

I-1- Introduction

Dans la reconnaissance des sols destinés pour recevoir des projets de construction, les sondages, les campagnes d'essais géotechniques in situ ou en laboratoire sont souvent utilisés pour obtenir des informations sur l'état du sol, de préciser la nature des différentes couches et d'évaluer les paramètres mécaniques et hydrauliques nécessaires pour la conception des ouvrages.

Pourquoi des sondages et essais InSitu ?

- ✓ Anticiper les aléas géotechniques relatif à l'ouvrage pour : *sa faisabilité ; et la sécurité des constructions ;*
- ✓ Le type des travaux : *terrassement, ouvrage d'art, digues, soutènement, ou traitement des sols ;*
- ✓ Le stade d'avancement du projet : *étude préliminaire, avant-projet, projet, diagnostique.*

I-2- Le sondage

I-2-1- Introduction

Parmi les méthodes de reconnaissance géologique et géotechnique, les sondages tiennent une place importante du fait des renseignements qu'ils peuvent fournir par eux-mêmes, ou grâce à l'adjonction de systèmes complémentaires pour recueillir des informations.

Bien qu'étant une technique très ancienne, les techniques de forage s'est beaucoup développé avec les travaux dans les industries minières et pétrolières, comme les forages et les sondages.

I-2-2 Types de sondages

Il existe aussi bien des sondages destructifs par battage "*Pénétromètre*" ou rotation..., que des sondages non destructifs par prélèvement continu de carottes par rotation ou vibro-percussion.

I-2-2-1- Sondages destructifs

Cette méthode très employée consiste à prélever des échantillons remaniés soit à la pelle mécanique soit à l'aide d'outils à main, en revanche la profondeur ne peut excéder 10 m. On emploie aussi des sondeuses à moteur ou des tarières hélicoïdales continues.

I-2-2-2- Sondage carotté

Le sondage carotté consiste à descendre un carottier par rotation, battage ou pression suivant le type de sols jusqu'à une profondeur donnée. Le carottier est constitué d'un ensemble de tubes creux et d'un outil d'attaque souvent *diamantée* ou en *carbure de tungstène* à son extrémité afin de découper le terrain. On remonte ainsi des échantillons intacts (carottes). Ces carottes sont mises en caisse avant d'être examinées par l'ingénieur qui pourra ainsi réaliser une coupe précise du sous-sol.

La pénétration par rotation est recommandée pour les sols rocheux durs. On utilise la percussion (ou battage) du carottier dans le cas des sols pulvérulents ou cohérents compacts.

I-3- Essai de pénétration statique CPT

I-3-1- Historique

L'essai de pénétration statique bien connu dans le monde du génie civil comme **CPT** (*Cône Pénétration Test*), son origine peut remonter aux U.S.A., mais c'est surtout aux Pays-Bas à partir de 1932 qu'il s'est le plus rapidement développé, grâce aux activités du Labo. de Mécanique des Sols de l'université Delft.

I.3.2. Principe de l'essai

L'essai de pénétration statique est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la *dimension moyenne* des particules ne *dépasse pas 20 mm*. Il consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance du sol au poinçonnement du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée. Ces deux caractéristiques permettent de déterminer la force portante du sol à différentes profondeurs et de bien choisir le mode de fondation.

I-3-3- Pénétromètres à cône mobile

Dans ces appareils la pointe n'est pas solidaire du fut extérieur, ce qui permet de mesurer séparément l'effort en pointe et le frottement latéral, ainsi que l'effort total.



Figure I-1 : Gamme de sondes CPT
(de gauche à droite : 2 cm², 10 cm², 15 cm², 40 cm²)



Figure I-2 : Unité CPT de 25 tonnes
montée sur camion

I-3-4- Pénétromètres à cône fixe

Dans ces appareils, la pointe reste solidaire du fut, ce qui implique la seule mesure de l'effort total qui englobe l'effort de pointe et le frottement latéral. Parmi ces appareils on trouve : Le pénétromètre de Laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc qui représente une adaptation de pénétromètre Hollandais.

Comme il existe aussi d'autres pénétromètres car il y a de nombreux organismes d'étude qui ont réalisé leur propre appareillage.

I-3-5- Principe et réalisation de CPT

Lors de cet essai, on mesure le frottement latéral et la résistance à la pointe. Dans le cas de réalisation de l'essai à cône mobile les mesures sont discontinues, on est obligé d'arrêter la pénétration lorsqu'on voudra effectuer une mesure. Donc on enfonce la pointe seule sur **4 cm** à une vitesse constante, on mesure ainsi la force de pointe, et l'effort total qui est la somme du frottement latéral cumulé et de la réaction à la pointe. On recommence l'opération tous les **20 cm**. Les mesures sont donc discontinues.

Dans l'essai à cône fixe les mesures sont continues, on effectue à intervalle déterminé par exemple tous les **20 cm**, une lecture de l'effort total et de l'effort en pointe. Dans le cas où l'appareil est muni d'un dispositif enregistreur on obtient directement, soit des lectures quasi continues, soit la courbe des efforts en fonction de la profondeur.

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. 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.

I-3-7- Résultats

- Effort de pointe apparente Q_c
- Effort total de pénétration Q_t
- Résistance de pointe du cône q_c (R_p) : q_c (R_p) = $Q_c / A_c = 4.Q_c / \pi.D^2$ (MPa).
- Effort total de frottement latéral Q_s : $Q_s = Q_t - Q_c$.
- Frottement latéral unitaire local f_s ; $f_s = Q_s / A_s$ (MPa)
- Rapport de frottement R_f ; $R_f = f_s / q_c$ (%).

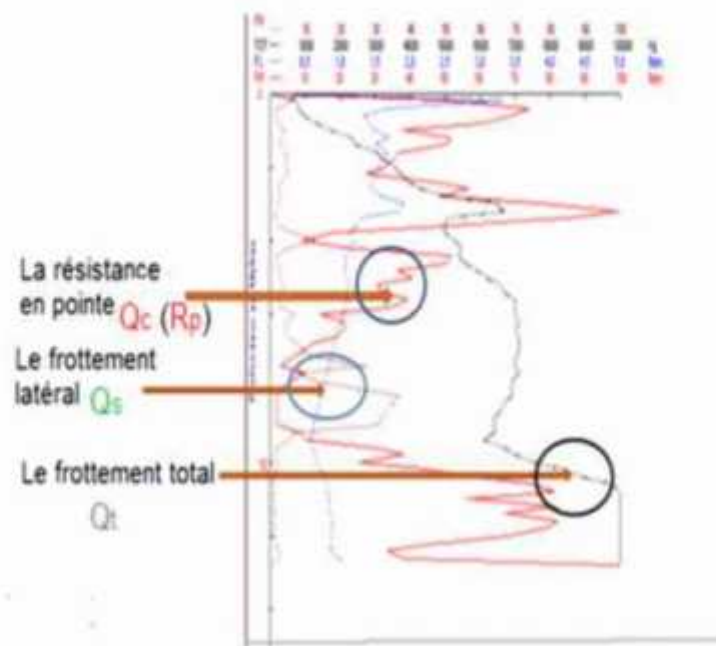


Figure I-3 : Résultat de l'essai de pénétration statique

I-3-6- Calcul de la portance d'une fondation superficielle

➤ En terrains pulvérulents :

Meyerhof a proposé une formule expérimentale très simple :

$$q_a = (R_p \cdot B / 36) \cdot (1 + D / B)$$

Qui est également présentée sous forme d'abaques.

q_a : Contrainte admissible.

➤ En terrains cohérents saturés ($\phi_u = 0$; Cu) :

- Semelle filante : la contrainte admissible q_a pour une semelle filante assise à la profondeur D est donnée par la relation :

$$q_a = [(\pi + 2) / 3] Cu + \gamma D \quad (\text{avec } F=3).$$

- Semelle isolée : il convient de multiplier la valeur de q_a de la semelle filante par le coefficient 1,3.

Tableau I-1 : Valeurs de R_p selon le terrain

Nature du terrain	Nature du terrain
Vase, tourbe, argile molle $R_p < 10$	$R_p < 10$
Argile, limon, silt argileux, craie altérée, marne	$10 < R_p < 25$
Sable lâche à moyennement compact, marne raide	$25 < R_p < 50$
Sable compact, grave compacte $50 < R_p < 250$	$50 < R_p < 250$

I-4- Essai de pénétration dynamique

I-4-1- Historique

Le pénétromètre dynamique est le descendant direct de la technique sommaire d'investigation à la barre à mine enfoncée à la masse ; il a fait l'objet d'une certaine normalisation au début du XX^{ème} siècle.

Le pénétromètre dynamique noté **DPT** (*Dynamic Penetrometre Test*), est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet de définir lors d'une campagne de reconnaissance :

- ➔ L'homogénéité du site ;
- ➔ La cote du substratum ;
- ➔ Une valeur approchée de la force portante en vue de pré-dimensionner des fondations.

I-4-2- Principe de l'essai

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage et de manière quasi-continue, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe fixe ou mobile (*figure I-4*). Le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné (**$e = 10 \text{ cm}$ ou 20 cm**) est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe.

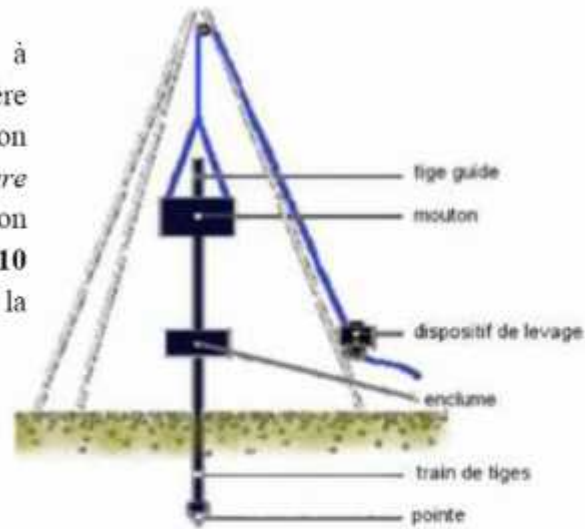


Figure I-4 : Dispositif du pénétromètre dynamique.

On utilise pour le battage un mouton de masse **M** , tombant d'une hauteur de chute donnée et fixe **H** . Le mouton frappe une enclume solidaire d'un train de tiges et produit un enfoncement dans le sol. On note le nombre de coups **N** nécessaires pour faire pénétrer la pointe sur une distance **h** donnée. Les caractéristiques spécifiques des deux appareils sont indiquées dans le tableau (I-2). Généralement cette hauteur est prise égale le plus souvent à **20, 25, 30 ou 75 cm**. En résultat, la résistance à la pénétration dynamique **q_d** est déterminée.

Tableau I-2 : Les caractéristiques principales des deux pénétromètres normalisés.

Désignation	Pénétromètre dynamique type A	Pénétromètre dynamique type B
Masse du mouton (kg)	32 à 128	64
Hauteur de chute (m)	0.75	0.75
Cadence de battage (Coups/mm)	15 à 30	15 à 30
Masse enclume+ tige guide (kg)	<25	<25
Longueur de tige (m)	1 à 2	1 à 2
Masse d'une tige (kg/m)	4	<8.5
Diamètre extérieur d'une tige (mm)	42.5	34
Angle au sommet du cône (°)	90	90
Section droite A du cône (cm ²)	30	20
Diamètre du cône (mm)	61.8	50.5
Plage N de coups/10cm (Nd10)	2 à 30	-
Plage N de coups/20cm (Nd20)	-	1 à 100

I-4-3- Domaine d'utilisation

Le DPT peut être utilisé pour l'évaluation structurale de la chaussée et pour une étude de reconnaissance de sol. Il permet de dresser un profil de rigidité du sol, d'établir l'épaisseur et la profondeur des couches, et de déduire les propriétés mécaniques in situ des matériaux et des sols supports.

I-4-4- Exploitation des résultats

La résistance dynamique de pointe à la pénétration qd sous l'action du choc du mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante (formule des Hollandais) :

Avec :

$$q_d = \left(\frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \right) \cdot \left(\frac{M}{M + M'} \right)$$

M : masse du mouton (kg)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

H : hauteur de chute libre du mouton (m)

A : aire de la section droite de la pointe (m²)

e : enfoncement par coup = 0,10 / Nd10 (m)

M' : masse cumulée, de l'enclume, des tiges, de la poin

Les résultats des essais sont représentés par des graphiques donnant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe de l'appareil :

- ➔ Soit le nombre de coups **N**, correspondant à un enfoncement de Δh (la résistance est proportionnelle au nombre de coups) ;
- ➔ Soit la résistance en pointe déduite de la formule dite des Hollandais.

I-4-5- Interprétation de l'essai

L'interprétation de l'essai de pénétration dynamique est essentiellement fonction du type d'appareil utilisé. Les appareils à pointe élargie ne mobilisent en principe que la résistance de pointe. Dans la mesure où l'énergie de battage est uniquement dépensée pour la pénétration de la pointe, on peut considérer que la courbe : nombre de coups en fonction de la profondeur, fournit une bonne appréciation de la résistance des terrains traversés. Cette résistance est conditionnée par la densité relative du terrain, pour les terrains pulvérulents secs, ou pour les terrains pulvérulents aquifères de grande perméabilité.

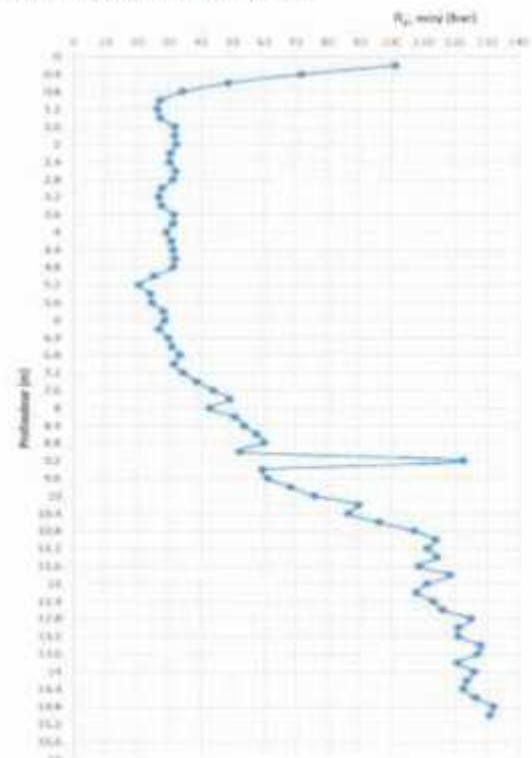


Figure I-5 : Exemple de la courbe obtenue d'un essai de pénétromètre dynamique.

I-5- Essai de pressiomètre

Ce sont des essais de chargement in situ capable de fournir des relations contraintes déformation jusqu'à la rupture avec des conditions aux limites spatiales relativement bien définies. Ajoutant également que les méthodes de calcul établies pour ces essais se trouvent libérées, de l'habituelle distinction entre sols pulvérulents et sols cohérents.

I-5-1- Pressiomètre

C'est un appareil simple, pratique et d'utilisation relativement aisée quoique nécessitant beaucoup de soins, l'apparition de cet appareil a ouvert en mécanique des sols, la voie à des recherches particulièrement intéressantes et qui a fait faire à l'étude des fondations des progrès considérables. On peut dire qu'il s'agit d'une famille à part dont la technologie et surtout la méthode d'interprétation se différencient totalement des autres essais.

I-5-2- Principaux types d'appareils

Il existe deux principaux types de pressiomètre en ce qui a trait à la mesure des déformations:

- les appareils où cette mesure est faite à travers la mesure du volume du fluide injecté pour dilater la sonde ;
- les appareils où cette mesure est faite directement on mesurant les variations de diamètres de la sonde.

I-5-3- Principes et hypothèses de l'essai pressiométrique

Les essais pressiométriques sont des essais de chargement in situ réalisés par expansion d'une cavité cylindrique. Les contraintes sont exercées sur les parois du cylindre, en contact avec le sol ou la roche en place, à l'aide d'un fluide agissant sous une ou des membranes dilatables (*figure I-6*). On obtient ainsi une relation contrainte-déformation qui peut être analysée théoriquement, ou empiriquement selon les hypothèses sur les propriétés du milieu.

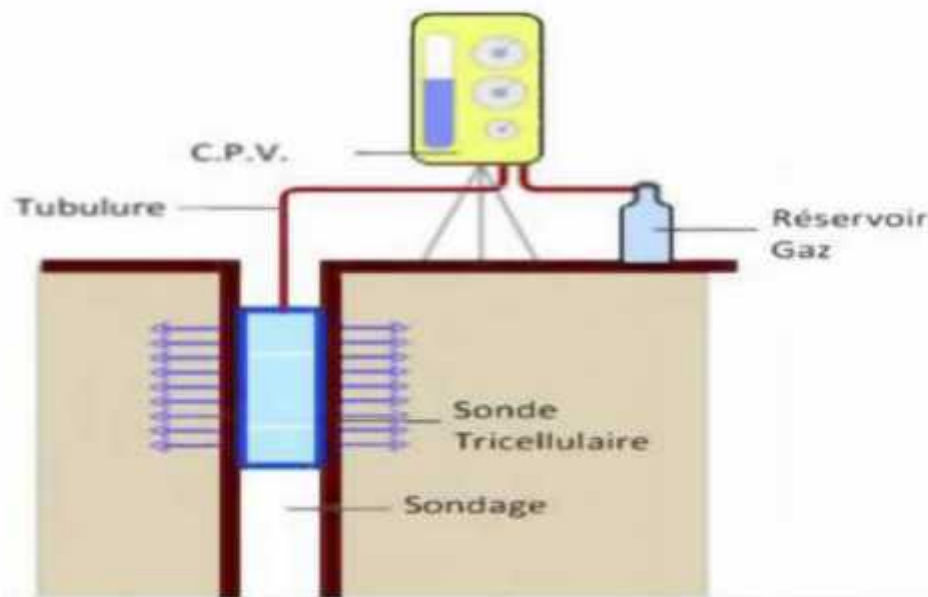


Figure I.6 : Schéma typique de l'essai pressiométrique.

Hypothèses :

- *L'appareil exerce un champ de contraintes radiales uniformes sur une certaine longueur de la sonde. Cette hypothèse a conduit à la conception des sondes tri cellulaires par Louis Ménard ;*
- *Le milieu comporte une phase pseudo-élastique et une phase plastique ;*
- *Dans le cas où la mesure de la déformation est faite de façon volumétrique, on considère que le milieu est isotrope dans la zone de l'essai.*

I-5-4- Le pressiomètre avec forage préalable (Pressiomètre de Ménard)

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher (avec plus d'incertitude) et les remblais.

1-5 -4-1- Objectif de l'essai

Il permet de déterminer à l'aide d'un essai d'expansion radial d'une sonde dans un sol en place:

- la pression limite nette P_l ;
- la pression de fluage nette P_f ;
- le module pressiométrique EM .

Ces paramètres permettent d'évaluer :

- la contrainte de rupture sous une fondation superficielle ou une fondation profonde ;
- les tassements d'une fondation superficielle ;
- le coefficient de réaction sous une fondation superficielle ;
- les frottements négatifs pour les fondations profondes.

L'essai pressiométrique consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage exécuté au préalable à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en petits déplacements qu'à la rupture.

1-5 -4-2- Appareillage de l'essai pressiométrique

On se propose dans ce qui suit d'exposer sommairement l'appareil pressiométrique ou pressiomètre Ménard et son mode opératoire selon les normes françaises.

L'appareil standard est constitué des éléments suivants :

- ❖ Un contrôleur pression-volume (CPV)
- ❖ Une sonde tri cellulaire ;
- ❖ Des tubes de connexion reliant le CPV à la sonde.

I-5-5- Réalisation d'un essai pressiométrique

L'essai doit être donc réalisé dans un forage dont les parois sont en équilibre. L'essai Ménard dit normalisé doit comprendre environ une dizaine de paliers de pression. Les lectures de déformations sont faites pour chaque palier de pression 15 secondes, 30 secondes et 1

minute après la fin de la mise en pression. On fait généralement un essai tous les mètres, mais ce n'est pas évidemment une obligation.

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde V en fonction de la pression appliquée P (Figure I-7). Il permet d'obtenir le module pressiométrique EM , la pression limite P_l , la pression de fluage P_f et la pression de contact avec le terrain P_1 .

La pression P_r mesurée au CPV est augmentée progressivement par paliers de pression de pas constants et au plus égaux à une valeur de l'ordre du dixième de la pression limite estimée.

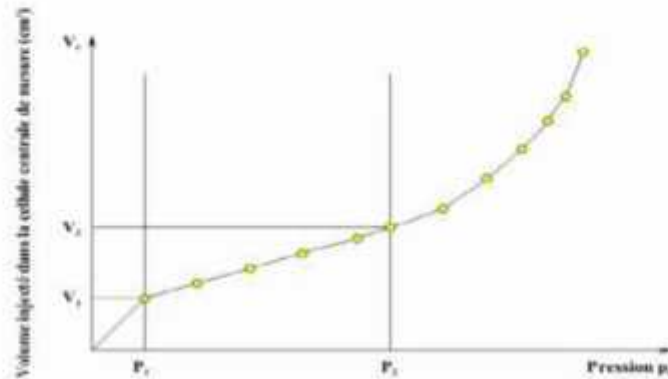


Figure I-7 : Courbe pressiométrique brute en fin de palier

Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes. À chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 1, 15, 30 et 60 secondes.

I-5-6- Résultats des essais pressiométriques

I-5-6-1- Courbe pressiométrique

La figure (I-8) représente une courbe pressiométrique corrigée. Elle donne dans le cas d'un appareil à mesure volumétrique comme le G-Am ou le TEXAM les volumes injectés dans la sonde en fonction des pressions.

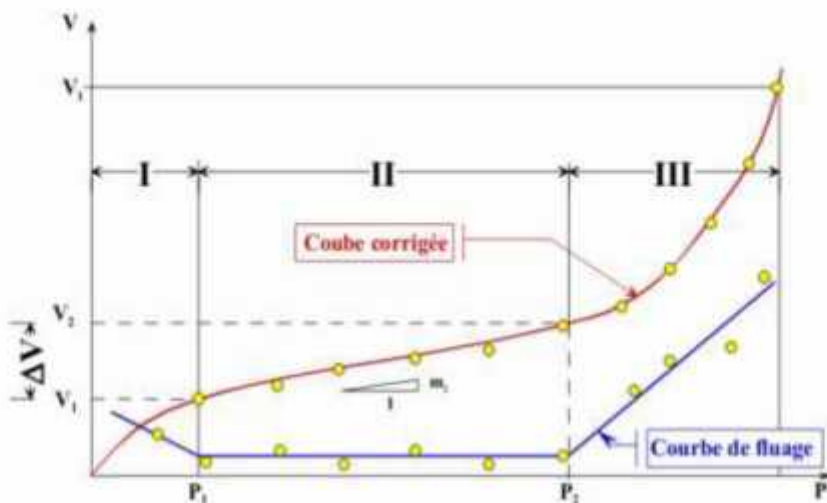


Figure I-8 : Courbe pressiométrique brute -TYPE MENARD

La courbe pression-volume présente trois phases (figure I-8)

- **La phase de recompression** : pour laquelle l'accroissement du volume de la sonde est grand par rapport à l'augmentation de la pression ;
- **La phase pseudo-élastique** : c'est une partie quasi rectiligne d'une pression P_0 à une pression P_f , qui correspond sensiblement à une loi de proportionnalité entre pression et déformation ;
- **La phase plastique menant à la rupture** : c'est une partie à courbure variable, de plus en plus redressée et tendant vers une asymptote verticale d'abscisse P_l .

Au cours d'un palier de pression donné, il se produit dans le terrain une déformation qui augmente en fonction du temps et se traduit par un accroissement correspondant du volume de la sonde ; cette déformation est représentée par la différence ($V_{60''} - V_{30''}$). La courbe de fluage est établie en portant en abscisses la pression, et en ordonnées, la différence ($V_{60''} - V_{30''}$) correspondante. La courbe de fluage présente aussi les mêmes trois phases que la courbe pression -volume.

I-5-6-2- Paramètres obtenus dans un essai pressiométrique

➤ Pression limite : P_l

La pression limite correspond à la rupture du sol environnant. Elle est donnée par l'asymptote de la courbe pressiométrique. Comme cette asymptote n'est pas toujours facile à définir, une autre définition a été donnée pour la pression limite à savoir la pression correspondant au doublement de la cavité cylindrique initiale. **Module pressiométrique : E_M**

Dans le cas du module pressiométrique E_M le coefficient de Poisson $\nu = 0,33$. Si V_c est le volume de la sonde au repos on obtient :

$$E_M = 2.66x(V_c + V_m) \cdot \Delta P / \Delta V$$

$\Delta P / \Delta V$ est la pente de la courbe pressiométrique dans sa partie linéaire pseudo-élastique prise au volume V_m à mi-distance entre V_0 le volume correspondant à la pression de recompression de la paroi qui est plus ou moins égale à la pression du sol au repos et V_f le volume correspondant à la pression de fluage.

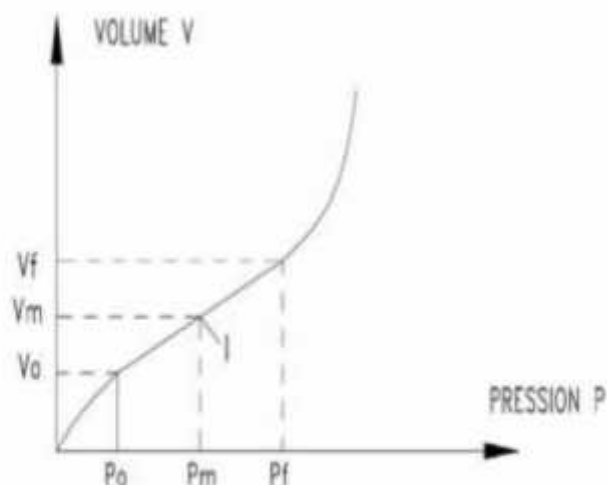


Figure I-9 : Principe de calcul du module pressiométrique E_M

➤ Pression de fluage : P_f

Cette pression correspond à la fin de la phase pseudo-élastique. Bien que cette valeur ne soit pas utilisée comme paramètre de calcul de fondation il est important de la déterminer pour valider les résultats.

➤ **Relation entre E_M et P_l**

Le rapport bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés. On admet selon Menard la classification suivante :

Tableau I.3. Classification selon le rapport E_M et P_l

<i>Nature sols</i>	<i>Rapport E_M / P_l</i>	<i>Description du sol</i>
<i>Argile</i>	$(E_M / P_l) < 5$	<i>Argiles remaniées</i>
	$5 < (E_M / P_l) < 8$	<i>Argiles sous-Consolidées</i>
	$8 < (E_M / P_l) < 12$	<i>Argiles Normalement Consolidées</i>
	$12 < (E_M / P_l) < 15$	<i>Argiles légèrement SurConsolidées</i>
	$(E_M / P_l) > 15$	<i>Argiles fortement SurConsolidées</i>
<i>Sable</i>	$(E_M / P_l) < 5$	<i>Sables remaniés</i>
	$5 < (E_M / P_l) < 8$	<i>Sables et Gravier immergés</i>
	$(E_M / P_l) > 10$	<i>Sables et graviers secs et serrés</i>

I-6-8 Utilisation des résultats pressiométriques

I-6-8-1- Capacité portante d'une fondation superficielle

Un essai pressiométrique est essentiellement un essai de chargement in situ mené jusqu'à la rupture. La théorie et de nombreuses expériences ont montré que la capacité portante à la rupture est proportionnelle à la pression limite P_l du terrain. Le facteur de proportionnalité est fonction de la profondeur relative et la forme de la fondation ainsi que du type de terrain. On a la relation générale suivante :

$$Q_l - Q_o = K \cdot (P_l - P_o)$$

Q_l : la capacité portante à la rupture ;

Q_o : la pression naturel vertical du terrain au niveau de la fondation après construction

P_l : la pression limite ;

P_o : la pression horizontale du terrain 'au repos' au niveau de l'essai ;

K : le coefficient de portance sans dimension.

Les valeurs du facteur K , sont illustrées sur la figure (I-18). La valeur minimum de K qui est égale à 0,8 correspond à une fondation placée à la surface du sol. On remarque qu'au-dessous d'une certaine profondeur relative h / R , où R est la demi largeur de la fondation et h sa profondeur, le facteur K devient constant. Cette profondeur est appelée la profondeur critique (profondeur à partir de laquelle la pression de rupture $Q_l - Q_o$ dans le terrain supposé homogène reste constante).