3.2.2 Réalisation de l'essai d'expansion

Le forage terminé (suivant les règles qui seront définies § 3.3.1), la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai, puis elle est mise en pression par l'opérateur par paliers de pression d'incrément égaux, maintenus chacun pendant une minute. Pour chaque palier de pression, l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le CPV, au bout de 15 s, 30 s et 1 min. Cette quantité d'eau est utilisée à la fois pour déformer le terrain (c'est le phénomène que l'on veut mesurer) et pour compenser les effets parasites dus à la dilatation de l'ensemble des conduits du pressiomètre et à la compressibilité de l'eau du système.

Le mode opératoire impose que la pression limite du sol soit atteinte au bout de dix paliers de pression (environ). Cela implique que l'opérateur connaisse a priori cette valeur. Il la déduit en pratique des informations sur le terrain obtenues lors de la mise en place de la sonde et de son expérience.

Une fois la pression limite atteinte (ou les capacités maximales de pression de l'appareil mobilisées), la sonde est dégonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée.



Figure 25 – Ensemble pressiométrique Ménard

3.2.3 Courbe pressiométrique type

La courbe pressiométrique (aussi appelée « courbe d'expansion ») est obtenue en portant en abscisse la pression p dans la cellule de mesure et en ordonnée la variation de volume v à la fin du palier de pression correspondant.

On appelle « courbe brute » la courbe représentant les valeurs (p_m, v_m) relevées sur le terrain par l'opérateur (ou enregistrées par l'enregistreur). On appelle « courbe corrigée » la courbe (p, v) obtenue après application de corrections diverses à ces valeurs.

Ces corrections concernent :

- les variations parasites de volume (dilatation du CPV et des canalisations diverses, compressibilité de l'eau) ; elles sont évaluées par étalonnage, en dilatant le système alors que la sonde est placée dans un tube d'acier indéformable ;
- la résistance propre de la sonde ; c'est la résistance que les membranes des cellules opposent à la déformation ; elle est déterminée par dilatation de la sonde à l'air libre ;
- la hauteur piézométrique ; la pression mesurée au niveau du CPV doit être majorée de la pression correspondant au poids de la colonne d'eau entre ce CPV et le milieu de la cellule de mesure.

La courbe pressiométrique (figure 26) se compose de deux branches, chacune à concavité monotone, se raccordant en un point d'inflexion noté (p_r, v_r) où p_r est appelée pression de recompaction :

- la première branche, à concavité tournée vers l'axe des pressions, correspond à la phase où la réponse du massif est gouvernée, pour l'essentiel, par le serrage progressif du terrain au bord du trou (ce terrain a été décomprimé et remanié par l'opération de foration) ;
- la deuxième branche, à concavité tournée vers l'axe des volumes, traduit au contraire une déstructuration progressive du massif en raison de la nature et de l'intensité du champ de contrainte déviatorique qui lui est imposé.

Le point d'inflexion peut être déterminé en représentant l'inverse des pentes des paliers successifs de l'essai (figure 27). Ce point d'inflexion est le seul point singulier de la courbe pressiométrique.

3.2.4 Caractéristiques pressiométriques

L'essai permet de définir conventionnellement trois caractéristiques pressiométriques, le point d'inflexion de la courbe, le module pressiométrique et la pression limite.

Le **point d'inflexion** (p_r, v_r) dépend de la qualité des parois du trou.

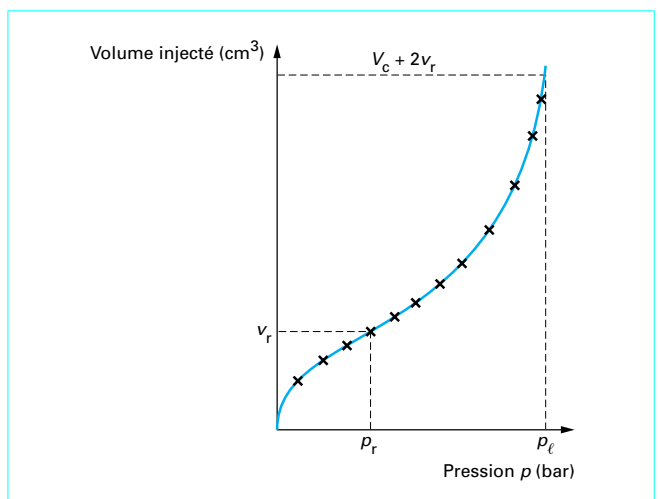


Figure 26 – Courbe pressiométrique Ménard type

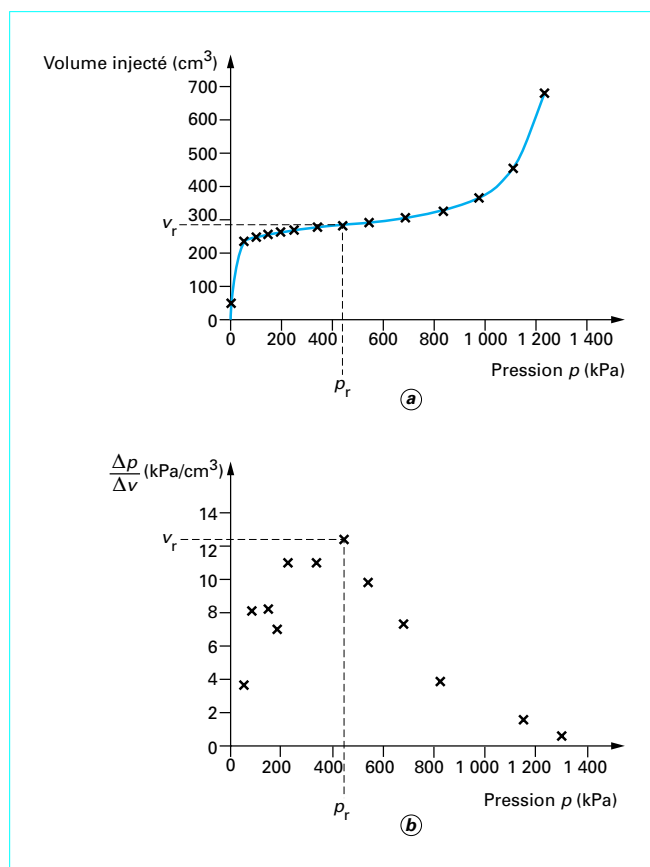


Figure 27 – Détermination du point d'inflexion de la courbe pressiométrique

Le **module pressiométrique** G_M est un module de cisaillement, défini à partir de la théorie de Lamé des cylindres épais par la relation :

$$G_M = V \frac{dp}{dv}$$

où V est le volume de la cavité au point d'inflexion (p_r , v_r) et dp/dv la pente en ce point.

En pratique, conformément aux errements introduits par Ménard, on calcule un module de déformation E_M à partir du module de cisaillement G_M , en se fixant un coefficient de Poisson ν de 0,33 :

$$E_M = 2(1 + \nu) V \frac{dp}{dv}$$

où dp/dv est calculé sur une plage de pression entourant le point (p_r , v_r).

Des études théoriques [6] ont montré que la pression dans la sonde tend vers une valeur finie lorsque son volume tend vers l'infini. Cette pression est la pression limite pressiométrique dite « à l'infini », notée généralement p_{∞} . Cette pression ne pouvant être évaluée que mathématiquement, par extrapolation des résultats expérimentaux, on a défini une pression limite conventionnelle, notée p_ℓ . Par convention, la pression limite p_ℓ est la pression qui correspond au doublement de volume de la cavité initiale, dont le volume est pris égal à $V_c + 2v_r$, V_c étant le volume de la sonde au repos, qui est en pratique voisin de 550 cm³.

3.2.5 Présentation des résultats

Les résultats expérimentaux relevés par l'opérateur ou enregistrés sont interprétés soit « manuellement », soit le plus souvent par ordinateur. Dans ce dernier cas, le programme calcule la courbe corrigée qu'il présente à l'écran et sur imprimante puis les caractéristiques pressiométriques E_M et p_ℓ .

Les valeurs de E_M et p_ℓ déterminées sur un forage sont ensuite présentées sur un profil en fonction de la profondeur z et de la cote NGF (Nivellement Général de la France). Ce profil est appelé profil pressiométrique (figure 28).

En plus des caractéristiques pressiométriques, ce profil indique la nature des sols rencontrés ainsi que le niveau éventuel de la nappe d'eau souterraine, ces informations étant obtenues lors du forage préalable nécessaire à la mise en œuvre de la sonde. L'outil de foration utilisé est également indiqué.

3.3 Difficultés et limitations de l'essai

3.3.1 Forage pressiométrique

Le forage doit être réalisé à l'aide d'outils de foration adaptés au cas par cas au terrain rencontré, conformément aux prescriptions de la norme, afin que :

- le trou de forage soit correctement calibré au diamètre de la sonde pressiométrique, soit approximativement 60 mm ;
- le sol au bord du trou ne soit pas complètement déstructuré par l'outil et le fluide de foration.

Bien que du sol soit remonté à la surface lors de la foration, la reconnaissance des terrains ainsi pratiquée n'est pas toujours suffisante pour le projet, notamment en ce qui concerne les problèmes de faisabilité des ouvrages (stabilité des parois des fouilles, régime des eaux...). Il est donc recommandé, même dans le cas d'études courantes, d'effectuer au moins un sondage classique de reconnaissance et, sur les sols recueillis, d'effectuer les essais d'identification classiques (granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg).

3.3.2 Introduction directe du pressiomètre dans le terrain

Lorsque les parois du forage ne sont pas naturellement stables ou ne peuvent être stabilisées par l'utilisation d'une boue de foration idoine, l'introduction directe de la sonde dans le terrain est autorisée. Cela se fait en plaçant la sonde à l'intérieur d'un tube métallique qui porte des fentes longitudinales. Le tube, dit tube lanterné, est battu dans le terrain par passe d'un mètre, l'essai d'expansion étant effectué à l'issue de chaque passe. La même procédure est autorisée si le sol comporte des éléments anguleux susceptibles de faire éclater les sondes.

3.3.3 Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre

L'interprétation de l'essai pressiométrique en terme de résistance au cisaillement implique que plusieurs conditions soient satisfaites :

- le sol doit être intact autour de la sonde ;
- le champ de déformation doit être plan et connu.

Dans l'essai de Ménard, le sol autour de la sonde n'est pas intact : il est décomprimé au bord du trou et perturbé par l'opération de foration (trituration par l'outil et par le fluide d'injection). Quant au champ de déformation, il n'est connu que dans les sols cohérents : la déformation (pour la géométrie donnée de la sonde Ménard) est sensiblement plane et le champ de déformation est connu à chaque instant en raison de l'invariance du volume élémentaire si la sollicitation est non drainée.

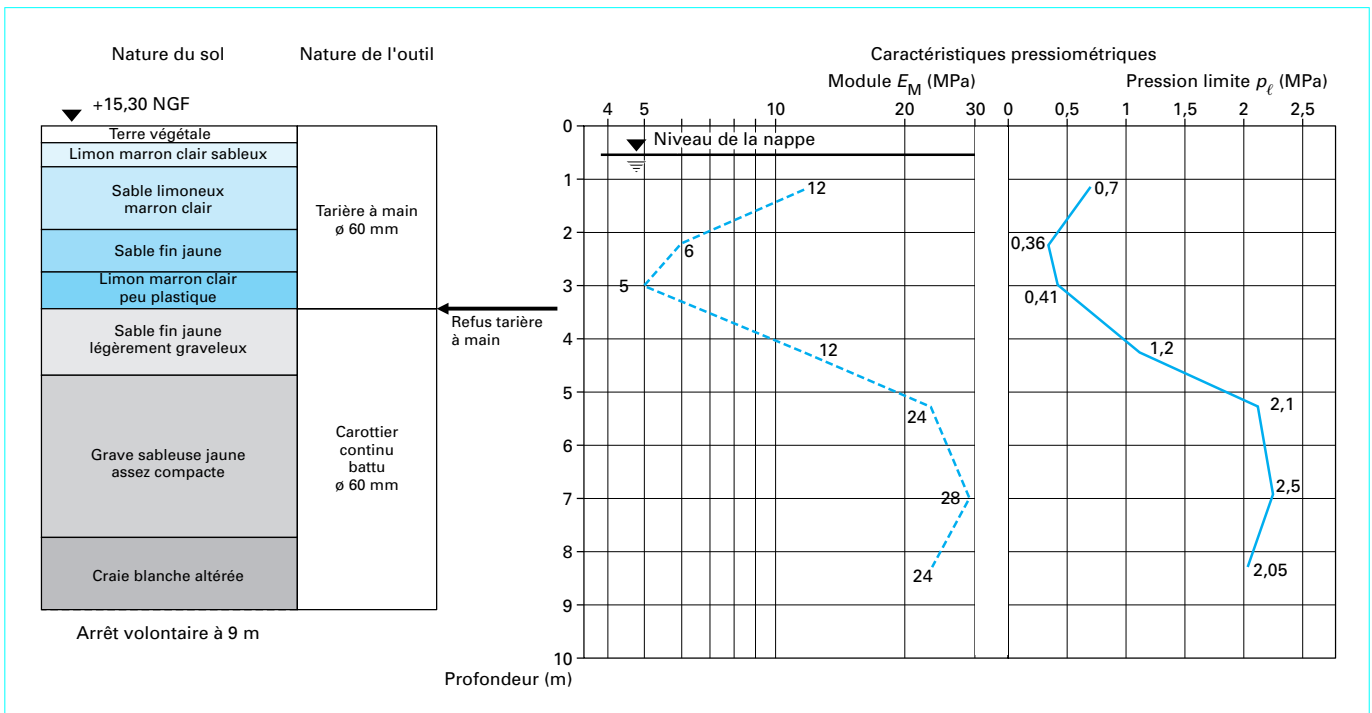


Figure 28 – Profil pressiométrique

Dans un sable, aucune de ces deux hypothèses n'est satisfaite : la déformation est non plane et la dilatance entraîne une variation non connue du volume élémentaire.

Il s'ensuit que l'essai Ménard ne peut être interprété de manière analytique en terme de résistance au cisaillement.

La seule approche réaliste, confirmée par l'expérience, consiste à déduire la cohésion non drainée c_u de la pression limite conventionnelle p_ℓ à partir de relations empiriques telles que :

$$\text{— pour } p_\ell \leq 0,05 \text{ MPa : } c_u = \frac{p_\ell - p_0}{5,5}$$

$$\text{— pour } p_\ell > 0,05 \text{ MPa : } c_u = \frac{p_\ell - p_0}{10} + 0,025$$

3.3.4 Pressiomètre dans le rocher

La réalisation d'essais pressiométriques dans le rocher est possible. À cet effet, certains appareils sont conçus pour atteindre des pressions de 10 MPa. Cependant, en raison de la déformabilité de l'appareil, qui ne peut être entièrement prise en compte par étalonnage, les modules pressiométriques ainsi mesurés sont considérablement sous-estimés et cela d'autant plus que ces modules sont plus élevés. Toutefois, dans les terrains de dureté intermédiaire entre celle des sols et des roches, la pression limite pressiométrique est souvent la seule caractéristique que l'on peut mesurer.

3.3.5 Qualité des essais pressiométriques

L'utilisation d'un enregistreur est nécessaire pour garantir que les essais ont été réalisés en suivant les prescriptions de la norme pour le gonflement de la sonde. Il est ensuite impératif que l'ingénieur examine de manière critique les courbes d'expansion et ne se limite pas à l'étude des caractéristiques pressiométriques.

Les critères de jugement de la qualité de l'essai sont, outre le respect des prescriptions de la norme, la forme de la courbe et la déformation maximale imposée à la sonde au cours de son expansion.

■ **Forme de la courbe** : la courbe doit présenter la forme régulière à double concavité indiquée précédemment. Les courbes à une seule concavité tournée vers l'axe des volumes indiquent que la sonde a été forcée dans le terrain (trou de diamètre trop faible ou fongage direct de la sonde sans avant-trou, ce qui n'est autorisé que dans les cas particuliers cités § 3.3.2).

■ **Déformation maximale lors de l'essai** : il est impératif que la sonde ait été suffisamment dilatée pour que la pression limite conventionnelle ait été atteinte expérimentalement. S'il n'en n'est pas ainsi, des méthodes d'extrapolation peuvent être appliquées sous réserve de respecter certaines règles.

3.4 Pressiomètre et dimensionnement des ouvrages

Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter aux articles C 246 [16] et C 248 [17].

3.4.1 Portance des fondations

Le domaine privilégié d'utilisation du pressiomètre est le dimensionnement des fondations dans les sols (les fondations au rocher doivent être étudiées par les méthodes de la mécanique des roches).

Ce dimensionnement est basé sur la pression limite conventionnelle p_ℓ , au moyen d'une relation générale de la forme :

$$q_\ell = q_0 + K_p (p_\ell - p_0)$$

avec q_ℓ charge limite de la fondation,
 q_0 pression verticale des terres au niveau de la base de la fondation,
 p_0 pression des terres au repos au niveau de l'essai pressiométrique,
 K_p coefficient, dit facteur de portance, qui dépend de la nature du sol, de la nature et de la géométrie de la fondation ainsi que de la profondeur de sa base dans le terrain. Ce coefficient [4] est compris entre la valeur minimale de 0,8 pour les semelles fondées superficiellement et la valeur maximale de 4,5 pour la pointe des pieux battus.

3.4.2 Tassement des fondations

Ménard a proposé une méthode de calcul du tassement des fondations sur semelles basée sur l'utilisation du module E_M . L'hypothèse de base de cette méthode est l'existence sous la fondation de largeur B de deux zones de contraintes de nature différente (figure 29) :

— dans la zone I, immédiatement au contact de la fondation et sur une profondeur $B/2$, le champ des contraintes est de nature sphérique ; on utilise dans cette zone le module œdométrique E_0 ;
 — dans la zone II, le champ des contraintes est déviatorique et le module à utiliser est le module pressiométrique E_M .

Toujours d'après Ménard, ces deux modules sont reliés empiriquement par un coefficient α , dit coefficient rhéologique, fonction de la nature du sol :

$$\alpha = \frac{E_M}{E_0}$$

Ce coefficient vaut 1 dans les tourbes, 2/3 dans les argiles, 1/2 dans les limons et 1/3 dans les sables. Le tassement total final s_f est la somme de deux termes donnée par la relation :

$$s_f = \frac{2}{9E_M} q^* B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_M} q^* \lambda_c B$$

avec q^* pression nette appliquée ($q^* = q - q_0$),
 q charge appliquée à la fondation,
 B_0 largeur de référence = 60 cm,
 λ_c et λ_d coefficients de forme, fonction du rapport L/B (longueur/largeur de la fondation) [16],
 α coefficient rhéologique.

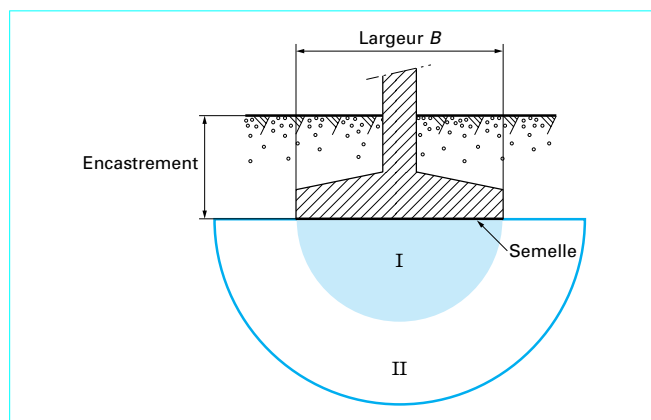


Figure 29 – Zones de contraintes sous une semelle de fondation

Cette formule conduit à des résultats proches de la réalité dans la plupart des cas, excepté pour les fondations de grande largeur (remblai routier, grand radier, etc.) reposant sur une couche de sol mou d'épaisseur relativement faible. Dans ce cas, il est conseillé de recourir aux essais œdométriques pour la prévision des tassements.

3.4.3 Modules de réaction

L'application de la formule de calcul du tassement donnée § 3.4.2 permet de déterminer les modules de réaction des terrains qui sollicitent les écrans de soutènement [7] et les modules de réaction à l'interface entre le sol et les pieux soumis à des efforts transversaux [8].

4. Autres essais en place

4.1 Essai de plaque

Un essai de plaque est un essai de chargement effectué à la surface du sol à l'aide d'une plaque rigide circulaire. L'essai consiste à mesurer l'enfoncement (la déflexion) de la plaque sous l'application de charges statiques suivant un programme de chargement qui impose, soit les charges, soit les enfoncements. L'essai **Wester-gaard** est l'essai de plaque le plus utilisé ; il est décrit ci-après.

4.1.1 Dispositif d'essai

L'essai est réalisé au moyen d'une plaque rigide circulaire de diamètre 76,2 cm (30 pouces). Cette plaque est chargée à l'aide d'un vérin qui, généralement, prend réaction sur un véhicule lesté (figure 30). L'enfoncement de la plaque est mesuré par trois comparateurs mécaniques qui sont reliés à une base fixe non influencée par les mouvements du sol autour de la plaque lors de son chargement.

4.1.2 Procédure d'essai

La plaque est posée sur un sol aplani, si nécessaire après interposition d'une mince couche de sable. Elle reçoit une première charge de 10 kPa (poids de la plaque inclus) que l'on maintient jusqu'à stabilisation. La plaque est ensuite chargée à 70 kPa et cette charge est maintenue jusqu'à la stabilisation du tassement.

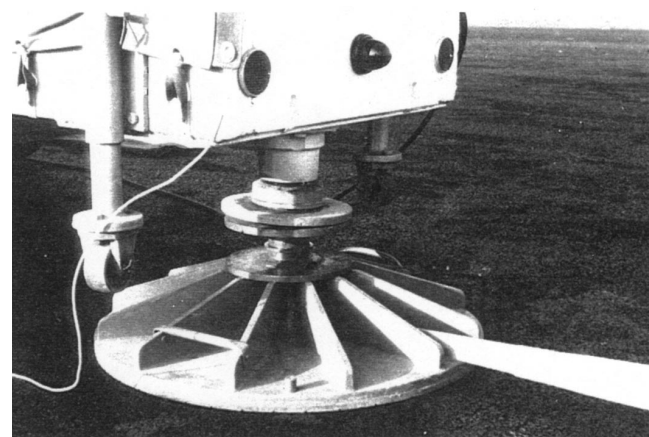


Figure 30 – Essai de plaque

4.1.3 Calcul du module de réaction

Par définition, le module de réaction, dit encore module de Westergaard, est le quotient :

$$K = \frac{\delta p}{\delta s}$$

où la charge δp est égale à 60 kPa et δs est le déplacement moyen des comparateurs entre les deux paliers de chargement.

Ce module de réaction s'exprime en kN/cm³. Il est utilisé essentiellement pour la réception des remblais destinés à supporter des dallages.

4.2 Essai au pénétro-gammadensimètre

C'est un pénétromètre statique qui associe à la mesure de la résistance de pointe q_c une mesure de la masse volumique apparente du sol en place par gammamétrie [9].

La pointe du pénétromètre statique, de diamètre 36 ou 45 mm, comporte, en plus de son peson à jauges de contraintes servant à la mesure de la résistance de pointe, une source radioactive de césium et un détecteur-compteur de photons (figure 31). Les photons émis par la source de césium diffusent dans le terrain, qui en absorbe une partie. Une autre partie est détectée et comptée par l'appareil.

La masse volumique ρ du sol est donnée par la formule :

$$\rho = a \ln \frac{N}{b}$$

où N est le taux de comptage,

a et b sont des coefficients qui sont déterminés par étalonnage de l'appareil en laboratoire, sur trois matériaux de masse volumique connue (eau, sable saturé et béton hydraulique).

Le domaine préférentiel d'utilisation de cet appareil est la reconnaissance stratigraphique fine des sols et, particulièrement, celle des sables lâches saturés, des argiles et des sols très organiques.

La figure 32 montre un profil de mesure dans un site alluvionnaire comprenant des couches organiques.

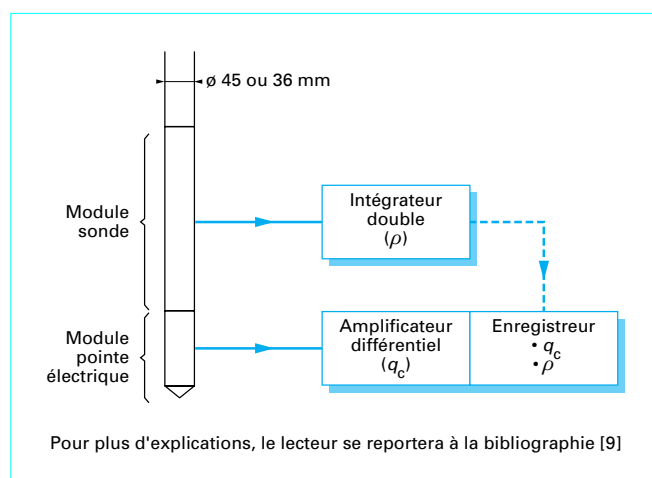


Figure 31 – Schéma de principe du pénétro-gammadensimètre [9]

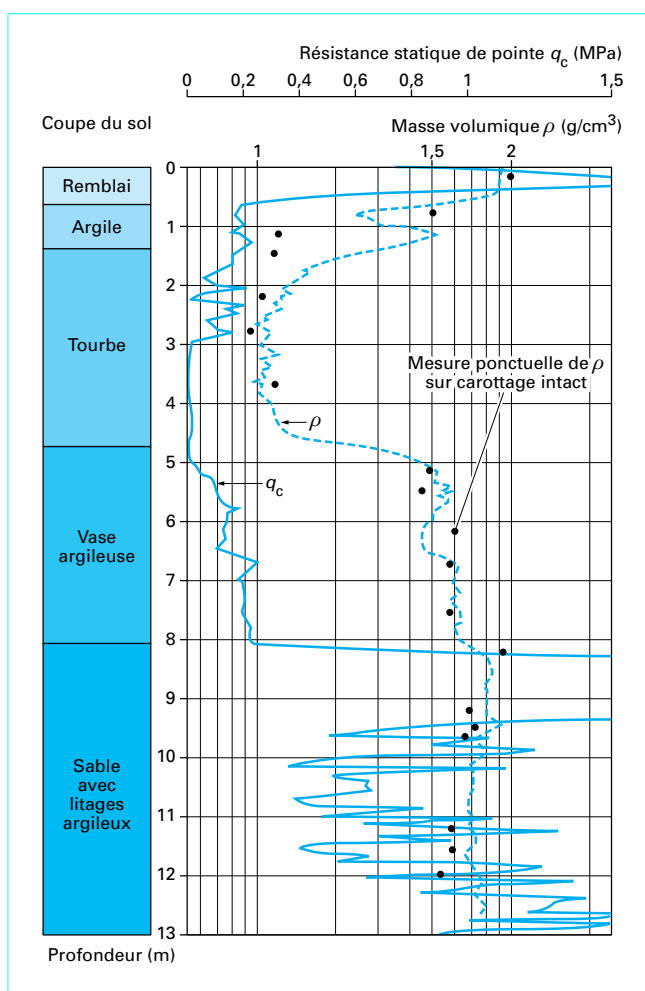


Figure 32 – Profils de résistance de pointe et de masse volumique relevés au pénétro-gammadensimètre

La manipulation sur site d'une source radioactive pose un certain nombre de problèmes de sécurité. En particulier, toutes les précautions doivent être prises pour éviter la perte de la source en profondeur.

4.3 Essai au piézocône

Le piézocône est un pénétromètre statique dont la pointe est équipée d'un système servant à la mesure de la pression interstitielle dans les sols fins saturés [10].

L'appareil, la procédure de mesure et la définition des paramètres mesurés sont normalisés (NF P 94-119). La plupart des piézocônes sont en outre équipés d'un manchon de frottement permettant de mesurer le frottement unitaire local du sol sur le pénétromètre.

4.3.1 Principe de la mesure

La figure 33 donne le schéma de principe d'un piézocône. On distingue la pointe conique du pénétromètre et la prise de pression

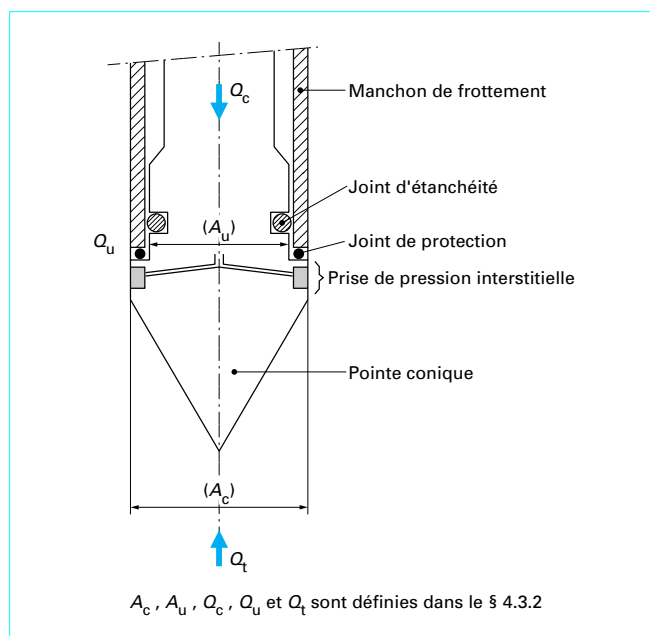


Figure 33 – Schéma de principe du piézocône

interstitielle annulaire placée à l'arrière de cette pointe. Cette prise de pression est un filtre (en bronze fritté ou en céramique). Elle est raccordée à un capteur de pression électrique par l'intermédiaire d'un circuit préalablement saturé en eau. La discontinuité entre la pointe du pénétromètre et le corps de l'appareil est masquée par un joint déformable, dit joint de protection, qui évite la pénétration des particules de sol dans cet espace. L'effort qui s'exerce sur la pointe est mesuré par un peson à jauges de contraintes (ou un autre procédé), sur lequel la partie arrière du cône vient en butée.

Durant la pénétration, on mesure l'effort exercé sur le peson et la pression interstitielle u , égale à la pression hydrostatique u_0 majorée de la surpression interstitielle Δu créée dans le terrain par le passage de la pointe :

$$u = u_0 + \Delta u$$

Un profil de pénétration typique est représenté sur la figure 34.

Il est également possible d'arrêter la pénétration et d'étudier, à une profondeur donnée, la dissipation de la pression interstitielle autour de l'appareil.

4.3.2 Interprétation des mesures

On note A_c l'aire de la section transversale de la partie cylindrique située à la base du cône et A_u l'aire de la section rétrécie au droit du joint de protection. La pression interstitielle u qui règne dans le sol s'exerce également dans l'espace annulaire $A_c - A_u$ situé à l'arrière du cône. Cette pression interstitielle génère donc une force $Q_u = (A_c - A_u) u$, qui vient contrecarrer la réaction du sol qui s'exerce sur le cône. La force Q_c , mesurée par le peson est donc la différence entre deux forces : la force Q_t , que le sol exerce sur la pointe, moins la force Q_u . Tous calculs faits, la résistance que le sol oppose réellement à la pénétration de la pointe, dite résistance de pointe totale q_t vaut donc :

$$q_t = \frac{Q_c}{A_c} + \frac{A_c - A_u}{A_c} u = q_c + u(1 - a)$$

où a est pris égal à A_u/A_c .

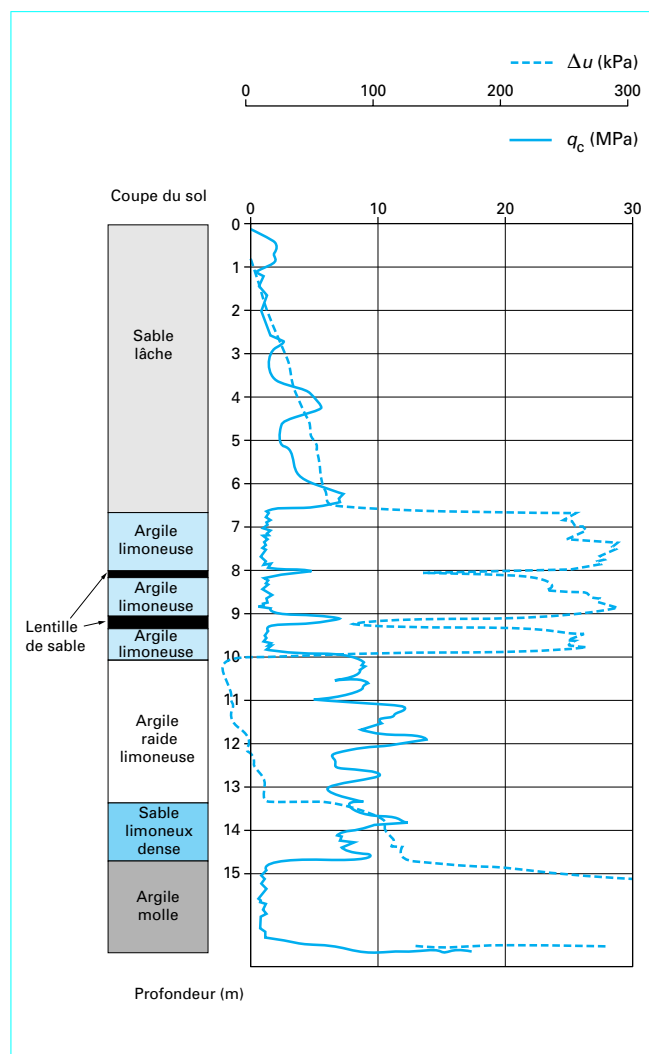


Figure 34 – Profil de pénétration au piézocône

Un autre paramètre peut ensuite être défini : le coefficient B_q de pression interstitielle :

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

avec σ_{v0} pression totale verticale des terres au niveau de la mesure,
 u_0 pression interstitielle au repos.

4.3.3 Difficultés de la mesure

Pour que la pression interstitielle soit correctement mesurée, il faut que le circuit d'eau soit complètement saturé avant la pénétration dans le terrain et que ce circuit ne se désature pas avant la pénétration dans la nappe. Des procédures de préparation et d'essai particulières ont été mises au point pour cela.

La pression interstitielle mesurée dépend de la position de la prise de pression par rapport au cône. La position recommandée par la norme est celle indiquée sur la figure 33.

4.3.4 Domaine d'utilisation du piézocône

Le piézocône est utilisé essentiellement pour la reconnaissance fine des profils de sols, notamment dans le cas de profils présentant des alternances de couches sableuses et de couches argileuses. Des recherches sont en cours pour utiliser ses résultats pour la prévision du comportement des sables lâches saturés afin de déterminer leur propension à la liquéfaction sous l'effet des séismes.

4.4 Essai au pressiomètre autoforeur

L'autoforage, comme son nom l'indique, consiste à mettre en place dans le terrain une sonde munie de son propre système de foration. Si cette sonde est un pressiomètre, l'appareil prend le nom de pressiomètre autoforeur.

4.4.1 Description du pressiomètre autoforeur

La sonde, qui porte une cellule pressiométrique, comporte donc, de bas en haut (figure 35) :

- une trousse coupante destinée à découper le terrain ;
- un outil tournant désagrégateur qui, comme son nom l'indique, désagrège le terrain ;
- un système d'injection d'eau ou de boue de foration, servant à remonter vers la surface le sol désagrégué ;

— un système de poussage, qui permet d'exercer sur la sonde la force nécessaire à la pénétration dans le terrain ; ce poussage est exercé par une sondeuse classique, par l'intermédiaire d'un train de tiges à l'extrémité duquel est fixée la sonde.

La rotation de l'outil désagrégateur est exercée soit par l'intermédiaire du train de tiges actionné par la sondeuse, soit par un petit moteur hydraulique incorporé à la sonde et alimenté lui-même par la sondeuse. La figure 36 montre la mise en place du pressiomètre autoforeur à l'aide d'une sondeuse.

La mise en œuvre correcte du pressiomètre autoforeur implique, en particulier, que le flanc de la cellule pressiométrique soit strictement dans le prolongement de la trousse coupante.

La cellule de mesure comporte un capteur de pression électrique et elle est munie, à sa sortie, d'une électrovanne qui permet soit de l'isoler lorsque l'on veut lui conserver un volume constant, soit de la relier à une pompe volumétrique placée en surface lorsque l'on veut la dilater pour tester le terrain.

4.4.2 Essai au pressiomètre autoforeur

La sonde est poussée verticalement dans le terrain. Simultanément, le sol qui pénètre dans cette sorte de carottier est désagrégué et évacué vers la surface par l'intérieur de la sonde. Le sol à l'extérieur est donc théoriquement maintenu dans son état de repos. Une fois la sonde parvenue à la profondeur choisie, l'opération d'autoforage est interrompue et l'on peut procéder aux mesures et essais prévus.

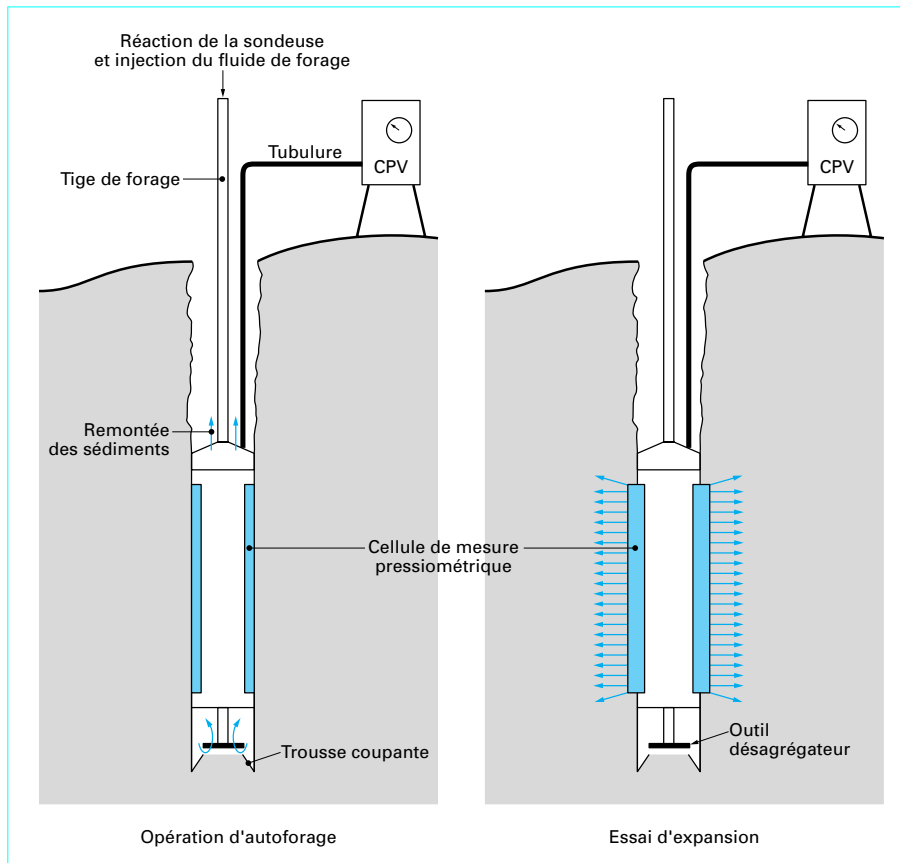


Figure 35 – Schéma de principe d'un pressiomètre autoforeur



Figure 36 – Mise en place d'un pressiomètre autoforeur au moyen d'une sondeuse

■ **Relaxation du sol.** La sonde étant toujours à volume constant (électrovanne fermée), on constate que sa pression interne chute au cours du temps pour se stabiliser, au bout d'une heure environ, à une pression p_0 (figure 37). Cette phase est appelée phase de relaxation.

■ **Essai d'expansion.** Une fois l'électrovanne ouverte, on dilate la sonde en lui appliquant la vitesse de déformation voulue, en général une vitesse de déformation volumique relative $\Delta V/V_0$ de 2 % par minute, ΔV étant la variation de volume imposée à la sonde, rapportée à son volume initial V_0 . Une fois la déformation maximale requise atteinte (en général $\Delta V/V_0 = 20\%$), la sonde est ramenée à son volume initial et l'opération d'autoforage peut reprendre pour atteindre la nouvelle cote d'essai.

4.4.3 Courbe d'expansion du pressiomètre autoforeur

Usuellement, la courbe d'expansion (figure 38) est tracée en représentant en abscisse la variation relative du volume de la sonde en fonction de la pression appliquée au sol (pression lue au capteur corrigée de la pression propre de déformation de la cellule). Contrairement à la courbe d'expansion de l'essai pressiométrique Ménard, cette courbe ne présente aucun point singulier ; sa concavité est monotone et tournée comme celle de l'essai Ménard dans sa phase finale entre p_r et p_ℓ .

Sur cette courbe, on peut définir des modules de cisaillement sécants suivant la relation :

$$G_p = \frac{p_a - p_0}{\Delta V/V_0}$$

où p_a est la pression correspondant à la déformation relative $a = \Delta V/V_0$.

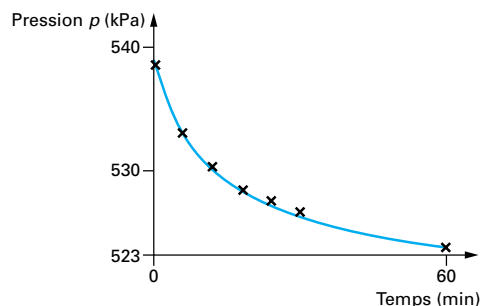


Figure 37 – Courbe de relaxation au pressiomètre autoforeur

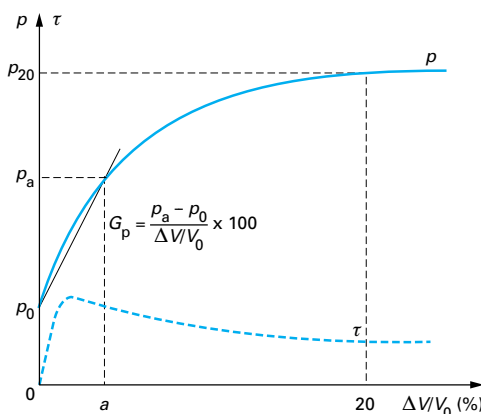


Figure 38 – Courbe d'expansion au pressiomètre autoforeur et courbe dérivée

On a montré [11] que, en conditions non drainées (ce qui est le cas de l'essai réalisé dans les argiles), la contrainte de cisaillement dans le sol τ pouvait être obtenue par dérivation de la courbe d'expansion suivant la relation :

$$\tau = \frac{\Delta V}{V_0} \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0} \right) \frac{dp}{d(\Delta V/V_0)}$$

En petites déformations, cette expression se réduit à :

$$\tau = \frac{\Delta V}{V_0} \frac{dp}{d(\Delta V/V_0)}$$

qui est l'expression de la sous-tangente à la courbe d'expansion. On obtient ainsi la courbe de cisaillement du sol ($\tau, \Delta V/V_0$) tracée en regard de la courbe d'expansion (figure 38).

4.4.4 Intérêt et limitations de l'autoforage

L'autoforage est une procédure qui permet de tester les sols dans un état quasi intact. Cette procédure ne peut malheureusement, dans l'état actuel des choses, être mise en œuvre que dans les sols fins mous à moyennement consistants :

— au-delà d'une certaine compacité, l'effort de pénétration, compte tenu de la dimension des sondes, devient trop important ;

— au-delà d'une certaine granularité, le sol désagrégé sédimente dans la sonde et/ou le basculement des grains, au droit de la trousse coupante, perturbe excessivement le sol resté au contact de la sonde.

Cela fait que l'intérêt pratique du pressiomètre autoforeur est limité au cas des sols mous régnant sur de fortes épaisseurs. En revanche, son intérêt pour la compréhension du comportement des sols est grand, et notamment pour la compréhension de l'essai pressiométrique Ménard.

4.5 Essai au pressio-pénétromètre

Il s'agit d'un pénétromètre dont la pointe comporte un peson électrique pour la mesure de la résistance de pointe et une cellule pressiométrique.

L'appareil est foncé dans le terrain (sans avant-trou) soit par vérinage, soit par battage. Les mesures sont effectuées par passes successives, comportant un fonçage suivi d'un essai d'expansion réalisé à l'arrêt. Dans ce cas particulier, l'essai d'expansion est donc effectué après refoulement du sol par la pointe du pénétromètre.

Cette réserve importante mise à part, la méthode est intéressante car le profil de pénétration permet de définir judicieusement la cote des essais pressiométriques et, d'autre part, elle permet d'interpoler les propriétés des sols entre deux essais d'expansion successifs.

La mesure de la résistance de pointe en pénétration statique est effectuée par un peson à jauges de contraintes (ou autre). La mesure de la résistance de pointe en pénétration dynamique est plus complexe et nécessite une électronique associée et une procédure d'essai conduite par un ordinateur. La présence de cet ordinateur permet, en revanche, une interprétation en temps réel et un tracé immédiat de la courbe de pénétration (figure 39).

Ce type d'appareil a été utilisé en milieu aquatique sous de grandes profondeurs d'eau (plusieurs dizaines de mètres).

La figure 40 montre le schéma de principe d'un tel appareil mis en œuvre à partir d'un bâti de fond constitué par un vibro-fonceur alimenté en énergie depuis un engin flottant.

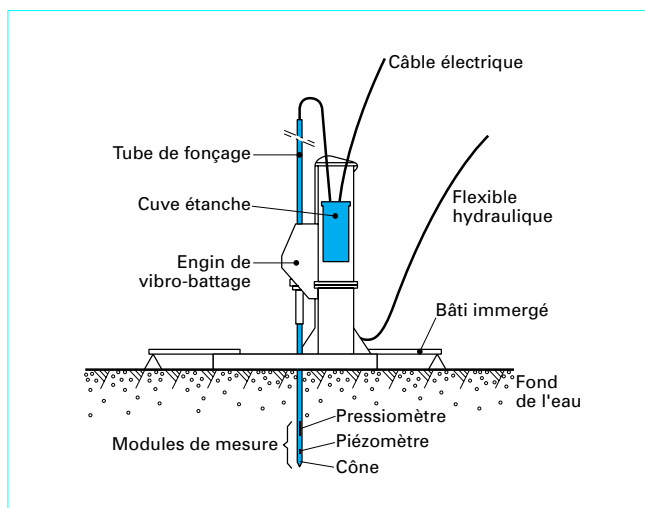
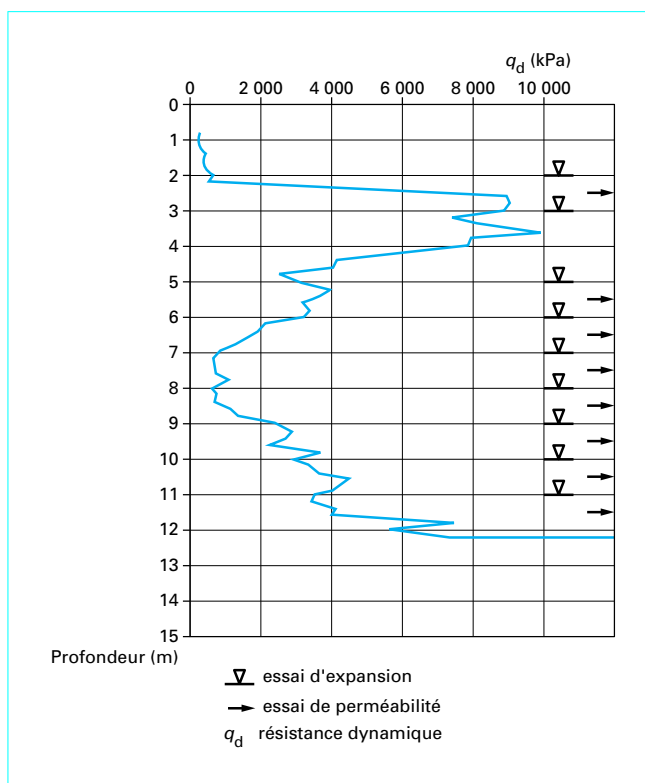
Des appareils de la même famille ont été construits dans d'autres pays. Dans la littérature anglo-saxonne, ils sont appelés « cone pressuremeters ».

4.6 Essai au phicomètre

4.6.1 Principe de l'essai

Cet essai, qui a fait l'objet d'un projet de norme expérimentale (P 94-120-PN), est destiné à la mesure de la résistance au cisaillement des sols en place. Il consiste à mesurer le frottement latéral mobilisé sur la paroi d'un forage par une sonde cylindrique préalablement dilatée sous une pression p puis tirée latéralement vers le haut à l'aide d'une force statique T (figure 41). Connaissant la surface latérale S de la sonde, on en déduit la résistance au cisaillement du sol sous la pression p au moyen de la relation :

$$\tau = \frac{T}{S}$$



L'opération est répétée à la même profondeur z pour des différentes pressions p , ce qui permet de tracer le diagramme de la figure 42 donnant τ en fonction de p . Cette courbe est utilisée pour déterminer l'angle de frottement interne du terrain φ_i et la cohésion c_i lors de l'essai i du terrain en place.

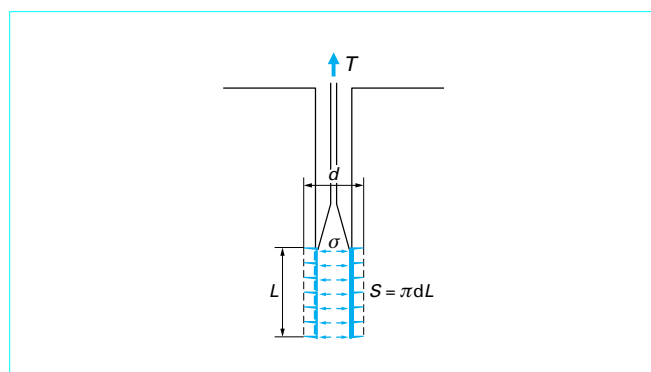


Figure 41 – Schéma de principe du phicomètre

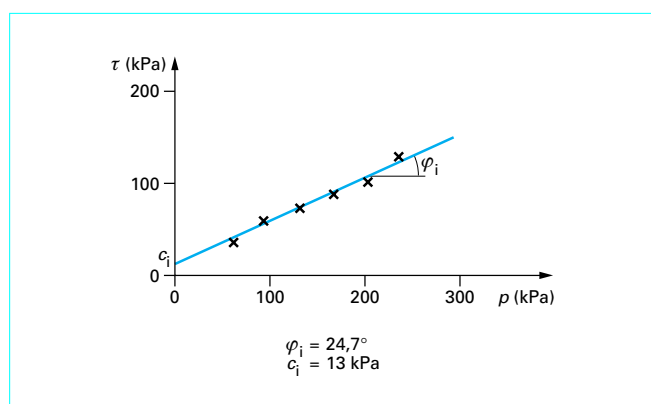


Figure 42 – Courbe d'essai au phicomètre

4.6.2 Description de l'appareil

L'appareil (figure 43) est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique mise en place dans le forage et d'un ensemble d'appareils qui, en surface, permettent de dilater cette sonde, de l'arracher et de procéder simultanément aux mesures des différents paramètres de l'essai.

La sonde, de diamètre 58 mm, est constituée d'une cellule cylindrique dilatable qui porte sur sa périphérie des coquilles métalliques annelées de 230 mm de longueur, correspondant à une surface de frottement sur le sol de 500 cm².

En surface, on distingue, d'une part, le contrôleur pression-volume (CPV) qui sert à dilater la sonde et, d'autre part, le système d'arrachement de la sonde, constitué d'un vérin annulaire et de son système de mise en charge. Ce système de mise en charge est relié à la sonde par un train de tiges rigides.

4.6.3 Réalisation de l'essai

La première opération consiste à réaliser un forage aux parois aussi intactes que possible. Cela implique de respecter un certain nombre de précautions telles que celles qui sont habituellement pratiquées pour l'essai pressiométrique. La sonde, préalablement étalonnée, est descendue dans ce forage par l'intermédiaire du train de tiges, jusqu'au niveau où l'on souhaite réaliser l'essai.

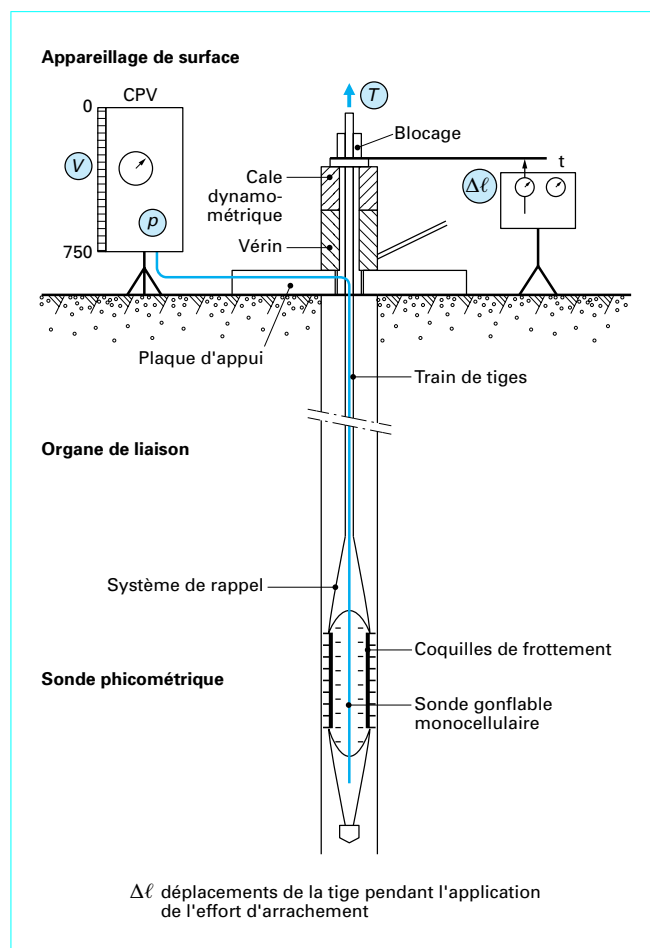


Figure 43 – Schéma du phicomètre

L'essai se déroule ensuite par paliers successifs d'incrément de pression égaux, suivant une séquence comprenant successivement :

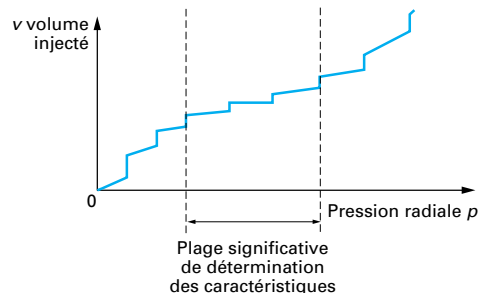
- la dilatation de la sonde, afin de plaquer la surface frottante sur la paroi du forage ;
- le cisaillement du sol sur la paroi latérale du forage, en tirant la sonde vers le haut à une vitesse constante de 2 mm/min, la pression dans la sonde étant maintenue constante durant cette opération.

4.6.4 Courbes et résultats d'essai

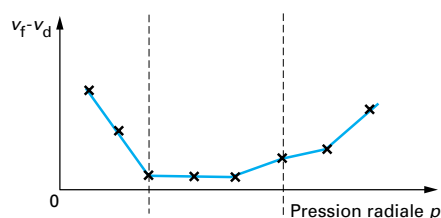
Après diverses corrections destinées à tenir compte de la résistance de la sonde, de la hauteur piézométrique, etc., on trace pour chaque essai trois courbes, comme indiqué sur la figure 44 :

- la courbe d'expansion de la sonde (figure 44a), pseudo-courbe pressiométrique, qui montre sensiblement les phases caractéristiques de cet essai ;
- la courbe de dilatation de la sonde au cours des phases d'arrachement (figure 44b) ;
- la courbe de cisaillement (figure 44c) sur laquelle, point par point, on a reporté la résistance au cisaillement en fonction de la pression appliquée dans la sonde.

De cette dernière courbe, on déduit les deux paramètres de résistance au cisaillement habituels c_i et φ_i , mais en ne prenant en

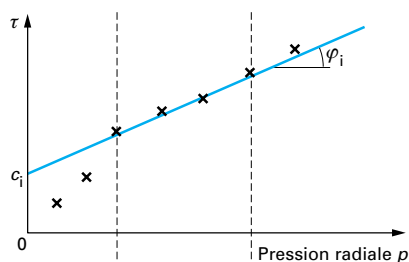


(a) évolution du volume injecté dans la sonde en fonction de la pression



$v_f - v_d$ dilatation durant le palier de cisaillement

(b) courbe de dilatation de la sonde au cours des phases d'arrachement



(c) droite de cisaillement et caractéristiques c_i et φ_i

Figure 44 – Courbes de cisaillement au phicomètre [13]

compte que les valeurs mesurées durant la phase dite pseudo-élastique de la courbe d'expansion de la sonde.

Cet appareil donne des mesures de résistance au cisaillement qui semblent réalistes dans les sols fins, à l'exception des argiles molles et des sables lâches.

4.7 Essai au Perméafor

Cet appareil d'essai en place [14] permet de réaliser des essais de perméabilité simplifiés de type Lefranc, par injection d'eau dans le terrain.

L'appareil est une sorte de pénétromètre, dont la pointe comporte une crépine. Il comprend trois parties (figure 45) :

- le module de fonçage et d'essai d'eau : train de tubes, flexible d'amenée d'eau, pointe Perméafor comportant une crépine centrale de 60 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur (un renflement du tube au-dessus de la crépine joue le rôle d'obturateur, ce qui évite la remontée de l'eau le long du tube) ;
- le module de mesure (débitmètre électromagnétique, vanne de commande, télécommande des essais) ;
- le module d'acquisition et de traitement.

La pénétration dans le terrain (par battage, vérinage ou vibrofonçage) est interrompue tous les 20 cm afin de pouvoir procéder à la mesure de la perméabilité. Cette mesure consiste à imposer une charge hydraulique H' au droit de la crépine et à relever le débit d'eau Q correspondant. Cette charge hydraulique étant elle-même fonction du débit par l'intermédiaire des pertes de charge dans les circuits, une correction est effectuée en temps réel pour en tenir compte. Dans l'essai standard, le temps de mesure à chaque niveau est limité à 10 s.

Les résultats des mesures sont à la fois une courbe de pénétration (résistance de pointe en fonction de la profondeur) et un profil de valeurs de Q/H' (en mètres carrés par seconde) mesurées tous les 20 cm de profondeur. Ces deux profils sont représentés sur un même graphique, comme indiqué sur la figure 46.

Le Perméafor permet de détecter rapidement les horizons perméables dans un profil de pénétration. L'indication de perméabilité qu'il donne est purement qualitative, mais des corrélations ont été établies avec l'essai Lefranc.

Cet appareil a montré son intérêt dans la reconnaissance des sols et en particulier dans les projets de rabattement de nappe, de puisards, etc. Il a également permis la détection de fuites dans des digues en terre anciennes.

4.8 Essais d'eau

Les essais d'eau sont les essais destinés, en particulier, à mesurer la **perméabilité des sols** en place. Il s'agit de l'essai de pompage, de l'essai Lefranc et de l'essai Nasberg. Les deux premiers doivent être réalisés dans la nappe ; le troisième dans les sols secs. À ces trois essais, on ajoute généralement l'essai Lugeon, qui est destiné surtout à l'étude des milieux fracturés comme le rocher ou les maçonneries.

Ces essais sont réalisés dans la masse du terrain. Ils peuvent dans certains cas être complétés ou remplacés par des essais qui mesurent la perméabilité superficielle des sols, saturés ou non, à l'aide d'appareils simples, souvent appelés infiltromètres, posés à même la surface de la couche de sol à étudier. Ces derniers essais ne seront pas examinés ici.

La mesure de la perméabilité en laboratoire est effectuée sur des échantillons intacts à l'aide de perméamètres ou à l'aide de l'œdomètre. Ces appareils sont limités à l'étude des sols fins, dont ils donnent la perméabilité verticale. La mesure en place permet par contre l'étude des sols grossiers et elle prend en compte, dans une certaine mesure, l'anisotropie de perméabilité du milieu.

Alors que les essais de laboratoire sont, pour l'essentiel, destinés à l'étude du phénomène de consolidation, les essais en place sont utilisés pour l'étude de la faisabilité de certains ouvrages :

- détermination de la possibilité de rabattre une nappe d'eau temporairement (épouement d'une fouille) ou de manière permanente ; la capacité des pompes sera déduite de la perméabilité estimée du massif ;
- détermination de la possibilité de maintenir une boue bentonitique au niveau requis dans une tranchée ;

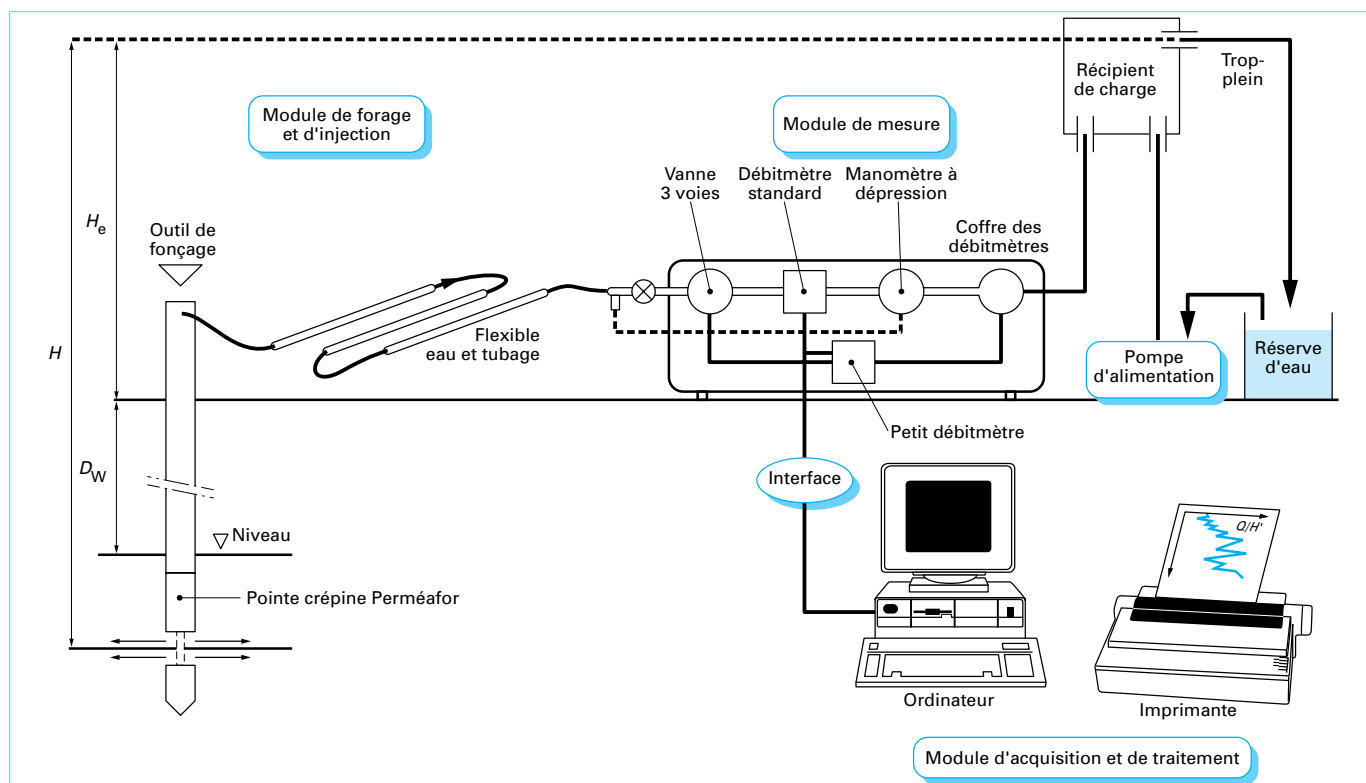


Figure 45 – Schéma de principe du Perméoform

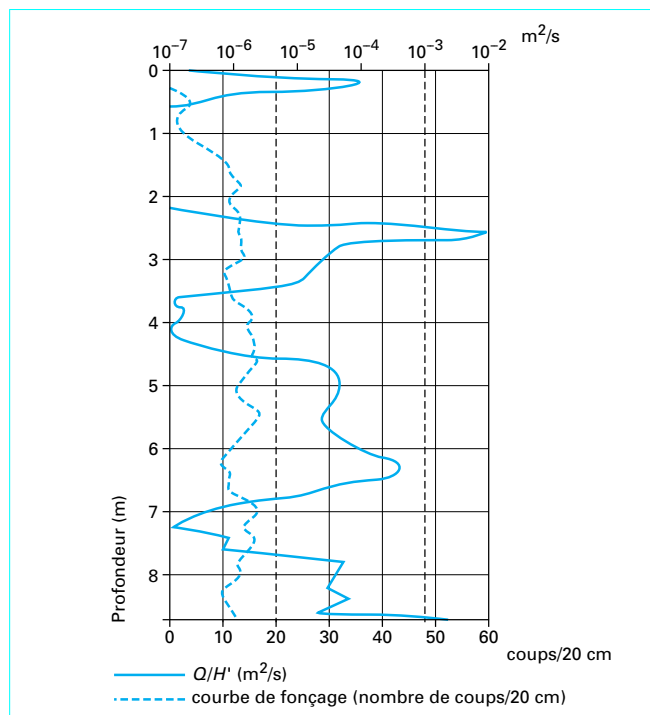


Figure 46 – Exemples de résultats de diagraphie de perméabilité au Perméoform

— évaluation de la possibilité d'injecter un massif fissuré ou présentant des vides puis, à l'issue des travaux, contrôle de l'efficacité de l'injection.

L'importance des essais d'eau ne doit donc pas être sous-estimée, bien que les paramètres de perméabilité que l'on peut en déduire ne puissent être évalués que de manière très grossière.

Pour plus de détail sur ces essais, le lecteur se reportera à l'article C 224 [18].

5. Conclusion

Les essais de pénétration et les essais pressiométriques sont à recommander pour la reconnaissance des sols en vue du dimensionnement des fondations. À des degrés divers ils permettent de chiffrer les propriétés des sols en place et, par suite, soit d'orienter l'étude au stade de l'avant-projet, soit de dimensionner définitivement les fondations.

En règle générale, ils conduisent à des dimensionnements plus proches de la réalité que ceux déduits des essais classiques en laboratoire.

En revanche, ils seront inopérants ou peu fiables pour résoudre certains problèmes spécifiques nécessitant, par exemple, la connaissance de l'angle de frottement interne ϕ du sol ou ses caractéristiques de compressibilité et de consolidation. C'est le cas des problèmes de stabilité de pentes, de tassements de remblais sur sols compressibles [19] et de certains problèmes de poussée. Une campagne de reconnaissance comportant des essais en place doit être complétée par au moins un sondage caroté permettant l'identification correcte des sols et la détermination du niveau de la nappe phréatique.

Propriétés mécaniques des sols déterminées en place

par **Samuel AMAR**

Adjoint au chef de la division Mécanique des sols, Géologie de l'ingénieur
au Laboratoire central des Ponts et chaussées

et **Jean-François JÉZÉQUEL**

Chef de groupe de Mécanique des sols et ouvrages d'art
au Laboratoire régional des Ponts et chaussées de Saint-Brieuc

Références bibliographiques

- [1] WASCHKOWSKI (E.). – *Le pénétromètre dynamique*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et chaussées n° 125, 1983.
- [2] GONIN (H.), VANDANGEON (P.) et LAFEUILLADE (M.P.). – *Étude sur les corrélations entre le SPT et le pressiomètre*. Revue Française de Géotechnique n° 58, 1992.
- [3] SIMSTF (Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations). – *Rapport du Comité technique sur les Essais de pénétration dans les sols (TC16)*. Procédures d'essais de référence CPT - SPT - DP - WST), 1989.
- [4] Fascicule 62 - Titre V du CCTG. – *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports. Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics, 1993.
- [5] MÉNARD (L.). – *An apparatus for measuring the strength of soils in place*. Masters thesis presented to the Department of Civil Engineering Univ. of Illinois, 1956.
- [6] BAGUELIN (F.), JÉZÉQUEL (J.F.) et SHIELDS (D.). – *The Pressuremeter and Foundation Engineering*. Transtech Publication, 1978.
- [7] BALAY (J.). – *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction*. Laboratoire Central des Ponts et chaussées. Note d'information technique, 1985.
- [8] BOURGES (F.), FRANK (R.) et MIEUSSENS (C.). – *Calcul des efforts et des déplacements engendrés par des poussées latérales de sol sur les pieux*. Laboratoire central des Ponts et chaussées. Note technique du département des sols et fondations, 17 pages, 1980.
- [9] BRU (J.), LEDOUX (J.I.), MÉNARD (J.) et WASCHKOWSKI (E.). – *Les diagraphies et les essais de mécanique des sols en place*. Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur n° 26-27, Paris, 1983.
- [10] PAREZ (L.) et FAURIEL (R.). – *Le piézocône, amélioration apportée à la reconnaissance des sols*. Revue Française de Géotechnique n° 44, 1988.
- [11] BAGUELIN (F.), JÉZÉQUEL (J.F.) et LE MÉHAUTÉ (A.). – *Mesure des caractéristiques des sols par autoforage*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 81, p. 63-72, 1976.
- [12] AMAR (S.), BAGUELIN (F.), JÉZÉQUEL (J.F.) et LE MÉHAUTÉ (A.). – *Le pressio-pénétr*
- mètre et la reconnaissance des sols*. Symposium International sur les Essais In-situ, volume II, Paris, 1983.
- [13] PHILIPPONNAT (G.). – *Le phicomètre. Essai de cisaillement direct in situ*. Revue Française de Géotechnique n° 35, 1986.
- [14] URSAT (P.). – *Le Perméafor, appareillage de diagraphie de perméabilité*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et chaussées n° 178, 1992.
- [15] AMAR (S.) et JÉZÉQUEL (J.F.). – *Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents*. Comparaison des résultats. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et chaussées (F) n° 58, mars-avril 1972, p. 97-108.

Dans les Techniques de l'Ingénieur : traité Construction

- [16] FRANK (R.). – *Fondations superficielles*. C 246, 1998.
- [17] FRANK (R.). – *Fondations profondes*. C 248, 1995.
- [18] RAT (M.). – *Reconnaissance des sols*. C 224, 1981.

Revue

- [19] Remblais sur sols compressibles. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et chaussées (F) spécial T 1973.

Normalisation

Association Française de Normalisation AFNOR

- NF P 94-110 7-1991 Sols : reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard.
- NF P 94-112 11-1991 Sols : reconnaissance et essais. Essai scissométrique en place.

- NF P 94-113 10-1996 Sols : reconnaissance et essais. Essai de pénétration statique.
- NF P 94-115 12-1990 Géotechnique. Sols : reconnaissance et essais. Sondage au pénétromètre dynamique type B.
- NF P 94-119 12-1995 Sols : reconnaissance et essais. Essai au piézocône.