

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



**THESE**

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTORAT** en **Génie Civil**

**Spécialité** : Géotechnique, Eau et Risques Sismiques

**Par** : Soufyane AISSAOUI

**Sujet**

**Détermination de la dégradation des caractéristiques mécaniques des sols à court terme lors des séismes ou des ruptures d'ouvrages**

Soutenue publiquement, le 03 / Juin / 2021, devant le jury composé de :

<b>M. Abdelkader DJEDID</b>	Professeur	UAB. Tlemcen	Président
<b>M. Habib TROUZINE</b>	Professeur	UDL. Sidi Bel Abbès	Examineur
<b>M. Youcef HOUMADI</b>	Professeur	CUBB. Aïn Témouchent	Examineur
<b>M. Abdeldjalil ZADJAOUI</b>	Professeur	UAB. Tlemcen	Directeur de thèse
<b>M. Philippe REIFFSTECK</b>	Professeur	IFSTTAR. France	Co-directeur de thèse

# REMERCIEMENTS

En premier lieu, je tiens à remercier mon directeur de thèse, monsieur Abdeldjalil ZADJAOUI, professeur à la faculté de technologie de l'université Abou Bekr Belkaïd-Tlemcen, pour avoir accepté de diriger cette thèse, et qui m'a transmis sa passion de recherche scientifique. Merci pour votre disponibilité, votre exigence, vos conseils précieux, vos motivations et pour l'intérêt que vous avez porté à mon travail.

Mes remerciements vont également à l'initiateur de cette idée de thèse mon encadreur monsieur Philippe REIFFSTECK, directeur de recherche à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR-Paris), pour ses capacités scientifiques, ses conseils et son soutien qui m'ont permis l'achèvement de ce travail. J'ai été extrêmement sensible à ses qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce travail doctoral. Ses idées se sont toujours trouvées pertinentes. Son sens pratique est une force. Merci Philippe pour ton accueil au sein de votre équipe SRO, pour le suivi de mon travail, pour tout ce que j'ai appris à ton contact et qui va bien au-delà des seuls aspects de la géotechnique.

Mes remerciements vont également vers monsieur Abdelkader DJEDID, professeur à la faculté de technologie de l'université de Tlemcen, pour m'avoir fait l'honneur d'accepté la présidence du jury de thèse.

J'exprime également ma profonde reconnaissance à monsieur Youcef HOUMADI, professeur à la faculté de technologie de l'université Aïn Témouchent, et monsieur Habib TROUZINE, professeur à la faculté de technologie de l'université de Sidi Bel Abbès, qui ont accepté la lourde tâche de rapporteur, me fournissant nombre de remarques pertinentes, ainsi que de riches discussions.

J'exprime mes vifs remerciements aux membres du laboratoire Sols, Roches et Ouvrages (SRO) de l'IFSTTAR-Paris, pour leur accueil durant mon stage et leur aide. Un remerciement particulier et une profonde reconnaissance à Mlle Sonia FANELLI pour sa gentillesse et sa disponibilité pour la réalisation des essais. J'aimerais aussi remercier le personnel des laboratoires de la faculté de Technologie de l'Université de Tlemcen.

Un grand merci à toutes les personnes que j'ai rencontrées dans le cadre de cette thèse et qui ont contribué de près ou de loin dans ce travail et dont les échanges m'ont permis de m'enrichir professionnellement et personnellement en particulier monsieur Othmani Mohammed pour la réalisation de la partie mécanique de cette recherche.

Enfin, je remercie du plus profond de mon cœur ma famille qui a toujours été présente à mes côtés et qui n'a jamais douté de moi. Je pense notamment à ma mère, sans elle, rien n'aurait été possible. J'ai également une pensée émue pour mon père disparu il y a dix ans mais qui était présent dans mon cœur à chaque instant de cette thèse. J'espère les avoir rendus fier.

Merci à toutes et à tous !

# RÉSUMÉ

La connaissance du comportement des sols en petites déformations est une étape importante en géotechnique pour calculer les ouvrages de génie civil soumis à des sollicitations sismiques, ou sous des charges exceptionnelles. Il s'avère alors nécessaire de caractériser le comportement du sol dans les différentes plages de déformations. Cependant, de nombreux essais in-situ occupent aujourd'hui une place grandissante dans la reconnaissance et la détermination des propriétés mécaniques des sols, certains permettent d'avoir des paramètres de résistance, d'autres permettent de décrire le comportement du sol en déformation, mais malheureusement, aucun d'eux ne permet d'obtenir des modules de cisaillement valables dans toute la plage des déformations utilisée en géotechnique. Cette thèse espère s'inscrire parmi les efforts développés dans ce sens. C'est-à-dire élargir le domaine de mesure des déformations pour une éventuelle mesure de module de cisaillement.

Ce travail de thèse présente un développement d'un nouvel appareil pressiométrique permettant aux ingénieurs praticiens de disposer d'une courbe de dégradation du module de cisaillement. Le pressiomètre développé présente ainsi la possibilité de mesurer la contrainte horizontale en place  $\sigma_{ho} (K_0)$ . Ce paramètre est très utile dans la modélisation des ouvrages lors de l'évaluation de la stabilité des pentes, des poussées ou de soulèvement. La conception, le développement, et l'étalonnage de cet appareil en fait l'objet des travaux de recherche décrits dans ce manuscrit. Nous avons pu vérifier en laboratoire dans un massif sableux artificiel la reproductibilité, la faisabilité et la répétitivité des mesures de l'appareillage proposé.

Cette thèse présente également une validation expérimentale sur site et des comparaisons avec des essais au pressiomètre Ménard classique. Les résultats d'essais avec le matériel développé montrent l'apport de cet appareillage dans l'identification des sols et la caractérisation de leur comportement en petites déformations dans le cadre d'une sollicitation sismique.

## **Mots clés :**

*Pressiomètre, courbes de dégradation, développement, petites déformations, modules de cisaillement, séisme, essais.*

# ABSTRACT

The knowledge of soil behaviour under small strains is an important step in geotechnics for calculating civil engineering structures subjected to seismic loads, or under exceptional loads. It is then becoming necessary to characterize the behavior of the soil in the different strain ranges. However, many in-situ tests today occupy a growing place in the recognition and determination of the mechanical properties of soils, some allow to have resistance parameters, others allow to describe the soil behavior in deformation, but unfortunately, none of them makes it possible to obtain valid shear moduli over the whole range of strains used in geotechnics. This thesis hopes to be part of the efforts developed in this direction. That is to say to widen the strain range for a possible measurement of shear modulus.

This thesis presents a development of a new pressuremeter device allowing practicing engineers to have a degradation curve of the shear modulus. The developed pressuremeter thus presents the possibility of measuring the horizontal stress in place  $\sigma_{ho}$  ( $K_0$ ). This parameter is very useful in the modeling of structures when evaluating the stability of slopes, thrusts or uplift. The design, development, and calibration of this device are the subject of the research described in this manuscript. We were able to verify in the laboratory in an artificial sandy massif the reproducibility, feasibility and repeatability of the measurement's capabilities of the proposed apparatus.

The objective is thus to judge the relevance of the new pressuremeter apparatus. This thesis also presents an experimental validation on site and comparisons with Ménard pressuremeter tests. The results tests with the developed pressuremeter show the contribution of this device in the identification of soils and the characterization of their behavior under small strains in the context of seismic loading.

**Key words:**

*Pressuremeter, degradation curves, development, small strains, shear modulus, earthquake, tests.*

## ملخص

معرفة سلوك التربة أثناء التشوهات الصغيرة خطوة مهمة في الهندسة الجيوتقنية لحساب منشآت الهندسية المدنية المعرضة للزلازل، أو الخاضعة لحمولة استثنائية. ومن ثم يصبح ضروريا تخصيص سلوك التربة في مجالات التشوه المختلفة. تحتل العديد من الاختبارات والتجارب بعين المكان اليوم مكاناً متزايداً في التعرف على الخصائص الميكانيكية للتربة وتحديداتها، فبعضها يسمح بالحصول فقط على عوامل المقاومة، بينما يسمح البعض الآخر بوصف سلوك التربة أثناء التشوه، ولكن لسوء الحظ، لا يسمح أي منها بالحصول على معامل القص صالح على مجموعة كاملة من التشوهات المستخدمة في الجيوتقنية. هذه الأطروحة تعتبر جزءاً من الجهود المبذولة في هذا الاتجاه. وهذا يعني توسيع نطاق قياس معامل القص في التشوهات الصغيرة.

تقدم هذه الأطروحة تطويراً تكنولوجياً لجهاز البريسيومتر يسمح للمهندسين الممارسين بالحصول على منحنى تدهور معامل القص. يقدم الجهاز المطور أيضاً إمكانية قياس الضغط الأفقي في عين المكان  $\sigma_{ho}(K_0)$ . هذا المؤشر مفيد جداً في نمذجة المنشآت عند تقييم ثبات المنحدرات. يعد تصميم هذا الجهاز وتطويره ومعايرته موضوع البحث الموصوف في هذه المذكرة. تمكنا من التحقق في المختبر على كتلة رملية اصطناعية من قابلية استنساخ وجدوى وتكرار قياسات المعدات المقترحة.

تقدم هذه الأطروحة أيضاً تحققاً تجريبياً من الصحة في عين المكان ومقارنات مع تجارب الجهاز الكلاسيكي. تظهر نتائج الاختبارات بالمعدات المطورة مساهمة هذا الجهاز في تعريف وتشخيص وتوصيف سلوك التربة أثناء التشوهات الصغيرة في سياق الإجهاد الزلزالي.

### الكلمات المفتاحية:

بريسيومتر، منحنيات التدهور، تطوير، التشوهات الصغيرة، معامل القص، الزلازل، التجارب

# TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	i
RÉSUMÉ.....	iii
ABSTRACT.....	iv
ملخص.....	v
TABLE DES MATIÈRES.....	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES.....	xiii
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	2
<b>Chapitre 1 : Eléments bibliographiques de base présentant l'essai pressiométrique</b>	
1.1. Introduction.....	7
1.2. Historique et évolution du pressiomètre Ménard : technologie et matériel.....	7
1.3. Différents types d'équipements pressiométrique.....	17
1.3.1. Le pressiomètre avec forage préalable.....	17
1.3.2. Le pressiomètre autoforeur.....	22
1.3.2.1. Les principes généraux des pressiomètres autoforeurs.....	23
1.3.2.2. Modèles du pressiomètre autoforeur.....	24
1.3.2.3. Caractéristiques mesurées.....	29
1.3.3. Le pressiomètre à cône.....	31
1.3.4. Le pressiomètre de fluage longue durée.....	33
1.4. Comparaison de tests typiques des différents appareillages.....	34
1.5. Critères de choix du type d'appareillage pressiométrique.....	35
1.6. Adaptation du pressiomètre à chaque type du sol.....	35
1.7. Les méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique.....	36
1.7.1. Les méthodes directes.....	36
1.7.1.1. Travaux de Ménard 1957.....	36
1.7.1.2. Travaux de Samuel Amar et Jean-François Jézéquel 1972.....	37
1.7.1.3. Travaux de François Baguelin et Jean-François Jézéquel 1973.....	37
1.7.2. Les méthodes analytiques.....	38
1.7.2.1. Concept de base de l'expansion d'une cavité.....	39

1.7.2.2.	Prise en compte du comportement du sol .....	42
1.7.2.3.	Analyse en petites déformations sans l'hypothèse de déformation plane .....	47
1.7.3.	Les méthodes numériques. ....	47
1.8.	Conclusion.....	50

## **Chapitre 2 : Panorama des essais expérimentaux et comportement rhéologique des sols**

2.1.	Introduction.....	52
2.2.	Comportement rhéologique des sols.....	53
2.2.1.	Notion de loi de comportement des sols.....	53
2.2.2.	Généralités sur les modules de déformation.....	54
2.2.2.1.	Le module de cisaillement aux très faibles déformations $G_0$ .....	56
2.2.2.2.	Relations proposées dans la littérature du $G_0$ .....	58
2.2.3.	Principaux types des lois de comportement.....	62
2.2.3.1.	Comportement élastique linéaire.....	62
2.2.3.2.	Comportement élasto-plastique.....	63
2.2.3.3.	Comportement élastique non linéaire .....	67
2.3.	Détermination des modules à partir d'essais en place .....	74
2.3.1.	Essais de pénétration .....	75
2.3.1.1.	Essai de pénétration statique CPT .....	75
2.3.1.2.	Essais de pénétration dynamique .....	79
2.3.1.3.	Principales corrélations existantes ( $q_c$ et $E$ , $N$ et $E$ , $q_d$ et $E$ ). ....	82
2.3.2.	Essais de chargement.....	85
2.3.2.1.	Essai à la table et essai de plaque .....	85
2.3.2.2.	Pénétromètre latéral autoforeur (PENLAT).....	88
2.3.2.3.	Essai de plaque auto-forée .....	90
2.3.2.4.	Essai de plaque vissée.....	92
2.3.3.	Essais d'expansion.....	94
2.3.3.1.	Essais pressiométriques (Voir chapitre 1) .....	95
2.3.3.2.	Dilatromètre plat Marchetti DMT.....	95
2.3.3.3.	Essai triaxial in situ.....	97
2.3.4.	Essais sismiques ou géophysiques .....	99
2.3.4.1.	Essai de propagation d'ondes de surface (méthode SASW) .....	99
2.3.4.2.	Essai Cross-Hole .....	100
2.3.4.3.	Essai Down-Hole.....	101
2.3.4.4.	Essai sismo-cône SCPT.....	102

2.3.4.5.	Le dilatomètre sismique SDMT .....	103
2.3.4.6.	L'essai SPT sismique S-SPT.....	104
2.4.	Détermination des modules à partir des essais de laboratoire .....	105
2.4.1.	Essai triaxial de révolution.....	105
2.4.2.	Essai de chargement œdométrique.....	107
2.4.3.	Essai à la colonne résonante.....	109
2.4.4.	Essai aux éléments piézo-électriques ou bender éléments .....	111
2.5.	Synthèse des méthodes de détermination des modules de déformation.....	113
2.6.	Conclusion.....	113

### **Chapitre 3 : Conception, mise en place et étalonnage d'un nouveau pressiomètre**

3.1.	Introduction.....	116
3.2.	Enjeux, problématique et méthodologie.....	116
3.3.	Historique de l'évolution de la technologie de mesure : Etat de l'art.....	119
3.4.	Aspect mécanique de la réalisation d'un nouvel protocole pressiométrique.....	124
3.4.1	Proposition d'un modèle de conception .....	124
3.4.2	Acier utilisé pour la confection.....	125
3.5.	Matériel d'essai : choix des techniques et des outils utilisés .....	125
3.5.1	La sonde .....	125
3.5.2	Système de mesure de la déformation du sol ; Palpeur de mesure.....	126
3.5.3	Outil d'expansion : Ressort .....	126
3.5.4	Emplacement de la membrane et outil de fixation .....	126
3.5.5	Système d'application de pression .....	127
3.6.	Etalonnage du système de mesure .....	128
3.6.1	Système d'acquisition .....	128
3.6.1.1	Le boîtier USB-6000.....	128
3.6.1.2	Programme NI SignalExpress .....	130
3.6.2	Etalonnage du capteur de déplacement (effet Hall).....	131
3.6.2.1	Montage électrique du capteur à effet Hall.....	132
3.6.2.2	Méthodologie d'étalonnage du capteur à effet Hall.....	134
3.6.2.3	Evaluation de la performance du capteur à effet Hall.....	135
3.6.3	Etalonnage du capteur de pression.....	138
3.6.3.1	Montage du capteur avec L'enregistreur EV-06.....	140
3.6.3.2	Méthodologie d'étalonnage .....	140
3.7.	Conclusion .....	144

## Chapitre 4 : Validation de l'appareillage et études expérimentales

4.1. Introduction.....	146
4.2. Protocole de mesure, test et validation de la conception proposée .....	146
4.2.1. Essais en cuve.....	146
4.2.1.1. Description de la cuve et caractéristiques du sable .....	147
4.2.1.2. Essais dans sable lâche .....	148
4.2.1.3. Essais sur sable dense.....	165
4.2.2. Comparaison avec essai pressiométrique Ménard standard .....	167
4.2.3. Synthèse des résultats.....	170
4.3. Essais in situ.....	170
4.3.1. Présentation du site expérimental.....	170
4.3.1.1. Contexte géographique.....	170
4.3.1.2. Contexte géologique et géomorphologique.....	172
4.3.1.3. Contexte hydrogéologique .....	173
4.3.1.4. Contexte sismique .....	174
4.3.1.5. Pénétration dynamique.....	175
4.3.2. Réalisation du forage .....	175
4.3.3. Compagnes des reconnaissances mis en œuvre et planning expérimental.....	176
4.3.3.1. Essais au pressiomètre Ménard classique - MPMT .....	177
4.3.3.2. Essais d'expansion à vitesse de chargement constante - NPMT .....	178
4.3.3.3. Essais avec boucle de déchargement-rechargement - NPMT .....	179
4.3.3.4. Essais multi-cycle au nouvel pressiomètre - NPMT .....	180
4.3.4. Analyses et interprétations des essais au pressiomètre Ménard - MPMT .....	181
4.3.4.1. Résistance propre de la membrane.....	180
4.3.4.2. Résultats sondage SP1 .....	182
4.3.4.3. Résultats sondage SP2 .....	182
4.3.5. Analyses et interprétations des essais au pressiomètre proposé - NPMT .....	186
4.3.5.1. Essais d'expansion à vitesse de chargement constante.....	188
4.3.5.2. Essais avec boucle de déchargement-rechargement.....	195
4.3.5.3. Essais multi-cycle .....	197
4.4. Conclusion .....	199
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>202</b>
<b>RÉFÉRENCES.....</b>	<b>209</b>

# LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Historique et d'autres types de pressiomètres .....	16
Tableau 1.2 : Classification des sols à partir du coefficient d'identification $\beta$ (Amar et al., 1981). .....	31
Tableau 1.3 : L'applicabilité des pressiomètres aux conditions du sol. ....	36
Tableau 1.4 : Principales méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique .....	38
Tableau 1.5 : Travaux portant sur l'identification des paramètres d'un modèle de comportement. .....	48
Tableau 2.1 : Valeurs et équations proposées de A, F(e), et de n (Yan et Byrne, 1990).....	59
Tableau 2.2 : Valeurs du coefficient $\alpha$ d'après Sanglerat (1972) ; Bachelier et Parez (1965)....	83
Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient de Buisman selon d'autres sources.....	83
Tableau 2.4 : Coefficient $\alpha$ pour le sable (Arbaoui, 2003). ....	83
Tableau 2.5 : Corrélation de la résistance en pointe $q_c$ avec le module pressiométrique $E_M$ ....	83
Tableau 2.6 : Corrélation entre le module œdométrique $E_{oed}$ et le nombre $N_{60}$ (Bowles, 1988). 84	
Tableau 2.7 : Corrélation entre le module pressiométrique Ménard $E_M$ et le nombre du coups $N_{60}$ .....	84
Tableau 2.8 : Rapport entre $q_d$ , $q_c$ , $P_L$ et $E_M$ selon la nature et l'état des sols (Waschkowski, 1982).....	85
Tableau 2.9 : Valeur du facteur de conversion F (Lutenegger, 1988). ....	96
Tableau 2.10 : Synthèse pour les essais in situ.....	113
Tableau 2.11 : Synthèse pour les essais de laboratoire.....	113
Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques de la sonde. ....	115
Tableau 3.2 : Caractéristiques d'acier 36NiCrMo16.....	118
Tableau 3.3 : Caractéristiques du boîtier USB-6000. ....	120
Tableau 3.4 : Spécifications techniques d'aimant utilisé. ....	120
Tableau 3.5 : Spécifications techniques des capteurs. ....	135
Tableau 3.6 : Calcul de la répétabilité de capteur à effet Hall. ....	138
Tableau 3.7 : Spécifications techniques de capteur KELLER. ....	140
Tableau 3.8 : Structure typique d'un fichier consigne.....	140
Tableau 3.9 : Equations d'étalonnage. ....	142
Tableau 4.1 : Caractéristiques de sable. ....	160
Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif des essais cycliques réalisés .....	168

Tableau 4.3 : Programme de reconnaissance mis en œuvre sur le site expérimental ..... 169

# LISTES DES FIGURES

Figure 1.1 : Esquisse de pressiomètre Kögler (Baguelin et al., 1978).....	8
Figure 1.2 : a) Prototype A (1955) ; b) Prototype B (1956) (Ménard, 1955, 1957a).....	9
Figure 1.3 : Pressiomètre de type C (1957) : a) Utilisation au barrage Serre-Ponçon pour le contrôle du compactage ; b) Vue d'ensemble et schéma du principe. ....	10
Figure 1.4 : a) Pressiomètre de type D (1958) ; b) Type D à deux volumètres (1959). ....	10
Figure 1.5 : a) Vue d'ensemble pressiomètre type E (1960) ; b) Sonde type E (LCPC, 1971). .	11
Figure 1.6 : Pressiomètre type F, Contrôleur-pression-volume (1963).....	12
Figure 1.7 : a) Sonde type G démontée ; b) Détail de l'extrémité de la cellule de mesure type G (Cassan, 1988).....	13
Figure 1.8 : a) Schéma de principe du pressiomètre type G ; b) La panoplie pressiométrique de type G (Cassan, 1988). ....	13
Figure 1.9 : Ménard mini pressiomètre (1970) (Gambin, 1990).....	14
Figure 1.10 : a) Pressiomètre de type GB (1973) ; b) Type GC (1975) ; c) Type GA (1976) (Baguelin et al., 1978). ....	15
Figure 1.11 : SPAD (1992). ....	16
Figure 1.12 : PAC (1985).....	16
Figure 1.13 : Principe de l'essai pressiométrique Ménard avec forage préalable. ....	18
Figure 1.14 : a) Programme de chargement ; b) compressibilité du système ; c) essai de résistance propre à l'air libre ; d) Courbe de résultat. ....	20
Figure 1.15 : Séquence de tâche pour l'obtention des paramètres pressiométrique. ....	20
Figure 1.16 : a) Déroulement de l'essai pressiométrique Ménard avec cycle ; b) courbe résultat type (Grasson et al., 2015) .....	22
Figure 1.17 : Comparaison de l'essai pressiométrique Ménard et autoforé (Nguyen Pham, 2008). ....	23
Figure 1.18 : Schéma de principe d'un pressiomètre autoforeur et de sa mise en œuvre (Reiffsteck et al., 2002).....	24
Figure 1.19 : a) Le PAF 76 (sonde et CPV mis en œuvre à l'aide d'une sondeuse) ; b) La sonde du PAF 76 séparées en ses 3 modules : d'autoforage, de mesure et de poussée ; c) Assemblages des trois modules du PAF 76 .....	25
Figure 1.20 : Schéma de principe du module d'autoforage.....	25
Figure 1.21 : Comparaison des outils utilisés pour l'autoforage (Borel et Reiffsteck, 2006). ....	26

Figure 1.22 : Le module de mesure et ses composantes.....	26
Figure 1.23 : Description générale de l'appareil PAF 2000 (Nguyen Pham, 2008).....	28
Figure 1.24 : Les différents modules mis en place par autoforage (Baguelin et al., 1973, 1975 et 1978).....	29
Figure 1.25 : a) Courbe pressiométrique type ; b) Schéma de principe de calcul de $K_0$ en sol homogène. ....	30
Figure 1.26 : Le Pencil pressiomètre. ....	32
Figure 1.27 : Pressiomètre à déplacement total. a) Schéma de mise en place ; b) Détail de la sonde pressiométrique (Withers et al., 1986). ....	33
Figure 1.28 : Schéma de principe de l'essai de fluage au DIFLUPRESS L.D. (Zentar, 1999) ...	34
Figure 1.29 : Résultats typiques a) Pressiomètre avec forage préalable ; b) Pressiomètre autoforeur ; c) Pressiomètre à cône.....	35
Figure 1.30 : Directives pour le choix du type d'appareillage. ....	35
Figure 1.31 : a) Etat initial d'une cavité cylindrique dans un milieu infini ; b) Etat des contraintes sur un élément déformé.....	39
Figure 1.32 : Courbe contrainte-déformation assumée et réelle pour l'expansion d'une cavité cylindrique considérée comme un assemblage de cylindres (Ladanyi, 1972) .....	43
Figure 1.33 : Variation réelle et assumée de la résistance mobilisée $q$ avec le rayon $r$ et variation résultante de la contrainte radiale totale $\sigma_r$ (Ladanyi, 1972).....	43
Figure 2.1 : Courbe contraintes-déformations type pour les sols (Ali, 2010). ....	53
Figure 2.2 : Courbe contrainte-déformation et définition des différents modules (Nguyen Pham, 2008).....	55
Figure 2.3 : Variation du module de cisaillement $G$ avec les déformations (Kagawa, 1992). ....	56
Figure 2.4 : Variation des paramètres $G$ et $D$ avec la distorsion $\gamma$ . ....	57
Figure 2.5 : Influence de la plasticité $I_p$ sur les variations du module de cisaillement d'après Vucetic et Dobry (1991).....	57
Figure 2.6 : Comparaison des modules $G_{max}$ obtenus par les relations empiriques et les résultats d'essais sur le sable (Yan et Byrne, 1990).....	60
Figure 2.7 : Loi de comportement élastique linéaire (Nguyen, 2008). ....	63
Figure 2.8 : a) Courbes déviateur – déformation axiale ; b) Courbes déformation volumique – déformation axiale pour la loi élastique linéaire parfaitement plastique.....	65
Figure 2.9 : Loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (Nguyen Pham, 2008).....	65
Figure 2.10 : Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la déformation (Nguyen Pham, 2008).....	67

Figure 2.11 : a) Illustration des paramètres de la loi Hardin et Drnevich (1972) ; b) Évolution du module de cisaillement sécant d'après Hardin et Drnevich (1972).....	71
Figure 2.12 : Influence de f et g d'après Fahey et Carter (1993) ; a) Module de cisaillement sécant ; b) Module de cisaillement tangent (Coquillay, 2005). .....	72
Figure 2.13 : Courbes de réduction du module qui englobent les résultats d'Ishibashi et Zhang (1993), Vucetic et Dobry (1991) et Santos et Gomes Correia (2000).....	74
Figure 2.14 : Schéma représentatif des essais in-situ (Mayne et al., 2009). .....	75
Figure 2.15 : Pénétrömètre statique CPT, a) Principe, b) Piézocône (Lunne et al., 1997). .....	76
Figure 2.16 : Amélioration de l'appareillage d'essai de déformabilité : a) Acquisition mécanique des déplacements (Zhou, 1997) ; b) Acquisition électronique (Arbaoui, 2003). .....	77
Figure 2.17 : Vue d'ensemble du matériel de l'essai de chargement de pointe utilisé par Ali (2010).....	78
Figure 2.18 : a) Principe de l'essai de chargement de point ; b) courbe monotone type. ....	79
Figure 2.19 : Principe d'un pénétromètre dynamique (Ali, 2010). .....	80
Figure 2.20 : Principe du pénétromètre dynamique PANDA et exemples de pénétrogrammes obtenus (Benz-Navarrete, 2009). .....	81
Figure 2.21 : Schéma de principe du l'essai de pénétration standard. ....	82
Figure 2.22 : a) Essai à la table en fond de puits ; b) courbe pression-tassement type (BTP, 1956).....	86
Figure 2.23 : Essai de chargement à la plaque (Monnet, 2015).....	87
Figure 2.24 : Courbe pression-déplacement d'un essai de plaque. ....	87
Figure 2.25 : Pénétrömètre latéral, a) Prototype du pénétromètre latéral avec son poinçon en position sortie ; b) Schéma de principe du pénétromètre latéral (Baguelin et al., 1978).....	88
Figure 2.26 : Courbe de poinçonnement type et définition des caractéristiques mesurées. ....	89
Figure 2.27 : Instrument de Mori (1983), a) Schéma de principe ; b) Schéma des couteaux constituant en position rentrée une plaque rigide.....	90
Figure 2.28 : Courbe pression-déplacement relatif pour le sable testé avec différentes techniques d'essai (Mori, 1983).....	91
Figure 2.29 : a) Compresseomètre de chantier ; b) Courbe pression-tassement et détermination de module pour l'essai au compresseomètre de chantier (Janbu et Senneset, 1973). ....	92
Figure 2.30 : Essais au laboratoire de plaque vissée d'après Brown (1995), a) et b) Instrumentation ; c) Courbes expérimentales types. ....	93
Figure 2.31 : Essai de plaque vissée selon Kay et Mitchell (1980), a) Appareillage (plaque de 88 mm de diamètre) ; b) Courbe type contrainte-tassement.....	94
Figure 2.32 : Equipement dilatomètre Marchetti, a) L'unité de contrôle ; b) La lame DMT (Marchetti et Monaco, 2004).....	95

Figure 2.33 : Essai triaxial in situ : brevet Ishibashi, brevet Fukushima, brevet CRIEPI (d'après Tani, 1999).	98
Figure 2.34 : Essai triaxial in situ : brevet LCPC (Reiffsteck, 2004).	99
Figure 2.35 : Schéma simplifié du dispositif de mesure dans la méthode SASW.	100
Figure 2.36 : Schéma de réalisation de l'essai Cross-Hole.	101
Figure 2.37 : Schéma d'un essai down-hole et enregistrement (Nguyen Pham, 2008).	102
Figure 2.38 : Schéma d'un essai sismo-cône et paramètres mesurés.	102
Figure 2.39 : Vue des principaux éléments du SDMT.	103
<i>Figure 2.40 : Exemple de deux sondages SDMT dans les argiles de Fiumicino (Marchetti, 2014).</i>	104
<i>Figure 2.41 : Représentation d'un essai S-SPT et d'un trajet d'ondes sismiques réfractées.</i>	104
Figure 2.42 : Schéma de principe d'une cellule triaxiale.	106
Figure 2.43 : Contraintes et déformations dans une éprouvette à l'appareil triaxial.	107
Figure 2.44 : Principe de l'essai œdométrique et une coupe schématisée d'un moule œdométrique.	107
Figure 2.45 : Courbe de compressibilité à l'œdomètre.	108
Figure 2.46 : Essai à la colonne résonante.	110
Figure 2.47 : Mode de sollicitation d'un essai à la colonne résonante.	110
Figure 2.48 : Schéma de principe du dispositif « bender éléments ».	112
Figure 3.1 : Zones d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation (Reiffsteck, 2002).	113
Figure 3.2 : Dilatomètre MEDERATEC.	113
Figure 3.3 : Pressiomètre autoforeur Cambridge in situ.	118
Figure 3.4 : Essai triaxial in situ (1 corps, 2 membrane, 3 chapeau, 4 piston, 5 capteur de force, 6 capteur de déplacement, 7 capteur de pression, 8 tresse coupante, 9 outil de désagrégation) (Reiffsteck et Borel, 2002).	118
Figure 3.5 : Description générale de l'appareil PAF 2000. (Nguyen Pham, 2008).	119
Figure 3.6 : Corps de la sonde pressiométrique : a) vue schématique SolidWorks ; b) vue réelle.	120
Figure 3.7 : Ressort de torsion.	124
Figure 3.8 : La sonde assemblée avec la membrane.	125
Figure 3.9 : Bouteille d'azote.	128
Figure 3.10 : Eléments d'un système d'acquisition de données.	130
Figure 3.11 : Boîtier d'acquisition de données USB-6000.	131
Figure 3.12 : Interface logiciel NI SignalExpress.	132
Figure 3.13 : Aimant disque utilisé.	133

Figure 3.14 : Schéma électronique d'un capteur à effet Hall.....	134
Figure 3.15 : Capteur à effet Hall type Honeywell.....	135
Figure 3.16 : Montage capteur à effet Hall.....	136
Figure 3.17 : Exemple d'acquisition de mesure avec le logiciel NI SignalExpress. ....	137
Figure 3.18 : Effet des capteurs SS94A1F et SS94A2 sur la mesure. ....	138
Figure 3.19: Courbe d'étalonnage du capteur à effet Hall à plusieurs tensions.....	140
Figure 3.20 : Influence de la polarisation magnétique sur la réponse du capteur.....	141
Figure 3.21 : Test de reproductibilité pour la configuration choisie. ....	142
Figure 3.22 : Capteur de pression KELLER utilisé et régulateur numérique EV-6.....	143
Figure 3.23 : Raccordement de capteur de pression. ....	144
Figure 3.24: Montage du capteur de pression. ....	145
Figure 3.25 : Matériel type Jean Lutz.....	146
Figure 3.26: Capture d'écran du programme de pilotage PREVO. ....	146
Figure 3.27 : Courbe d'étalonnage du capteur de pression. ....	147
Figure 4.1 : Vue générale de poste de travail. ....	147
Figure 4.2 : Cuve à sable utilisée pour les essais.....	148
Figure 4.3 : Courbe granulométrique du sable de Seine.....	149
Figure 4.4 : Essai PANDA 3® dans la cuve de sable.....	150
Figure 4.5 : Vue d'ensemble du PANDA 3®. ....	151
Figure 4.6 : Variation de la résistance dynamique en fonction de la profondeur. ....	152
Figure 4.7 : Procédure de chargement monotone selon la norme NF EN ISO 22476-4.....	152
Figure 4.8 : Photo de la sonde pressiométrique pendant la phase d'étalonnage. ....	152
Figure 4.9 : Courbe d'étalonnage de la sonde. ....	153
Figure 4.10 : Résultats des essais monotones selon la norme NF EN ISO 22476-4. Courbes brutes. ....	154
Figure 4.11 : Résultats des essais monotones selon la norme NF EN ISO 22476-4. Courbes corrigées. ....	155
Figure 4.12 : Dégradation du module de cisaillement. (a) Essai 3 ; (b) Essai 4 et (c) Essai 6. ....	156
Figure 4.13 : Procédure de chargement continu proposé. ....	157
Figure 4.14 : Résultats bruts d'essais monotone chargement continu cas sable lâche.....	158
Figure 4.15 : Résultats corrigés d'essais monotone chargement continu cas sable lâche. ....	159
Figure 4.16 : Evolution des modules de cisaillement G avec la déformation de la cavité.....	160
Figure 4.17 : Incohérence entre signal de pression consigne et signal de pression asservie. Cas de Chargement mono-cycle. ....	161
Figure 4.18 : Courbe brute et corrigée d'essai mono cycle.....	162
Figure 4.19 : Cohérence entre signal de pression consigne et signal de pression asservie....	163

Figure 4.20 : Résultat d'essai après réglage du problème d'asservissement. ....	164
Figure 4.21 : Capture d'écran de pilotage des essais pressiométriques cycliques. ....	166
Figure 4.22 : Consigne de chargement cyclique pour multiple valeurs de $\Delta P_{cycl}$ . ....	167
Figure 4.23 : Comparaison du signal de consigne et de mesure en pression. ....	168
Figure 4.24 : (a) Courbe de la variation de déformation au cours du temps, (b) Courbe pression-déformation pour la demi-amplitude 0,08 bar. ....	168
Figure 4.25 : (a) Courbe de la variation de déformation au cours du temps. (b) Courbe pression-déformation pour la demi-amplitude 0,50 bar. ....	169
Figure 4.26 : Résultats des essais multi-cycles. Courbes brutes ....	170
Figure 4.27 : Résultats des essais multi-cycles. Courbes corrigées ....	170
Figure 4.28 : Calcul des modules des cycles. ....	171
Figure 4.29 : Utilisation d'une tarière à main pour la mise en place de la sonde. ....	171
Figure 4.30 : Comparaison signal consigne et valeur asservie. ....	172
Figure 4.31 : Résultats des essais monotones sur le sable dense. Courbes brutes. ....	173
Figure 4.32 : Résultats des essais monotones sur le sable dense. Courbes corrigées. ....	173
Figure 4.33 : Résultats de dégradation du module de cisaillement. (a) essai 1, (b) essai 2, (c) essai 3 et (d) essai 4. ....	174
Figure 4.34 : Vue globale du poste de travail des essais classique Ménard. ....	175
Figure 4.35 : Courbe d'étalonnage de la gaine en caoutchouc. ....	176
Figure 4.36 : Courbes pressions-volumes des essais classiques Ménard. ....	177
Figure 4.37 : Comparaison entre module de cisaillement déterminé par le pressiomètre développé et celle de Ménard classique. ....	178
Figure 4.38 : Situation géographique de la zone d'étude. ....	179
Figure 4.39 : Photos du site expérimental de Chetouane. ....	180
Figure 4.40 : Extrait de la carte géologique du groupement TLEMCEN-MANSOURAH-CHETOUANE au 1/50 000 <sup>ème</sup> , (Aissa mamoune, 2002). ....	181
Figure 4.41 : Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après RPA, 2003). ....	182
Figure 4.42 : Profil pénétrométrique de la zone d'étude. ....	183
Figure 4.43 : Machine de forage employée dans le cadre des expériences géotechniques in situ. ....	184
Figure 4.44 : Différentes couches des sols rencontrés. ....	185
Figure 4.45 : Schéma d'implantation des sondages. ....	186
Figure 4.46 : Programme de chargement selon la norme NF EN ISO 22476-4. ....	186
Figure 4.47 : Procédure d'essais d'expansion à vitesse de chargement constante. ....	186
Figure 4.48 : Procédure d'essai pressiométrique avec boucle de déchargement-rechargement. ....	187

Figure 4.49 : Exemple d'essais pressiométriques avec boucles de déchargement-rechargement réalisés au pressiomètre autoforeur (Wroth, 1982).....	188
Figure 4.50 : Définition des paramètres de la sollicitation cyclique pressiométrique .....	189
Figure 4.51 : Matériel pressiométrique Ménard classique utilisé pour le site de Tlemcen .....	190
Figure 4.52 : Réalisation d'un essai de résistance propre de la membrane et sa courbe obtenue. ....	191
Figure 4.53 : Courbe pressiométrique Ménard type - exemple pour calculer les paramètres pressiométriques.....	192
Figure 4.54 : Courbes pressiométriques Ménard brutes .....	192
Figure 4.55 : Courbes pressiométriques Ménard corrigées .....	192
Figure 4.56 : Courbes d'évolution des modules de cisaillement en fonction de la déformation, sondage SP1.....	193
Figure 4.57 : Courbes pressiométriques Ménard brutes .....	193
Figure 4.58 : Courbes pressiométriques Ménard corrigées .....	194
Figure 4.59 : Courbes d'évolution des modules de cisaillement en fonction de la déformation, sondage SP2.....	195
Figure 4.60 : Vue de la mise en œuvre de l'appareillage sur le site .....	196
Figure 4.61 : a) Sonde pressiométrique assemblée et connectée au boîtier d'acquisition ; b) Insertion de la sonde pressiométrique à la profondeur d'essai .....	197
Figure 4.62 : Courbes pressiométriques brutes obtenus dans le sondage SP3 .....	198
Figure 4.63 : Courbes pressiométriques brutes obtenus dans le sondage SP4 .....	198
Figure 4.64 : Comparaison du signal de consigne et de la mesure pour le cas de chargement continu à vitesse constante. ....	199
Figure 4.65 : Courbes pressiométriques corrigées obtenus dans le sondage SP3 .....	199
Figure 4.66 : Courbes pressiométriques corrigées obtenus dans le sondage SP4 .....	199
Figure 4.67 : Courbe d'expansion type d'un essai pressiométrique avec forage préalable .....	199
Figure 4.68 : Agrandissement d'échelle des résultats d'essais de sondage SP3 et méthode de détermination de la contrainte horizontale totale in situ $\sigma_{h0}$ .....	199
Figure 4.69 : Profil de contrainte horizontale totale in situ et comparaison des résultats au pressiomètre Ménard et pressiomètre développé – site de Tlemcen .....	200
Figure 4.70 : Variation du coefficient $K_0$ avec la profondeur - comparaison avec pressiomètre Ménard classique. ....	200
Figure 4.71 : Courbes de dégradation des modules de cisaillement en fonction de la déformation du sol, sondage SP3. ....	200
Figure 4.72 : Courbes de dégradation des modules de cisaillement en fonction de la déformation, sondage SP4. ....	174

Figure 4.73 : Courbe pressiométrique corrigée avec boucle de déchargement-rechargement obtenu dans le sondage SP 5-2. ....	201
Figure 4.74 : Boucle de déchargement-rechargement montrant les lignes pour calculer le $G_u$ , $G_r$ et $G_{ur}$ . ....	202
Figure 4.75 : Résultat typique d'un essai multi-cycles effectué avec le nouvel appareillage pressiométrique, site de Tlemcen.....	202
Figure 4.76 : (a) Comparaison du signal de consigne et de la mesure en pression, (b) Zoom de la première partie. ....	202

# **Introduction générale**

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

## 1. Contexte

L'élaboration d'un modèle géotechnique est une étape indispensable et cruciale dans la réalisation des études géotechniques. Ce modèle synthétise la représentation que se fait l'ingénieur géotechnicien des familles de matériaux géologiques et géotechniques, de leurs agencements géométriques et de leurs propriétés mécaniques. Autrement dit, la reconnaissance du sol se traduit par l'élaboration d'un modèle géotechnique qui trouve son application dans le modèle de calcul. Le but de cette reconnaissance géotechnique est de rendre ce modèle fiable, précis, et le plus complet possible afin de permettre une conception de l'ouvrage qui soit la plus sûre possible.

Des erreurs ou des insuffisances dans un modèle géotechnique peut amener à des erreurs de conception, puis des désordres très graves sur les ouvrages. Il est donc essentiel d'améliorer les modèles géotechniques tant par le développement de nouvelles méthodes de mesures des caractéristiques des sols (notamment en place), que par l'établissement de nouvelles lois de rhéologie des sols plus précises et plus représentatives et par la mise en œuvre de méthodes, méthodologies et outils d'aide à la conception de ces modèles.

La compréhension du comportement des sols joue également un rôle croissant dans les études géotechniques. Cette maîtrise suppose une estimation fiable et pertinente des caractéristiques de déformabilité et de résistance des sols. Actuellement, deux voies principales sont offertes pour l'obtention des paramètres mécaniques des sols ; soit en laboratoire, sur des éprouvettes prélevées sur le terrain, ou des essais réalisés directement sur le sol en place. Dans l'état actuel des techniques, les résultats de ces essais ne sont pas toujours satisfaisants :

- ❖ La voie des essais de laboratoire souvent lente et généralement coûteuse. La qualité de ces essais dépend du prélèvement d'échantillons représentatifs, dont les conditions sont plus ou

moins satisfaisantes selon les types de sols. La polyvalence des essais en laboratoire et la maîtrise des conditions d'essais (géométrie, chemin de chargement...), en font un élément essentiel de la compréhension du comportement du sol ;

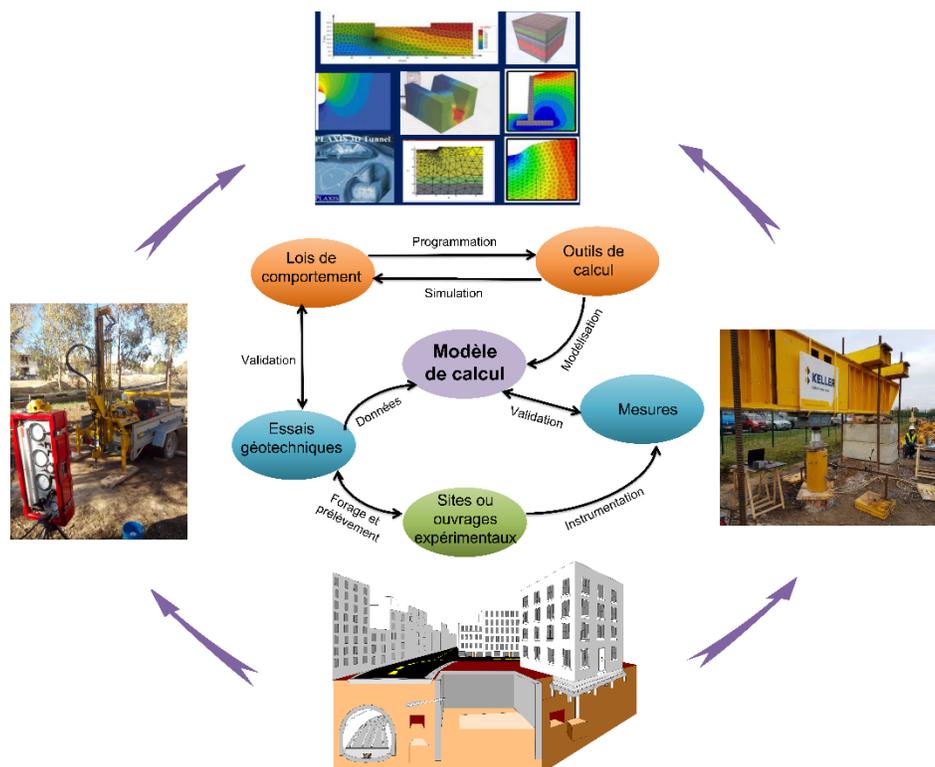
- ❖ La voie des essais en place nécessite un matériel le plus souvent encombrant et parfois lourd. Ces essais ont été conçus pour fournir des paramètres de résistance plus que des paramètres de déformabilité. Ils ne donnent en général qu'une idée approximative de la déformabilité des sols.

Toutefois, il est certain qu'avec le développement de nouveaux dispositifs expérimentaux, couplés à des outils électroniques et informatiques de plus en plus sophistiqués, pour l'acquisition automatique des données et le contrôle du déroulement des essais, d'une part, et l'amélioration des procédures expérimentales et du traitement des résultats, d'autre part, il sera possible de remédier à certains inconvénients cités ci-dessus et d'éviter beaucoup des difficultés rencontrées dans chaque groupe d'essais, ce qui pourrait permettre d'améliorer la connaissance des lois de comportement des sols en place et en laboratoire et de poursuivre la validation des modèles numériques correspondants.

## **2. Problématique et objectifs de la thèse**

L'ingénieur géotechnicien est aujourd'hui confronté à des problèmes difficiles dans le dimensionnement de certains ouvrages de grande importance sollicités en petites déformations (centrales nucléaires, ouvrages en site urbain, barrages, tunnels, plates-formes,...). Il s'agit par exemple de déformations dues à des sollicitations de type dynamiques (séismes, vibrations dues à des machines tournantes) ou de déformations dues à des charges statiques en des points suffisamment éloignés du point d'application de ces charges. Le calcul aux éléments finis permet d'aborder ces problèmes, mais sa mise en œuvre pratique reste freinée par le manque de fiabilité dans la détermination des paramètres de sol. Dans la pratique courante, les essais en place ce sont utilisés intensivement pour l'obtention de paramètres appropriés caractérisant la rupture et la déformabilité des sols. Cependant ces méthodes ne donnent pas directement des valeurs de modules mécaniques et de plus, se révèlent onéreuses et ne fournissent que des informations ponctuelles. Afin de connaître le comportement du sol, quelle que soit la sollicitation à laquelle il sera soumis, il s'avère nécessaire une connaissance plus précise du module de cisaillement  $G$  avec sa dégradation en fonction de la déformation, ce qui devrait faciliter l'optimisation du dimensionnement des ouvrages et ensuite de réussir à les modéliser de manière réaliste en contexte sismique ou dynamique.

Devant ces constatations, l'objectif de ce travail de thèse consiste en l'établissement des courbes de dégradation du module de cisaillement  $G$  dans les différentes plages de déformations par le biais du développement et de concevoir d'une nouvelle génération d'appareil pressiométrique. Il s'agit d'un nouveau prototype expérimental qu'a été développé sous collaboration entre le Département de Génie Civil de l'université Abou Bekr Belkaïd (Tlemcen) et Institut Français des Sciences et Technologies des Transport, l'Aménagement et Réseaux (IFSTTAR-France). Ce pressiomètre permettant de réaliser sur des sols en place des essais dans des conditions contrôlées avec comme objectif premier est de fournir une information plus riche au niveau des petites déformations. Cet appareil a été testé sur un site expérimental à Tlemcen pour valider les technologies mises en œuvre par comparaison avec des campagnes d'essais au pressiomètre Ménard classique. Ce travail de thèse consiste à améliorer les lois de comportement mécanique des sols naturels et les méthodes d'obtention des paramètres, qui sont deux maillons essentiels dans la démarche de conception des modèles géotechniques (voir illustration).



Cycle de recherche pour l'amélioration du modèle géotechnique.

### **3. Plan du mémoire**

Le manuscrit de thèse est conçu de la façon suivante :

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique de base présentant l'essai pressiométrique. Après un bref historique de la pressiométrie et de l'évolution du matériel, sont présentées les différents types d'équipements pressiométrique et les méthodes d'interprétation utilisées pour exploiter cet essai.

Le deuxième chapitre destiné à faire le point sur les éléments essentiels concernant la rhéologie des sols et sur les principaux types de lois de comportement actuellement utilisés pour modéliser le comportement mécanique des sols. On met en particulier l'accent sur les différentes méthodes expérimentales de mécanique des sols in situ et en laboratoire, permettant la caractérisation de la déformabilité des sols.

Le troisième chapitre donne une description détaillée du dispositif proposé, incluant son développement en précisant les améliorations apportées au cours de cette étude. Les différents composants de l'appareil ainsi que son principe de fonctionnement et de mesure sont présentés dans ce chapitre avec une explication détaillée des méthodes d'acquisition des données. Une attention considérable est accordée aux étalonnages nécessaires.

Le quatrième chapitre présente l'ensemble des essais de validation du nouvel appareillage pressiométrique avec d'une part la réalisation d'une série d'essais en chambre d'étalonnage en laboratoire et d'autre part la réalisation d'essais in-situ. Le site expérimental utilisé au cours de ce travail, et une synthèse des résultats globaux obtenus est présentée dans le présent chapitre. Cette synthèse est suivie d'une analyse des résultats et une discussion détaillée. Des études comparatives ont été également menées, et permettent de situer l'appareillage proposé.

Finalement, cette thèse se termine par une conclusion générale dresse les avantages de cet essai, et récapitule ce qui peut être retenu des différents chapitres. Cette conclusion est complétée par des perspectives et des pistes qui devraient être envisagées pour la suite de ce travail.

# **Chapitre 1**

**Eléments bibliographiques de base  
présentant l'essai pressiométrique**

## 1.1. Introduction

La caractérisation du comportement des massifs naturels nécessite la réalisation d'essais mécaniques in situ et en laboratoire. L'utilisation des essais de reconnaissance des sols en place connaissant un développement important dans le monde, sans nier l'intérêt théorique de certains appareils, on peut penser que c'est surtout l'aspect pratique qui a favorisé cette branche de mécanique des sols. Un des grands avantages de ces essais permettent de s'affranchir des difficultés de prélèvement, de transport et de conservation des échantillons de sols.

Parmi ces essais in-situ, le pressiomètre est aujourd'hui couramment utilisé, capable de répondre aux exigences d'un remaniement faible ou contrôlé (par le mode opératoire), d'une utilisation simple et d'une bonne répétabilité. De plus, par rapport à tous les autres essais in situ, l'essai pressiométrique peut être interprété théoriquement de manière aisée. Le chargement appliqué au cours de l'essai (expansion de la cellule), la géométrie de l'appareil et les conditions aux limites du problème rendent relativement simple le problème théorique à résoudre, pour un milieu homogène.

Ce chapitre de caractère bibliographique comporte une synthèse de l'évolution de pressiomètre de point de vue matériel, les différents appareils existants et les limites de chaque matériel. Le chapitre comporte aussi l'aspect théorique de pressiomètre sous forme des équations décrivant l'états de contraintes et de déformations sollicitant le milieu avoisinant en tenant en compte de la géométrie de la sonde, de chargement et des conditions aux limites.

Un recensement des méthodes d'interprétations et l'utilisation de pressiomètre dans le cadre de vérification des ouvrages géotechniques est présenté en détail. Ce chapitre se termine par une conclusion relative aux points évoqués ci-dessus.

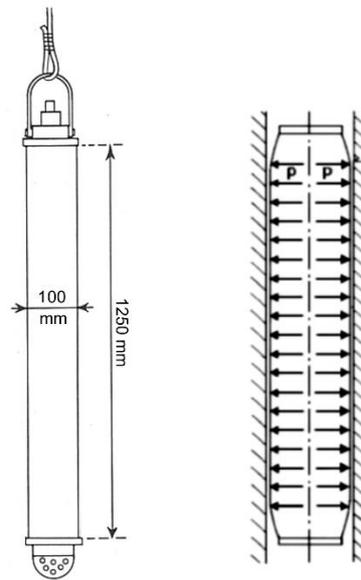
## 1.2. Historique et évolution du pressiomètre Ménard : technologie et matériel

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater une sonde cylindrique dans le terrain, ce qui permet de déterminer une relation pression-déformation de laquelle on déduit les caractéristiques mécaniques du sol nécessaires au calcul des ouvrages. Les premières tentatives de réalisation des essais d'expansion cylindrique dans les sols en place ont été réalisées par l'ingénieur Allemand Kögler en 1933 (Kögler, 1933). Il s'agissait d'une sonde monocellulaire gonflée par une pression de gaz (Figure 1.1). Cependant cet appareillage ingénieux n'eut pas les suites qu'il méritait et tomba rapidement dans l'oubli (Schlosser, 1977).

C'est Le 19 janvier 1955 à 15h6mn Louis-François-Auguste Ménard, ingénieur civil des ponts et chaussées dépose à Paris un brevet d'invention N° 1.117.983 commençant par :

*« La présente invention concerne un appareil dénommé « pressiomètre » destiné à l'expérimentation d'un terrain in situ en vue de la détermination subséquente des caractéristiques principales de ce terrain, (...). Selon l'invention, le principe de*

*l'expérimentation in situ consiste à introduire dans un trou de sondage à des profondeurs échelonnées, une cellule cylindrique déformable diamétralement, de diamètre correspondant à celui du trou de sondage et sans réaction élastique propre, que l'on gonfle à la demande et conformément à un programme « pression-temps » approprié, avec un fluide incompressible. » (Ménard, 1955).*



**Figure 1.1 : Esquisse de pressiomètre Kögler (Baguelin et al., 1978).**

Ménard a en effet repensé le pressiomètre tel que Kögler l'avait imaginé. Il avait remarqué lors d'un stage dans une entreprise de génie civil, qu'il n'existait pas de méthode à la fois fiable et peu précieuse pour déterminer les propriétés de réponse d'un sol à un chargement (Gambin, 1990). Il pensa qu'un moyen simple était de mesurer la résistance à l'expansion d'une sonde dans le sol. Ce fut le point de départ du pressiomètre et de travaux importants qui se poursuivent encore aujourd'hui.

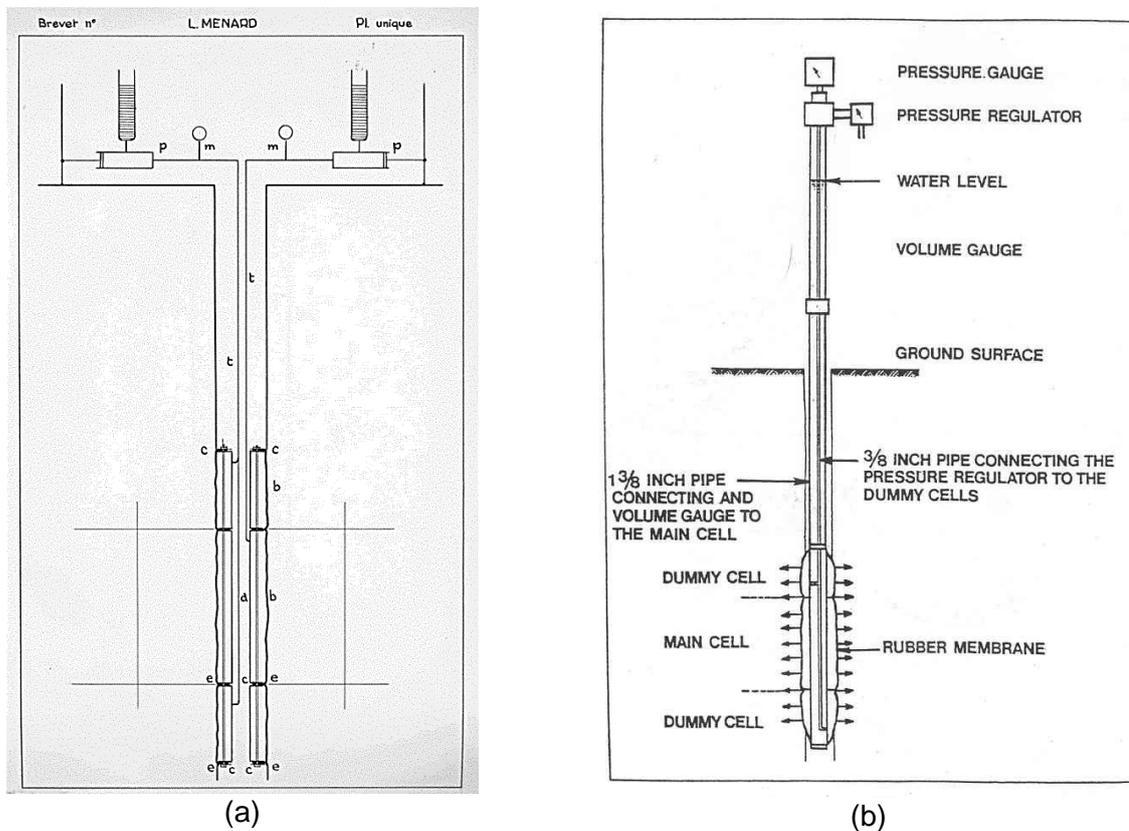
La conception du prototype du Ménard est en différente avec celle du Kögler : la sonde est tri-cellulaire, les cellules situées en dessus et en dessous de la cellule centrale s'appellent « cellules de garde », ont pour objet de protéger la cellule centrale « cellule de mesure » des perturbations aux limites provoquées par la taille finie de l'appareil. En plus l'une des difficultés posées par l'appareil de Kögler était de mesurer la variation de volume de la sonde, gonflée au gaz. Louis Ménard adopta pour une pression d'eau permettant de mesurer simplement le volume d'eau injecté dans la sonde tout au long de l'essai. La sonde est reliée à un contrôleur pression-volume situé à la surface du sol. En outre, comme le corps de sonde est métallique, on suppose que la variation de volume du pressiomètre est due à une variation uniforme du diamètre de la cellule de mesure (Zentar, 1999).

Depuis l'invention du pressiomètre par Louis Ménard, les essais pressiométriques et leur application aux problèmes du génie civil se sont considérablement développés dans le monde et

plus particulièrement en France, pays d'origine de son brillant inventeur, plusieurs générations d'appareils ont vu le jour depuis les deux premiers prototypes désignés par A (1955) et B (1956) (Gambin, 1990).

Le prototype A, celui du brevet (Figure 1.2 a) comportait deux pompes et deux volumètres car les cellules de garde étaient gonflées à l'eau, et il nécessitait un forage de 140 mm de diamètre (Ménard, 1955).

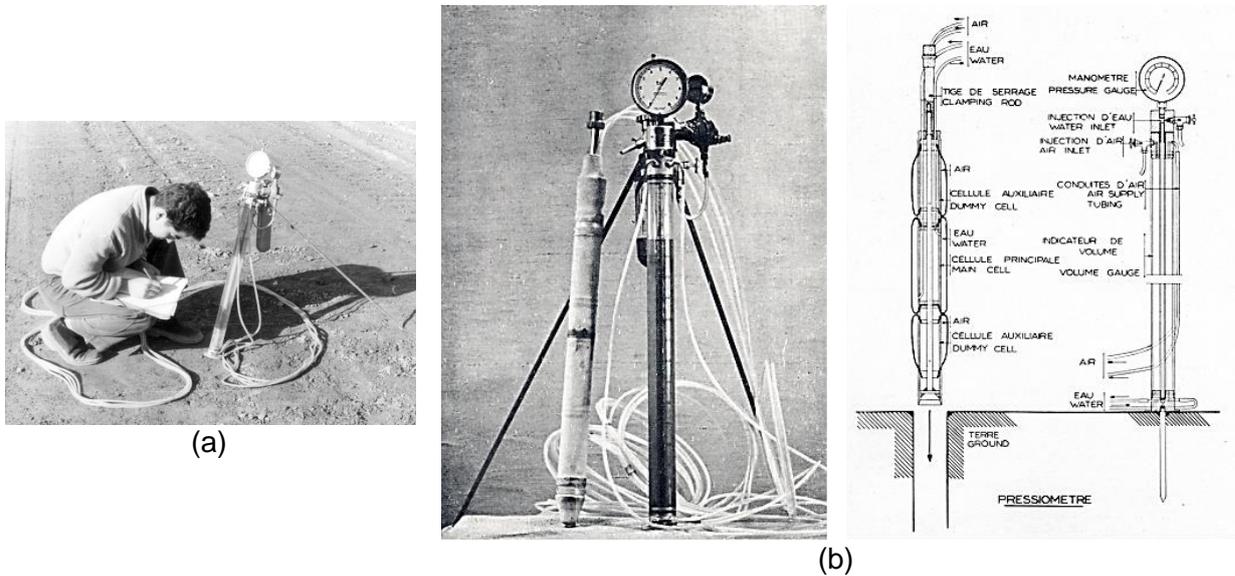
Le prototype B, constituait une amélioration du précédent puisqu' il ne comportait qu'un seul volumètre fixe dans le prolongement du tube métallique à la base duquel se trouvait la sonde pressiométrique (Figure 1.2 b), ce nouveau prototype ne nécessitait plus que des forages de l'ordre de 50 mm de diamètre environ, mais il restait relativement peu maniable (Ménard, 1957a).



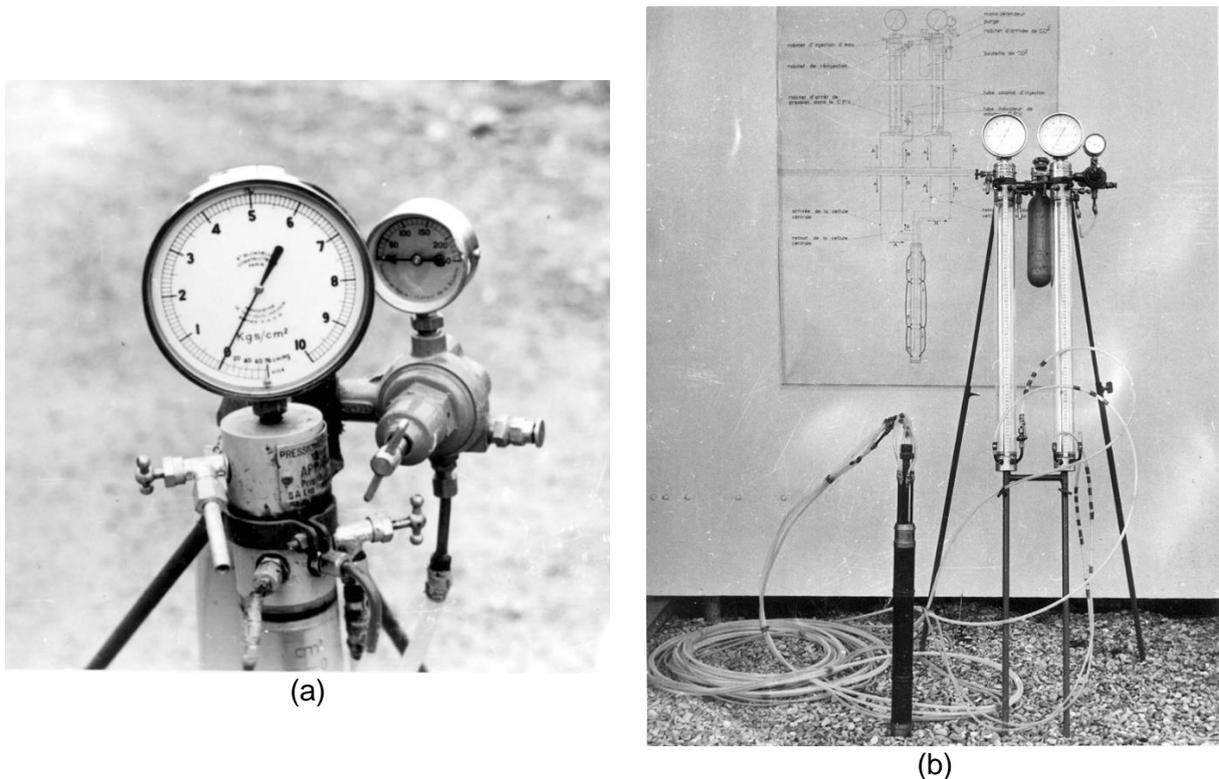
**Figure 1.2 : a) Prototype A (1955) ; b) Prototype B (1956) (Ménard, 1955, 1957a).**

Les premières générations véritablement opérationnelles sont celles des types C et D munis de volumétries en matière translucide et à lecture directe. Le pressiomètre de type C (Figure 1.3), mis en service en 1957, beaucoup plus léger et maniable, n'a toutefois pas eu une longue existence, car très rapidement les utilisateurs se sont aperçus que les embouts en aluminium de la volumétrie étaient relativement poreux. C'est pourquoi, dès 1958, fut lancée la série des pressiomètre de type D (Figure 1.4 a), ces appareils permettaient d'atteindre des profondeurs d'environ 12 mètres et des pressions de 1 MPa (Amar et al., 1991). Dans la même

série, une variante à deux volumétries a été mise en service en 1959, pour des profondeurs supérieures à 12 m, mais elle n'a pas eu un grand développement (Figure 1.4 b).



**Figure 1.3 : Pressiomètre de type C (1957) : a) Utilisation au barrage Serre-Ponçon pour le contrôle du compactage ; b) Vue d'ensemble et schéma du principe.**



**Figure 1.4 : a) Pressiomètre de type D (1958) ; b) Type D à deux volumètres (1959).**

En 1960, Louis Ménard a mis au point une nouvelle génération, le type E (Figure 1.5 a), qui conservait toutes les améliorations du type D mais qui, grâce au renforcement de certains éléments en particulier la conception du volumètre en acier avec un tube de lecture latéral,

permettait d'atteindre des pressions de 3 MPa avec une précision de lecture de 1/100 cm<sup>3</sup> (Jézéquel et al., 1968).

Au courant de l'année 1961, une nouvelle amélioration portant sur le renforcement des embouts du volumètre a permis d'atteindre des pressions de 10 MPa avec l'air comprimé ou l'azote. Il faut toutefois bien reconnaître que, dans la pratique, on dépassait rarement 8 MPa compte tenu des éclatements fréquents des gaines et des membranes. Ces pressiomètres de type E étaient caractérisés par une sonde de mesure qui, comme les précédentes, comportait trois cellules indépendantes (Figure 1.5 b), chacune étant isolée des autres par une membrane très souple et les deux cellules de garde étant alimentées par un gaz comprimé. L'ensemble de ces trois cellules était protégé par une gaine déformable unique. Ces sondes existaient en plusieurs diamètres :

- ❖ 60 mm mises en service en 1957 ;
- ❖ 80 mm et 100 mm (1958) ;
- ❖ 44 mm (1959) ;
- ❖ 76 mm mises en service en 1960.

Les sondes de diamètre 44 mm pouvaient être mises en place par battage d'un train de tubes de diamètre 47/60 mm dont le tube inférieur, contenant la sonde était dilatable grâce à des fentes longitudinales. Ce tube est appelé « tube fendu » ou « tube lanterné ».

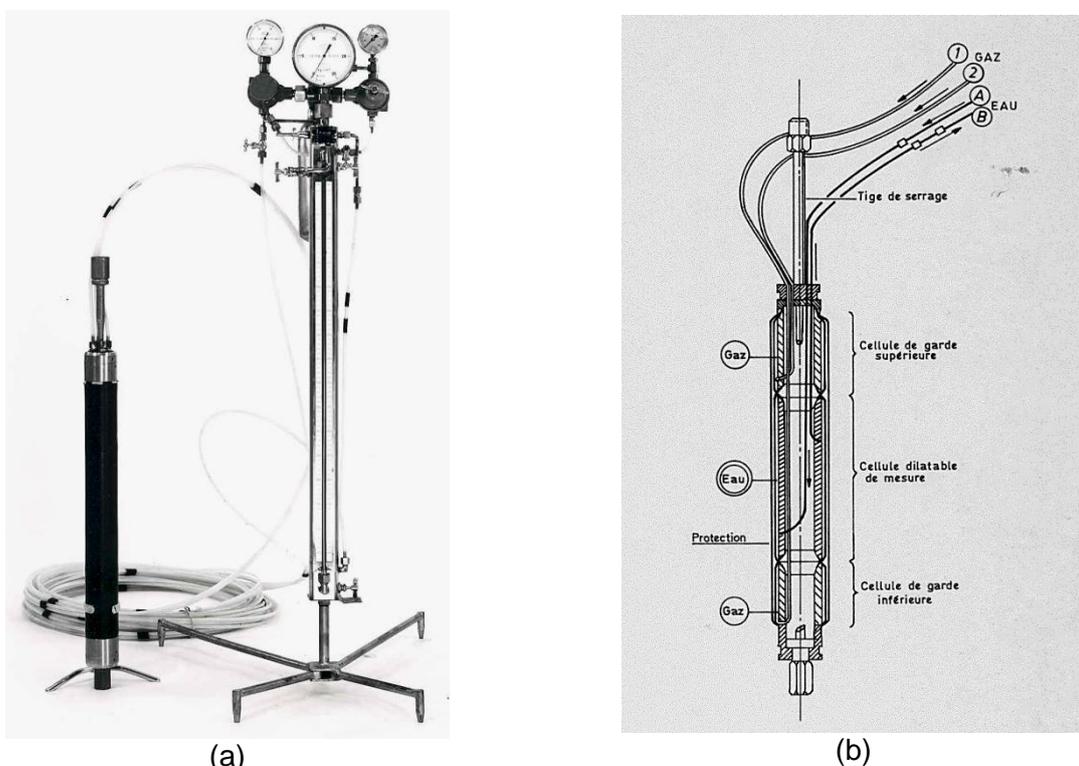
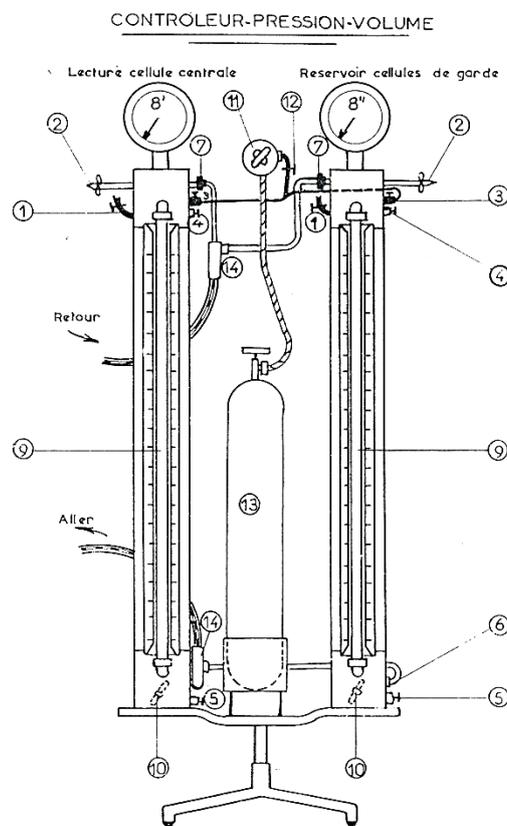


Figure 1.5 : a) Vue d'ensemble pressiomètre type E (1960) ; b) Sonde type E (LCPC, 1971).

En 1963, a été mis au point un pressiomètre de type F (Figure 1.6) qui, pour améliorer la précision des mesures du type E, présentait les modifications suivantes :

- ❖ Adjonction, à la base de l'ensemble volumétrique, d'un by-pass qui permettait d'isoler le volumètre principal du tube de lecture, ce dernier fonctionnant alors comme un micro-volumètre ;
- ❖ Cellules de garde gonflées à l'eau d'où présence d'un deuxième volumètre (Figure 1.4 b)
- ❖ Les tubes d'alimentation de la cellule de mesure et des cellules de garde qui, dans les appareils précédents étaient formés de deux tubes souples indépendants, deviennent coaxiaux.

Ces dispositions permettaient, selon Louis Ménard, d'améliorer la précision des mesures.



**Figure 1.6 : Pressiomètre type F, Contrôleur-pression-volume (1963).**

Mais en 1965, un nouveau type d'appareil, le type G, était mis en service avec une modification très importante. Les membranes souples qui isolent les cellules de garde, et qui les rendent indépendantes entre elles, ont été supprimées (Figure 1.7 a) et c'est la dilatation de la gaine de protection sous l'effet de la pression du gaz, injecté par la tubulure d'alimentation de ces cellules, qui provoque la déformation cylindrique principale du sol (Jézéquel et al., 1968). Mais pour que la cellule centrale vienne s'appliquer contre la paroi du forage il faut alors que la pression intérieure de l'eau qui lui est appliquée soit légèrement supérieure à celle du gaz qui s'exerce à

l'extérieur. On peut donc dire que la cellule centrale se comporte comme un simple capteur de déformation (Figure 1.7 b). Un dispositif spécial permet de fixer et de maintenir une pression différentielle constante entre le gaz des cellules de garde et l'eau de la cellule de mesure lorsque la pression appliquée sur le sol croît. Cette pression différentielle ne doit évidemment pas être trop importante pour que la déformation du sol puisse être considérée comme cylindrique.

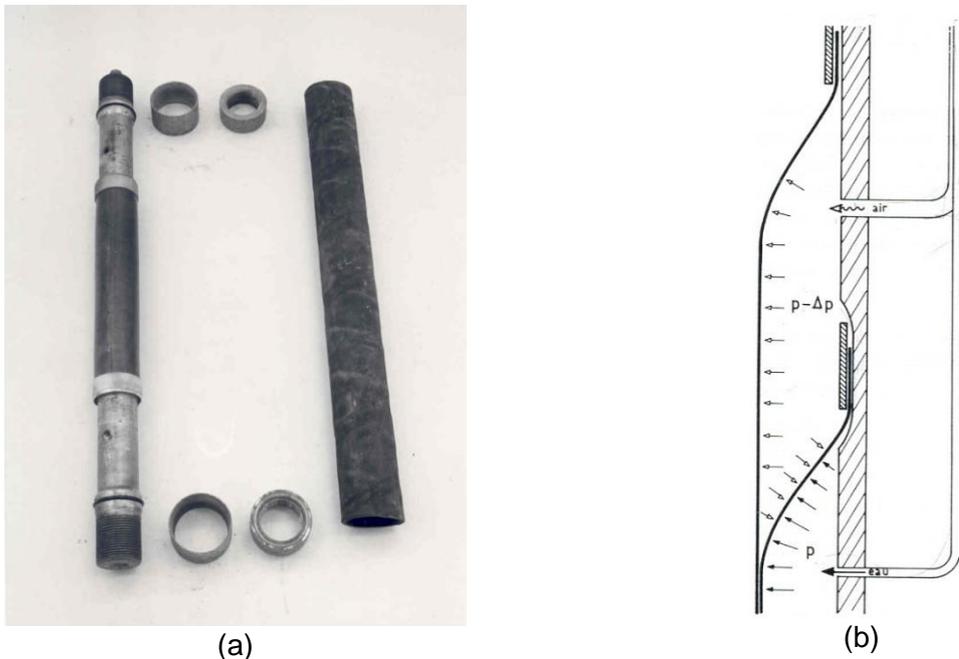


Figure 1.7 : a) Sonde type G démontée ; b) Détail de l'extrémité de la cellule de mesure type G (Cassan, 1988).

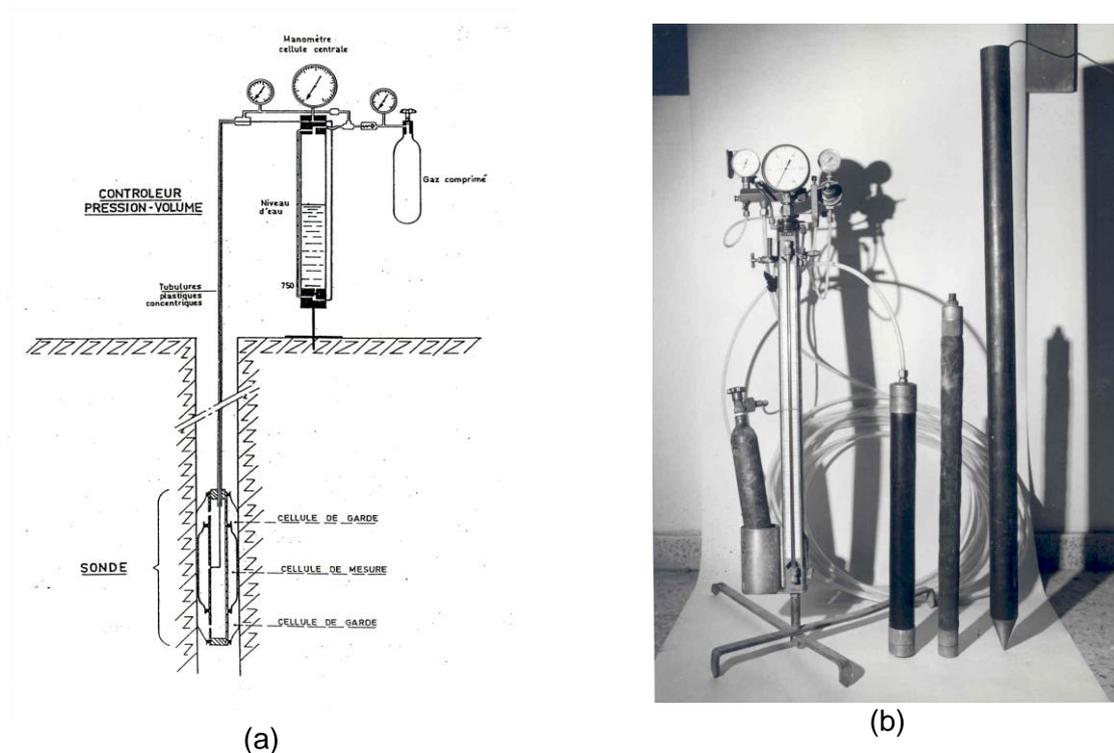
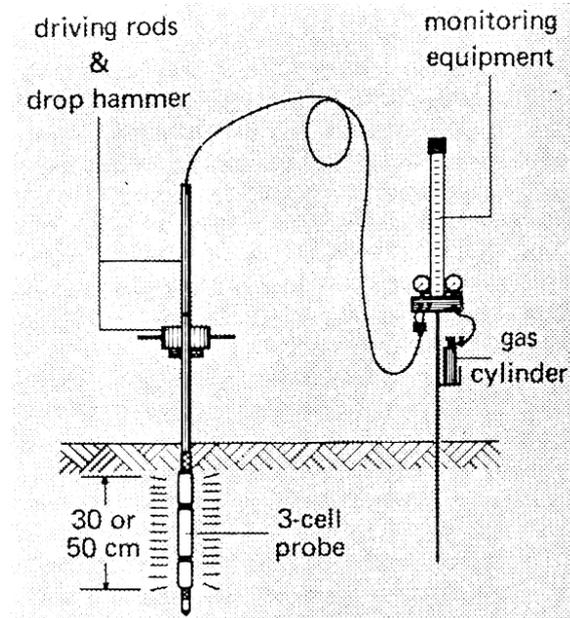


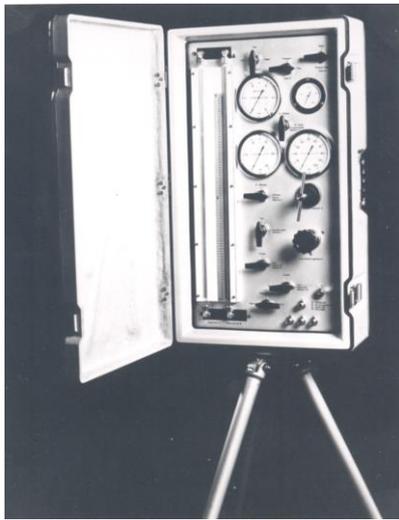
Figure 1.8 : a) Schéma de principe du pressiomètre type G ; b) La panoplie pressiométrique de type G (Cassan, 1988).

En 1970, un nouveau mini pressiomètre a été développé, principalement pour le contrôle du compactage (Figure 1.9). La sonde est tri-cellulaires de diamètre 22 ou 32 mm. Elle est insérée dans un trou de forage réalisé préalablement ou foncée dans le sol à l'aide d'un marteau léger.

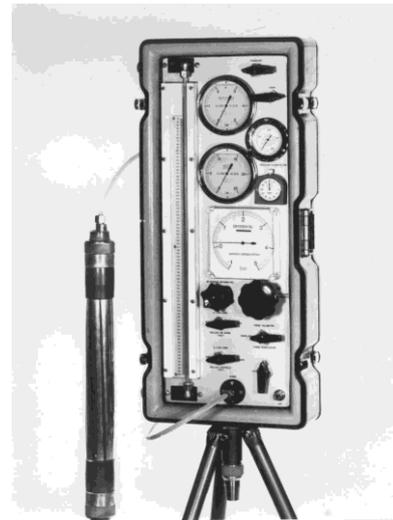


**Figure 1.9 : Ménard mini pressiomètre (1970) (Gambin, 1990).**

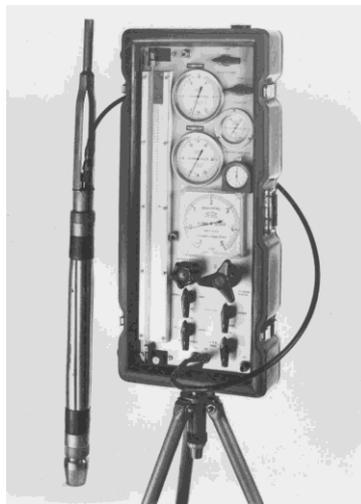
Ensuite en 1973 un pressiomètre type GB a mis en service (Figure 1.10 a), les cellules de garde étaient à nouveau gonflées à l'eau et comme il s'agissait du même fluide que dans la cellule de mesure, la sonde était conçue de telle manière qu'il n'y ait plus lieu de prévoir une pression différentielle entre les cellules de garde et la cellule de mesure. L'appareil était doté de deux volumètres. Par ailleurs, la présentation a été considérablement améliorée et modernisée. Dans le type GC mis en service en 1975 (Figure 1.10 b), les cellules de garde sont gonflées à l'air comprimé comme d'ailleurs dans le type GA mis en service un peu plus tard (1976), qui se différencie du GC par la présence d'un réservoir d'eau supplémentaire destiné à permettre l'installation d'une sonde de 76 mm plus longue que les sondes usuelles de 60 et 44 mm (Figure 1.10 c).



(a)



(b)



(c)

**Figure 1.10 : a) Pressiomètre de type GB (1973) ; b) Type GC (1975) ; c) Type GA (1976) (Baguelin et al., 1978).**

En 1984, a été mis en service un pressiomètre identique au GA, à ceci près qu'il n'y a pas de dispositif de lecture directe de la pression différentielle. Celle-ci est calculée par l'opérateur à partir des pressions mesurées par des manomètres dans la cellule de mesure et dans les cellules de garde. Actuellement, c'est ce pressiomètre qui est le plus utilisé et qui a fait l'objet d'aménagements technologiques intéressants comme la présence de plusieurs manomètres se connectant sur le circuit en fonction de la plage de pressions désirée : 0/1 MPa, 0/5 MPa et 0/10 MPa. Il permet de travailler non seulement en saisie manuelle des données mais, depuis 1992, également en saisie automatique grâce au Système Pressiométrique d'Acquisition de Données (SPAD) (Figure 1.11).



Figure 1.11 : SPAD (1992).



Figure 1.12 : PAC (1985).

Des dispositifs de saisie de données encore plus perfectionnés ont fait leur apparition (Figure 1.12). C'est le Pressiomètre Assisté par Calculateur (PAC), le dernier maillon de la chaîne des pressiomètre Ménard. Son intérêt essentiel réside dans la gestion électronique du déroulement d'un essai pressiométrique, jusqu'au résultat final, l'édition directe du module de pressiométrie et de la pression limite. L'idée d'automatiser la saisie des mesures, à l'aide de cartes perforées sur le chantier par l'opérateur, avait déjà germé dans l'esprit inventif de Louis Ménard dès 1965. Mais il a fallu attendre 1985 pour que soit mis au point par ses successeurs (Baud, 1985). Cet appareil remarquable n'a été fabriqué qu'en dix exemplaires et n'a pas eu le succès qu'il méritait, peut-être parce qu'il était en avance sur son temps.

Indépendamment de toutes les inventions collatérales de Louis Ménard, d'autres dispositifs très voisins du pressiomètre Ménard ou le complétant, ont été mis au point en France et dans le monde. Pour ne s'en tenir qu'à la France, nous avons essayé de synthétiser dans le Tableau 1.1 ces principaux différents appareils :

Tableau 1.1 : Historique et d'autres types de pressiomètres

Année	Type du pressiomètre	Système de mesure de l'expansion
1933	Pressiomètre Kögler	--
1955	Brevet Ménard : pressiomètre prototype A	Volumétrique
1956	Ménard pressiomètre prototype B	
1957	Ménard pressiomètre type C	
1958-1959	Ménard pressiomètre type D	
1960	Ménard pressiomètre type E	
1963	Ménard pressiomètre type F	
1965	Ménard pressiomètre type G	
1970	Ménard mini-pressiomètre	
1970	Le pressiomètre autoforeur version française (PAF)	
1971	Oyo Elastomère 100	3 capteurs dans un plan
1972	Cambridge pressiomètre autoforeur (SBPM)	Volumétrique
1973-1976	Ménard pressiomètre type GB, GC, GA	
1976	LCPC pressiomètre autoforeur pour sol raide (PAFSOR)	

1979	Le pressiomètre à Cône	
1980	Oyo Elastomère 200 Cambridge in situ pressiomètre	3 capteurs dans un plan
1982	Push-In pressiomètre (PIP)	Volumétrique
1985	Le PAC	
1986	Le pressiomètre à déplacement total (FDPM)	3 capteurs dans un plan
1989	Newcastle pressiomètre autoforeur pour les roches (RSBPM)	1 capteurs dans un plan
1992	Le SPAD	Volumétrique
2000	PAF 2000	3*3 capteurs dans 3 plans

Un aperçu complet de l'état de l'art des essais pressiométriques a été abordé dans plusieurs manuels, ce qui est recommandé pour une perspective plus approfondie de ce sujet : Baguelin et al. (1978) ; Briaud (1992) ; Clarke (1995) et Mair et Wood (1987). Et une expérience approfondie, acquise depuis près de 60 ans, a été résumée dans six symposiums internationaux : Paris (1982), Texas (1986), Oxford (1990), Québec (1995), Paris (2005) et Tunisie (2015).

### 1.3. Différents types d'équipements pressiométrique

Depuis la mise en service des premiers pressiomètres, plusieurs types d'appareils ont été développés pour réaliser des essais « d'expansion cylindrique » dans les sols en place, cependant le principe de base reste inchangé, la différence entre les appareils étant due essentiellement à la géométrie (élancement de la sonde), aux nombres de cellules, à la plage des pressions qu'ils permettent d'appliquer et au mode de mise en place.

En général, quatre catégories de pressiomètres peuvent être distinguées suivant le mode de placement de la sonde dans le terrain (Mair, 1990) : les pressiomètres avec forage préalable (PFP) tels qu'imaginés initialement par Ménard, les pressiomètres autoforeurs (PAF), les pressiomètres foncés (à cône), et les pressiomètres de fluage longue durée (Baguelin et al., 1978 ; Amar et al., 1991).

Nous allons présenter dans ce qui suit ces différents appareillages en détaillant le principe de chaque essai.

#### 1.3.1. Le pressiomètre avec forage préalable

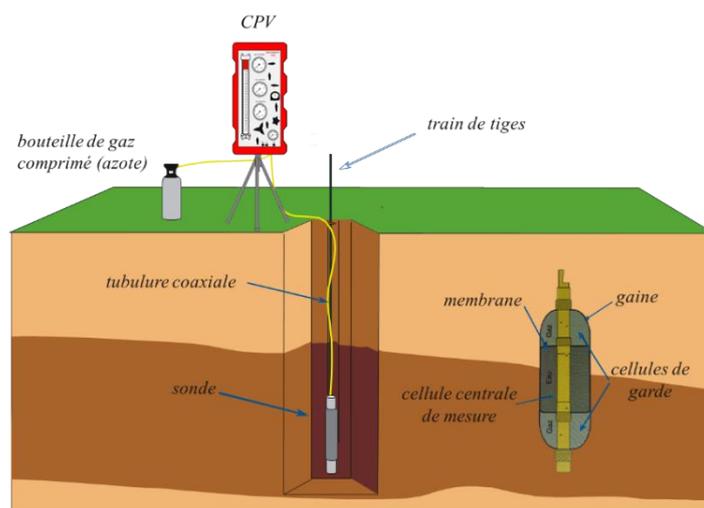
La sonde est mise en place dans un avant-trou réalisé avant l'essai à la tarière à main ou avec d'autres moyens de forages, en fonction de la nature du sol, de sorte que les sols en place soient le moins remaniés possible et que le diamètre du forage puisse correspondre au mieux au diamètre de la sonde (Ménard, 1976 ; Baguelin et al., 1978 ; Amar et al., 1991). Dans la Figure 1.13 il est possible de voir la composition d'un pressiomètre avec forage préalable. Il comprend essentiellement :

1) Un Contrôleur Pression-Volume (CPV) : Il est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales ou non en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une

pression d'au moins 5 MPa d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué.

2) Une sonde : Les plus utilisées sont les sondes de type G de 58 mm de diamètre extérieur. L'âme de la sonde est constituée par un unique cylindre métallique servant de support à trois cellules fermées. Les trois cellules sont revêtues d'une gaine en caoutchouc. La cellule centrale étant elle-même recouverte par une membrane en caoutchouc qui l'isole des cellules de garde. La division en trois cellules, deux cellules de garde entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une déformation à peu près cylindrique de cette dernière (Baguelin et al., 1978). On distingue les sondes à gaine souple, et des sondes avec tube fendu placée à l'abri d'un tube longitudinalement selon six génératrices dont l'usage ne doit pas être systématique mais réservé aux cas où les autres méthodes s'avèrent très difficiles à mettre en œuvre.

3) Des tubulures coaxiales : qui relient le CPV et la sonde. Il s'agit de deux tubes plastiques semi-rigides servant à conduire l'eau et le gaz sous pression.



**Figure 1.13 : Principe de l'essai pressiométrique Ménard avec forage préalable.**

Suivant la norme AFNOR (2005) l'essai consiste à appliquer progressivement par paliers sur la paroi du forage, une pression de pas constant  $\Delta p$  voisin du dixième de la pression limite estimée (Figure 1.14.a), chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant un instant  $\Delta t = 60$  secondes. A chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 1, 15, 30 et 60 secondes.

Les résultats de mesure bruts obtenues sur le terrain par l'opérateur sont corrigés de la compressibilité du système, de la résistance propre de la membrane (Figure 1.14.b et c) et de la hauteur d'eau dans les tubulures tel que la pression corrigée et le volume corrigé sont déterminés comme suit :

$$P = p_r + p_h - p_e(V_r) \quad (1.1)$$

$$p_h = \gamma_i(z_{CPV} - z_{sonde}) \quad (1.2)$$

$$V = V_r - a \cdot p_r \quad (1.3)$$

$p_r$  pression brute lue sur le manomètre du CPV ,  $p_h$  la hauteur de colonne d'eau,  $p_e(V_r)$  la relation obtenue lors de l'essai de résistance propre,  $\gamma_i$  le poids volumique du liquide injecté dans la cellule centrale de mesure,  $a$  le coefficient de compressibilité de l'appareillage.

Ces corrections seront soustraites à la courbe d'essai brute pour obtenir la courbe d'essai corrigée ou nette, qu'exprime la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (courbe 1 Figure 1.14.d). Il permet d'obtenir : 1) un module pressiométrique  $E_M$  déterminé sur la partie linéaire de la phase pseudo-élastique (équation 1.4) ; 2) la pression limite  $p_{LM}$  qui correspond à la résistance de rupture du sol obtenue pour une grande déformation de la cavité cylindrique ; 3) la pression de fluage  $p_f$  qui corresponde à la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique, déterminée par la rupture de pente de la courbe de fluage donnant  $V_{60}-V_{30}$  en fonction de  $p$ . Cette valeur de  $p_f$  est souvent assimilée à  $p_2$  (courbe 2 Figure 1.14.d).

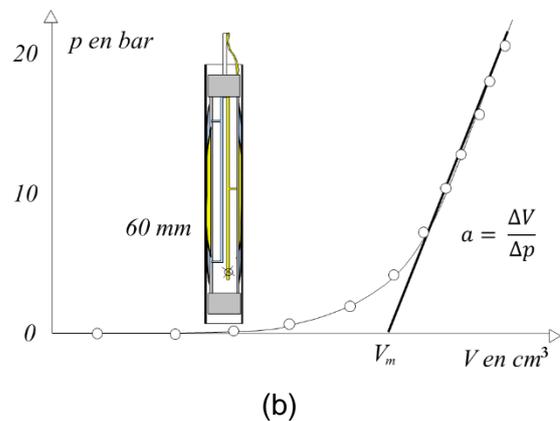
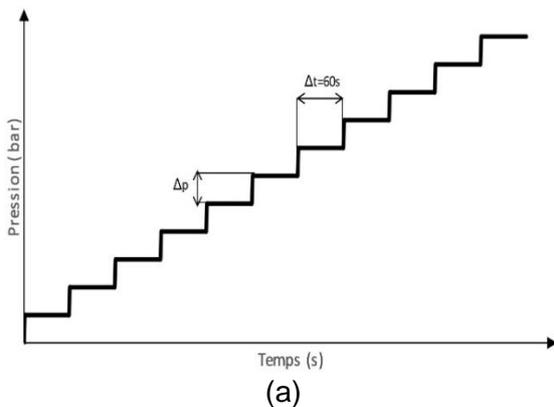
$$E_M = 2(1 + \nu) \left[ V_s + \left( \frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \frac{(P_2 - P_1)}{(V_2 - V_1)} \quad (1.4)$$

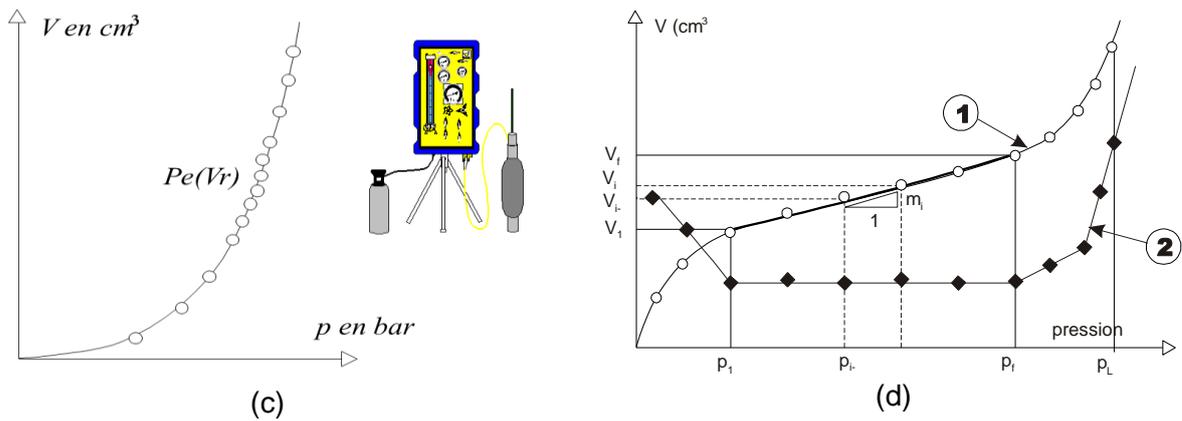
$$V_s = 0.25 \cdot \pi \cdot l_s \cdot d_i^2 - V_m \quad (1.5)$$

où  $\nu$  est le coefficient de Poisson pris conventionnellement égal à 0,33 ;  $V_s$  le volume initial de la sonde ;  $V_m$  est l'ordonnée à l'origine de la tangente asymptotique ;  $l_s$  est la longueur de la cellule centrale ;  $d_i$  est le diamètre intérieur du tube de calibrage.

Le module de cisaillement pressiométrique  $G_M$  est également déduit à partir de  $E_M$  :

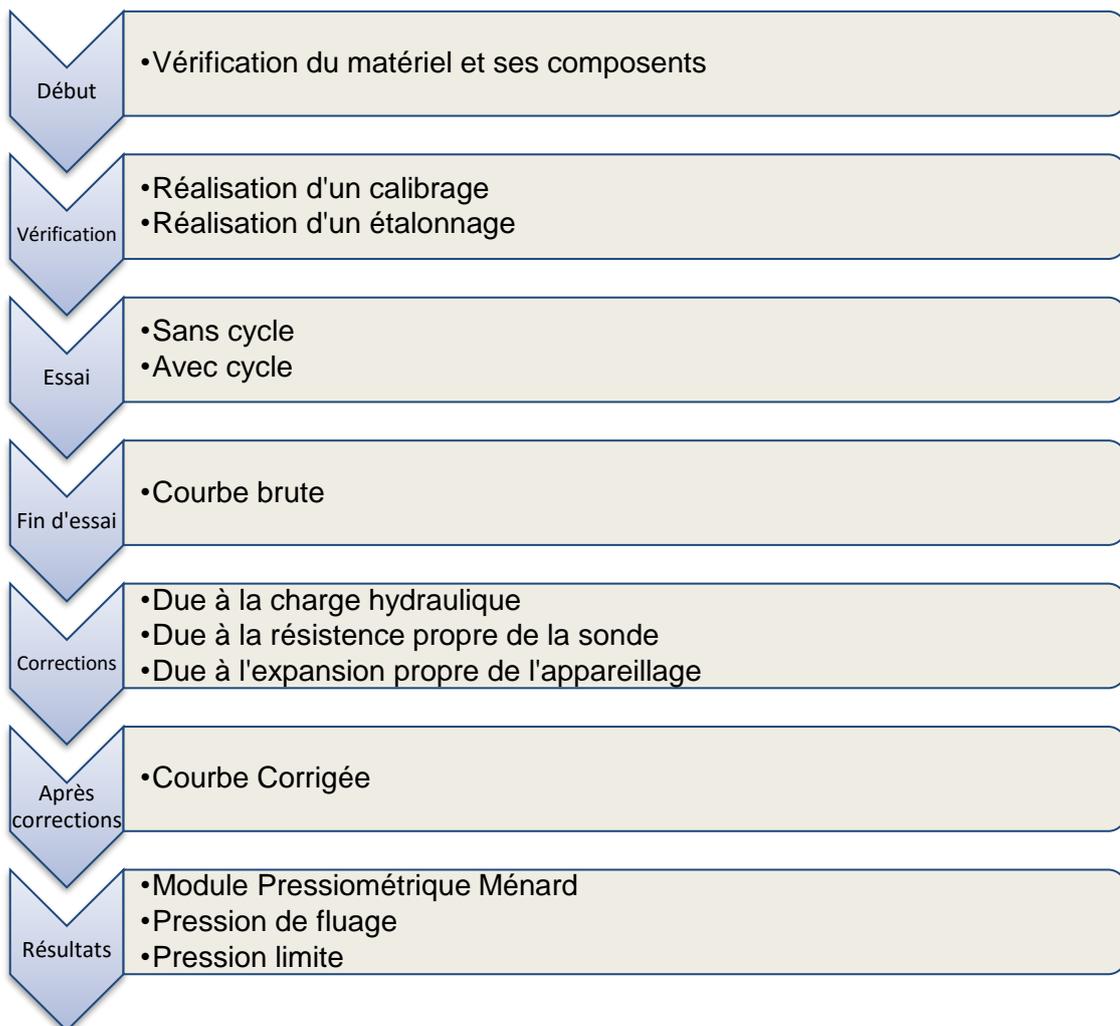
$$G_M = \frac{E_M}{2(1 + \nu)} \quad (1.6)$$





**Figure 1.14 : a) Programme de chargement ; b) compressibilité du système ; c) essai de résistance propre à l'air libre ; d) Courbe de résultat.**

Le schéma présenté ci-dessous résume la séquence de tâche à réaliser pour l'obtention des paramètres pressiométrique, soit l'essai avec cycle ou sans cycle, selon les normes françaises.



**Figure 1.15 : Séquence de tâche pour l'obtention des paramètres pressiométrique.**

Suivant le LCPC (1971) et AFNOR (2005) l'essai peut être considéré comme terminé s'il comporte au moins huit paliers et si une des conditions est satisfaite :

- ❖ La pression  $p$  de 5 MPa est atteinte ;
- ❖ Le volume de liquide injecté dans la cellule centrale est d'au moins 600 cm<sup>3</sup> pour les sondes standards (soit environ le doublement du volume  $V_s$  de la cavité initiale).

On veillera à ce qu'il y ait, pour les essais où la pression est < 5 MPa

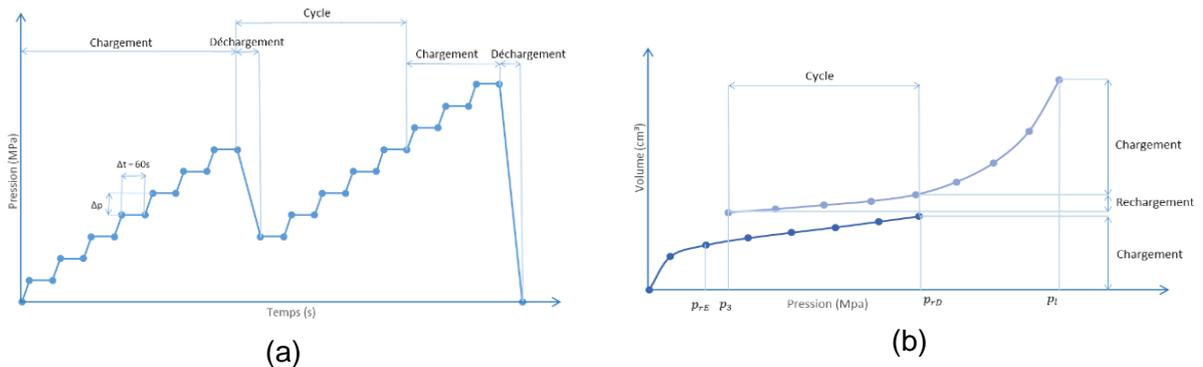
- ❖ Au moins trois paliers au-delà de la pression de fluage ;
- ❖ Au moins quatre paliers avant cette pression de fluage.

Les deux caractéristiques  $E_M$  et  $p_l$  mesurées sur un sondage (mètre par mètre) sont reportées sur un même graphique, comportant les informations relatives au matériel utilisé, ainsi que la nature des terrains rencontrés (grâce à l'opération de forage préalable) et le niveau de la nappe. Selon Combarieu et Canépa (2001) ces deux valeurs sont très sensibles à la qualité du forage dans lequel la sonde est mise en place, et même s'il est réalisé avec le soin exigé par la norme, le forage perturbe la réponse du sol.

Des plages habituelles des caractéristiques  $E_M$  et  $p_l$  pour les principaux types de sols sont données dans Cassan (1988). A titre d'exemple, pour les limons  $E_M$  varie de 2 à 10 MPa et  $p_l$  de 0,2 à 1,5 MPa et pour les sables et graviers  $E_M$  varie de 8 à 40 MPa et  $p_l$  de 1,2 à 5 MPa.

En pratique, on réalise souvent un cycle de déchargement/rechargement pendant un essai au PFP (Figure 1.16.a). Dont le chargement suit le même principe que celui de l'essai Ménard, si ce n'est l'insertion d'une phase de déchargement. L'essai est divisé en trois phases, la première est une phase de chargement par paliers de pression égaux jusqu'à une pression proche de la pression dite de fluage  $p_{FD}$ , chaque palier est maintenu pendant 60s. Pendant la deuxième phase est réalisé un déchargement partiel direct, c'est-à-dire sans palier, jusqu'à la pression  $p_3$  proche de la pression de contact de la sonde avec le terrain  $p_{FE}$ . Combarieu et Canépa (2001) ont écrit qu'il est souhaitable que l'amplitude des déformations soit le plus grand possible, ce qui a été retenu dans la norme expérimentale NF P94-110-2. Puis, la troisième phase consiste en un rechargement avec des paliers de pression de même amplitude que ceux adoptés lors du chargement, jusqu'à la pression limite ou la pression maximale possible. La courbe pressiométrique type d'un essai avec cycle est représenté dans la Figure 1.16.b.

L'allure de cette courbe montre si le terrain est ou non sensible aux efforts cycliques. Cette sensibilité s'exprime par le rapport des valeurs du module mesuré avant et après l'application du chargement cyclique, ces essais spéciaux servent à déterminer l'influence d'un comportement cyclique sur le module et les paramètres de consolidation.



**Figure 1.16 : a) Déroulement de l'essai pressiométrique Ménard avec cycle ; b) courbe résultat type (Grasson et al., 2015)**

La difficulté de maîtriser le remaniement provoqué par la mise en place de la sonde dans un avant-trou permet de développer d'autres appareillages, ou les sondes sont mises en œuvre par "autoforage", c'est-à-dire sans forage préalable, chaque appareil étant équipé pour assurer par lui-même cette fonction d'introduction dans le sol. Le paragraphe suivant décrit ce type d'appareillage.

### 1.3.2. Le pressiomètre autoforeur

L'utilisation au quotidien du pressiomètre par les praticiens a fait naître des idées d'amélioration, au laboratoire régional de Saint-Brieuc. Jézéquel et Touzé (1970) déposent un brevet intitulé « sonde foreuse pressiométrique ». Ces auteurs ont tenté, par l'utilisation de l'autoforage, d'éliminer le remaniement dû au forage préalable à l'essai pressiométrique Ménard (Figure 1.17). Cette technique permet la pénétration de la sonde dans le terrain par désagrégation à l'avancement du sol qui entre à l'intérieur dans la trousse coupante (Baguelin et Jézéquel, 1973 ; Baguelin et al., 1972 ; Baguelin et al., 1974). Un outil rotatif l'y détruit et les sédiments sont remontés à la surface grâce à l'injection de fluide sous pression. De ce fait, l'appareil crée son trou de forage à l'avancement et le sol vient en contact avec le module de mesure avec un très faible remaniement lié au frottement.

Cette idée émerge également au Royaume-Uni à la même période, à Cambridge. Elle aboutira au Camkometer avec quelques spécificités concernant d'une part l'élançement, d'autre part le système de mesure de la déformation (Wroth et Hughes, 1972 ; Windle et Wroth, 1977 ; Hughes et al., 1977).

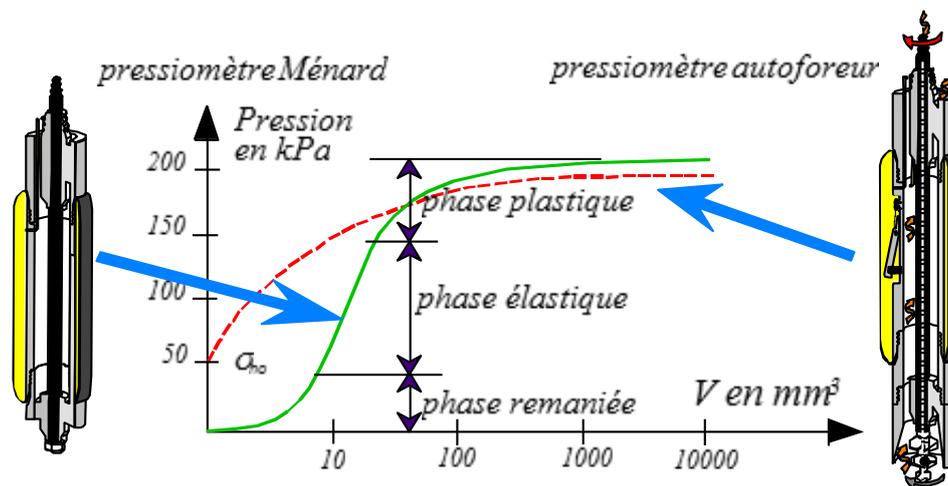


Figure 1.17 : Comparaison de l'essai pressiométrique Ménard et autoforé (Nguyen Pham, 2008).

### 1.3.2.1. Les principes généraux des pressiomètres autoforeurs.

Chaque pressiomètre autoforeur comporte deux parties : la sonde et le contrôleur pression-volume, placé à la surface du sol, permet de dilater la sonde et de mesurer la relation pression-déformation correspondante (Figure 1.18).

La sonde est constituée d'un carottier à paroi mince portant sur ses flancs la cellule pressiométrique. Elle est reliée d'une part à une sondeuse par l'intermédiaire d'un train de tiges, d'autre part au CPV par l'intermédiaire de tubulures semi-rigides. La réalisation d'un essai au pressiomètre autoforeur nécessite donc la succession de deux opérations qui sont l'autoforage puis l'expansion de la cellule.

#### 1.3.2.1.1. L'autoforage.

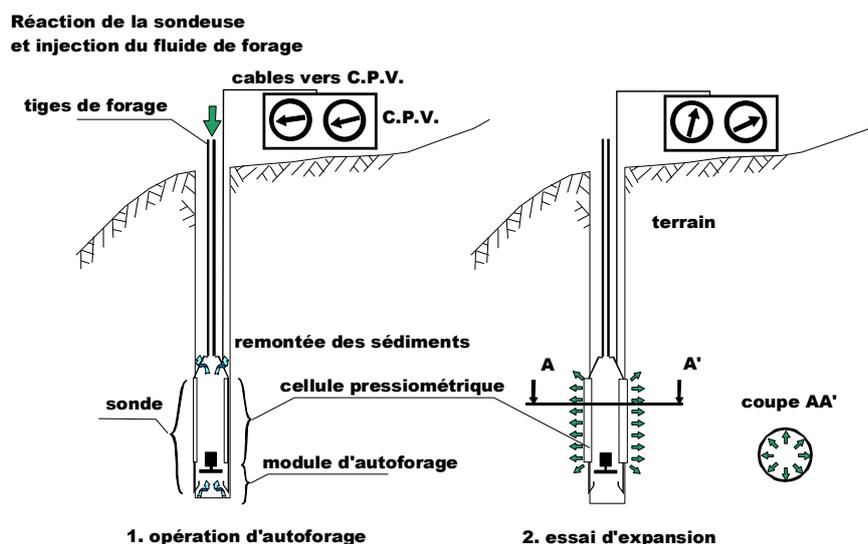
La pénétration de la sonde dans le terrain s'effectue grâce à la réaction de la sondeuse transmise par l'intermédiaire du train de tiges. Au fur et à mesure de l'enfoncement, la carotte qui pénètre dans le carottier est désagrégée et remontée vers la surface par l'intérieur du corps de sonde grâce à l'injection d'une fluide sous-pression.

Le sol au contact de la sonde est donc toujours à l'état intact puisqu'il n'a subi ni décompression ou refoulement, ni perturbation par le fluide de forage.

#### 1.3.2.1.2. L'expansion de la cellule pressiométrique.

Une fois la cote d'essai atteinte l'opération d'autoforage est interrompue. La cellule pressiométrique est alors dilatée à l'aide du CPV suivant un programme choisi à l'avance et l'opérateur note les couples de valeurs pression-volume sur les indicateurs du CPV.

L'essai d'expansion terminé, la cellule est dégonflée et on reprend l'opération d'autoforage jusqu'à la nouvelle cote d'essais et ainsi de suite.



**Figure 1.18 : Schéma de principe d'un pressiomètre autoforeur et de sa mise en œuvre (Reiffsteck et al., 2002)**

### 1.3.2.2. Modèles du pressiomètre autoforeur

Il existe plusieurs types de pressiomètres d'autoforeurs. Ils se différencient suivant la conception de la sonde, en particulier du point de vue de la désagrégation du sol ainsi que suivant les performances du CPV.

#### 1.3.2.2.1. Le pressiomètre autoforeur modèle 76 (PAF76).

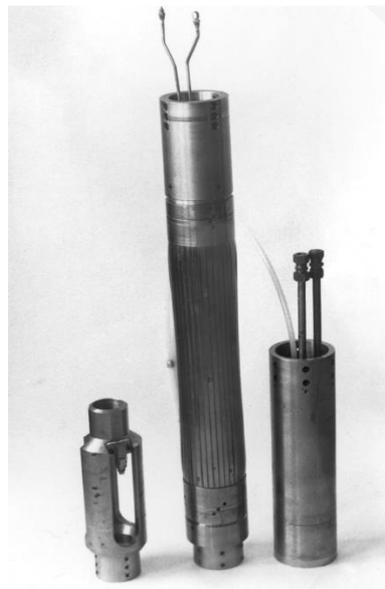
Le matériel conçu et construit spécialement pour la réalisation de l'essai au pressiomètre autoforeur PAF 76, soit pour l'essentiel du :

1) CPV 1000 un appareil dit "à déformation contrôlée", constitué d'un piston qui se déplace à vitesse constante dans un cylindre plein d'eau, ce qui permet d'imposer à la sonde une vitesse de déformation régulière. Le volume utile du CPV est de 1000 cm<sup>3</sup> (d'où son nom). Il se présente sous la forme d'un boîtier transportable muni d'un couvercle transparent amovible.

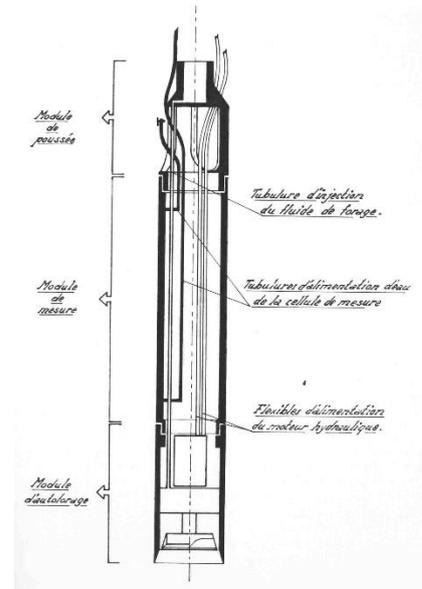
2) la sonde autoforeuse modèle 76, a un diamètre de 132 mm. Elle est constituée d'un empilement de 3 modules creux amovibles qui peuvent être solidarisés par vis, chacun assurant une fonction propre (Figure 1.19) :



(a)



(b)

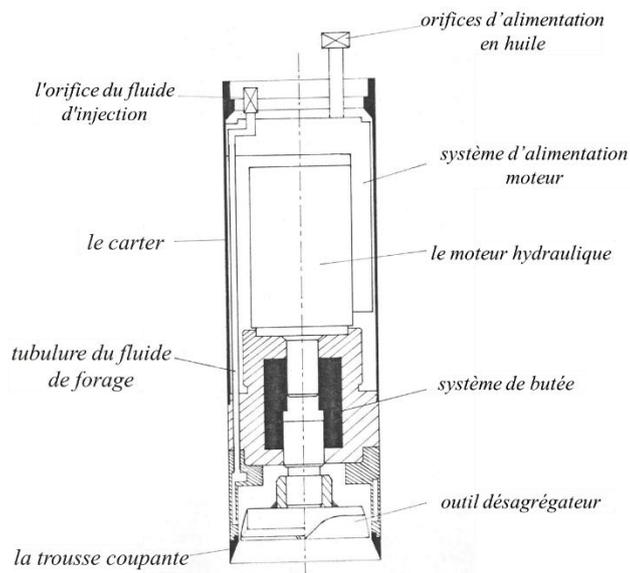


(c)

**Figure 1.19 : a) Le PAF 76 (sonde et CPV mis en œuvre à l'aide d'une sondeuse) ; b) La sonde du PAF 76 séparées en ses 3 modules : d'autoforage, de mesure et de poussée ; c) Assemblages des trois modules du PAF 76**

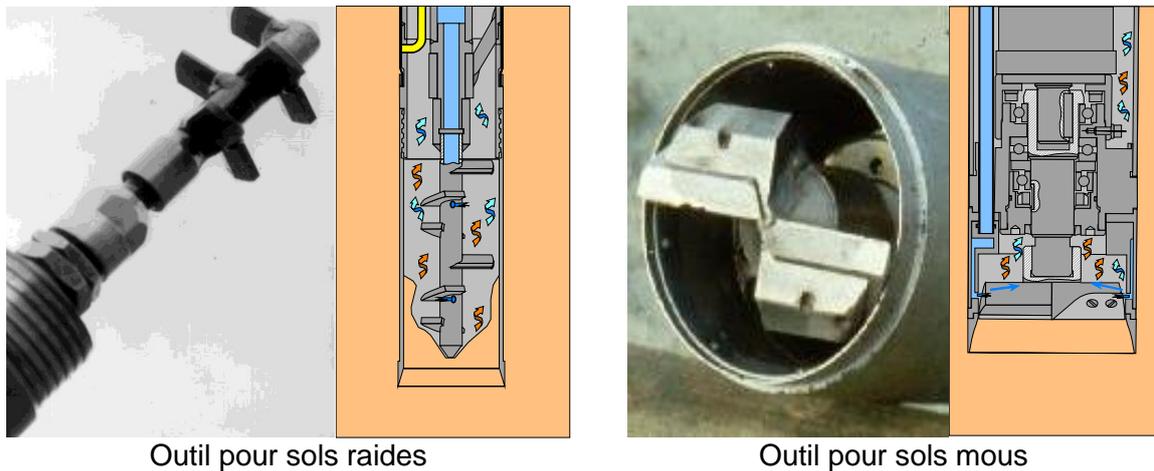
### a) Le module d'autoforage

C'est la partie inférieure de la sonde, son rôle est de permettre la mise en place du module de mesure sans perturber le terrain. Il est à désagrégation mécanique, c'est-à-dire que la destruction de la carotte est assurée par la rotation d'un outil désagrégateur qui dans ce cas, est entraîné par un moteur hydraulique incorporé au module lui-même (Figure 1.20).



**Figure 1.20 : Schéma de principe du module d'autoforage.**

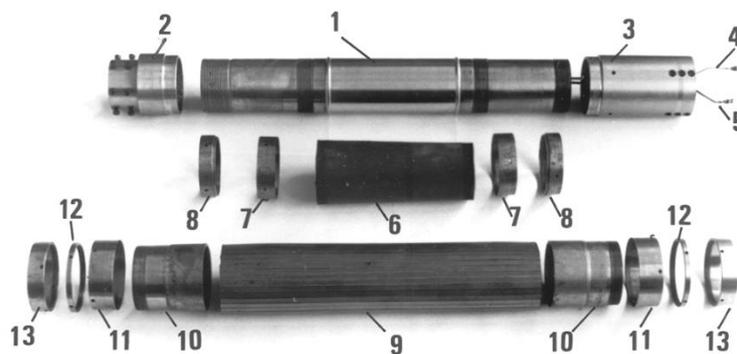
Deux types d'outil désagrégateur sont utilisés, l'un plus adapté aux sols raides, l'autre plus adapté aux sols mous (Figure 1.21). Pour cela, l'outil désagrégateur est placé à différents niveaux par rapport à l'extrémité de la trousse coupante.



**Figure 1.21 : Comparaison des outils utilisés pour l'autoforage (Borel et Reiffsteck, 2006).**

**b) Module de mesure**

Le corps du module est un cylindre creux 1. Il comporte à ses extrémités les deux pièces de liaison 2 et 3 avec les modules d'autoforage et de poussée. Ces pièces de liaison sont vissées sur le corps 1. Le corps comporte deux épaulements annulaires dont la distance d'axe en axe définit la longueur  $t$  de la cellule de mesure ainsi que deux orifices où sont fixés la tubulure d'alimentation en eau de la cellule 4 et la tubulure de purge 5 terminée par un obturateur. La membrane de caoutchouc 6 constituant la cellule de mesure est serrée sur le corps 1 par l'intermédiaire de deux bagues de pincement 7 bloquées elles-mêmes par deux bagues de serrage 8. La membrane est protégée par la gaine 9. Cette gaine est solidarisée à ses extrémités à deux pièces mobiles en translation, les coulisseaux 10, grâce à deux bagues de pincement 11 bloquées par deux bagues de serrage 12. Ces bagues de serrage sont elles-mêmes vissées sur les coulisseaux 10. Enfin une bague de protection 13 est vissée sur l'extrémité de chacun des coulisseaux. La gaine de protection est en caoutchouc. Elle est protégée par des lamelles métalliques en acier. Ces lamelles sont collées sur la gaine de caoutchouc à l'aide d'une colle Brencol. Les coulisseaux sont en acier freiné intérieur plastique (Ertalon). Les bagues de pincement et de serrage sont munies de trous permettant la fixation de clés à ergot lors des montages et démontages de la gaine et de la membrane. (Figure 1.22)



**Figure 1.22 : Le module de mesure et ses composants.**

### **c) Le module de poussée**

Ce module est interposé entre le module de mesure et les tiges de forage qui viennent se visser dans son extrémité femelle. Il transmet les efforts de fonçage et d'arrachement au corps du module de mesure.

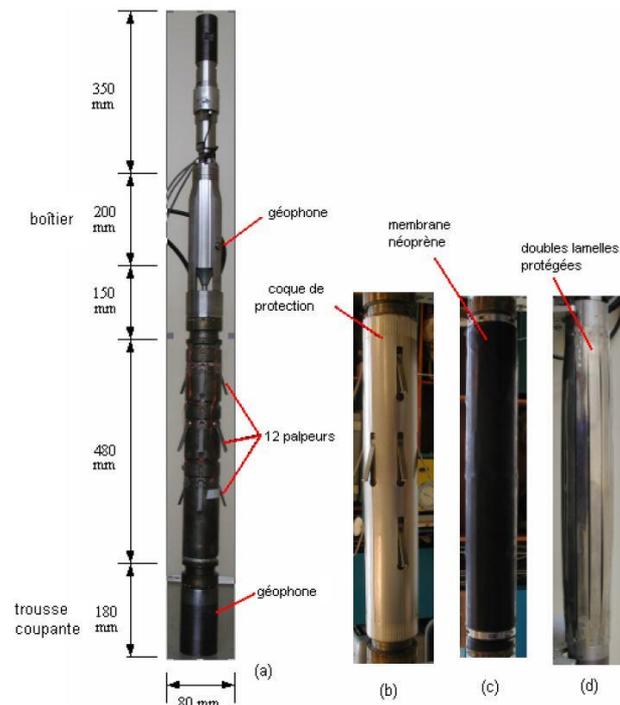
La partie haute du module présente un orifice latéral servant à la dérivation du fluide de forage venant de l'intérieur des tiges de forage. La liaison entre l'orifice d'entrée dans le module d'autoforage et cette dérivation se fait par une tubulure polyamide semi-rigide 10-12 mm enfilée dans le module de mesure.

Le module de poussée présente également trois évidements latéraux qui serviront à la remontée des sédiments et au passage des flexibles d'alimentation du moteur et à la tubulure du module de mesure.

#### **1.3.2.2. Le Pressiomètre Autoforeur Nouvelle Génération PAF 2000**

Un nouvel appareillage pressiométrique autoforé (PAF 2000) s'inscrit dans la continuité de l'essai au pressiomètre autoforeur développé dans les années 1970 afin de pouvoir réaliser un essai in situ sur un sol qui serait quasiment dans son état naturel après la mise en place de l'appareil (Reiffsteck et al., 2005). Le développement de cette nouvelle génération de pressiomètre autoforeur a été lancé en 2005 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, la mise en fabrication du première prototype est réalisé par le Centre d'Études et de Construction de Prototypes de Rouen. L'appareil se divise en trois parties principales : le boîtier de conditionnement des capteurs, la sonde monocellulaire et la trousse coupante.

La sonde est connectée à un contrôleur pression-volume de capacité 1000 cm<sup>3</sup> (type GDS) employé pour gonfler la membrane, pouvant être servi en pression et en volume. Un boîtier d'acquisition et un ordinateur portable pour acquérir toutes les données et pour piloter l'essai sont utilisés. Comme montré sur la Figure 1.23, la sonde mesure 1360 mm en longueur et a un diamètre d'environ 80 mm. Un tube, de longueur 200 mm, accueille le système de conditionnement du signal. Il sert également à relier la sonde au système de guidage (350 mm). La partie entre ce tube et la zone de mesure fait 150 mm et comprend les évènements destinés à évacuer les cuttings pendant le forage. La longueur de la zone d'expansion est égale à six fois le diamètre, ce qui donne finalement une zone de mesure de diamètre extérieur de 80 mm et de 480 mm de long. La partie inférieure de la sonde est la chambre de découpe (180 mm) où se trouve le système servant à désagréger le sol. Afin de pouvoir réaliser le forage dans le sol contenant de grosses particules, le diamètre intérieur de la sonde est fixé à 60 mm de diamètre, ce qui permet à une particule du sol d'un diamètre maximum de 10 mm de passer au travers de la sonde.



**Figure 1.23 : Description générale de l'appareil PAF 2000 (Nguyen Pham, 2008).**

La mise en place de la sonde est effectuée par fonçage à une profondeur définie par l'opérateur, ce dernier est réalisé par un système de désagrégation qui a pour fonction de déstructurer le sol pénétrant dans le corps de l'appareil lors de l'enfoncement, deux techniques de désagrégation souvent utilisées, la désagrégation par un outil rotatif et la désagrégation par jet d'eau. Tous les paramètres seront enregistrés au cours de l'essai de façon à aider le sondeur à piloter la foreuse et aussi à établir la qualité de l'autoforage une fois la sonde en place. La contrainte radiale est appliquée par une membrane en néoprène, protégée par une double lanterne en métal dilatée par un liquide mis sous pression par le générateur de pression. Les déplacements radiaux sont mesurés de deux manières : au début de l'essai la mesure est directe avec des capteurs de déplacements sans contact, puis elle devient indirecte à partir de la mesure du volume injecté. Ce nouveau pressiomètre autoforeur PAF2000 a la particularité d'être équipé de quatre géophones dans le corps de la sonde afin de déterminer le module initial de cisaillement par la mesure des vitesses d'onde de cisaillement S et d'onde de compression P. Il y a trois géophones placés dans la partie haute de la sonde à l'intérieur du cylindre contenant le système de traitement de signal et dans la base de la sonde. Parmi les trois géophones placés dans la partie haute, deux sont positionnés horizontalement (les géophones 1 et 2) et un verticalement (géophone 3). Le géophone positionné dans la chambre de découpe est également mis dans la direction horizontale (géophone 4).

Le procédé d'autoforage a été d'abord développé pour les essais pressiométriques, puis il a fait l'objet de développements divers au laboratoire régional de Saint-Brieuc. Dans tous les cas, le module d'autoforage a été conservé et le module de mesure adapté en faisant varier la géométrie de la cellule afin d'obtenir différents types de sollicitations (Figure 1.24).



Sonde frottante



Sonde perméamétrique avec cache



Sonde perméamétrique



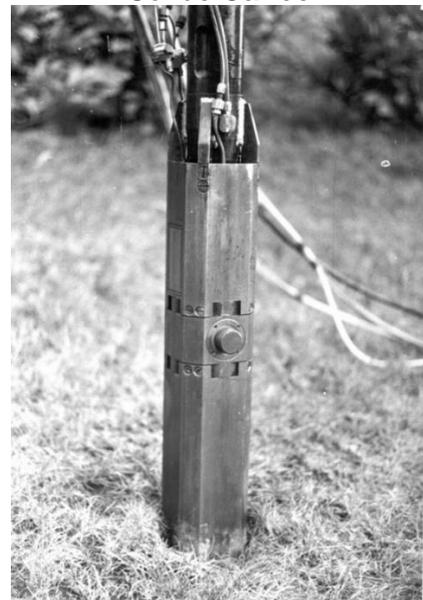
Sonde hexagonale



Sonde Carrée



Scissomètre



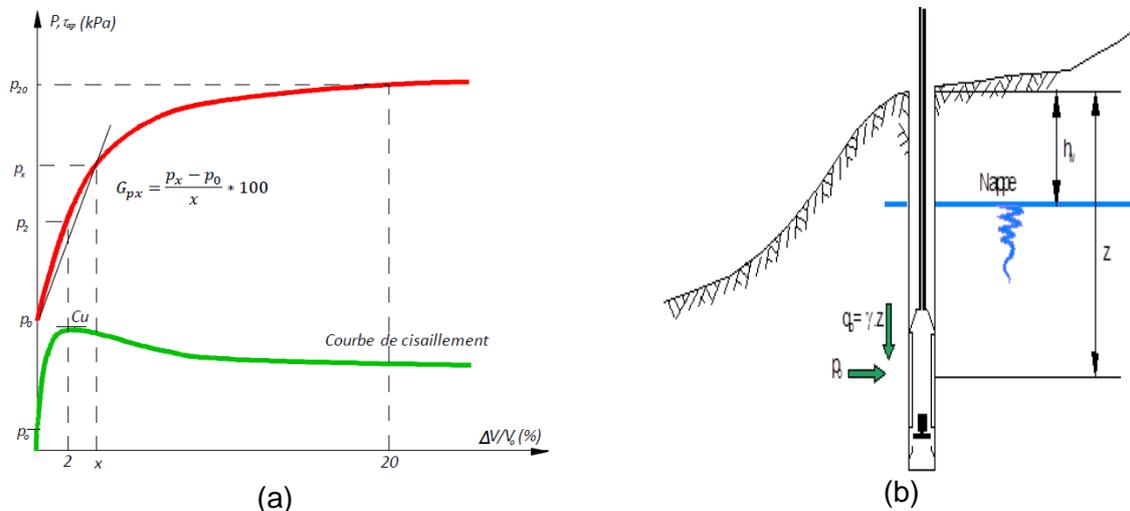
Pénétromètre latéral

**Figure 1.24 : Les différents modules mis en place par autoforage (Baguelin et al., 1973, 1975 et 1978).**

### 1.3.2.3. Caractéristiques mesurées.

L'essai au pressiomètre autoforeur est un essai particulier qui diffère de l'essai pressiométrique normal, à la fois par son mode opératoire, mais aussi par les résultats qu'il

fournit. L'allure général de la courbe obtenue par l'essai pressiométrique autoforeur est représenté dans la figure ci-après. Après corrections diverses de pressions et de déformation, on trace la courbe  $(\Delta V/V_o, p)$ , dite courbe pressiométrique (Figure 1.25.a) où :



**Figure 1.25 : a) Courbe pressiométrique type ; b) Schéma de principe de calcul de  $K_o$  en sol homogène.**

$V_o$  le volume initial de la cavité provoquée par la mise en place de la sonde dans le sol ;  $\Delta V$  la variation de volume de cette cavité en cours d'essai, égale à la variation de volume de la sonde ;  $p$  la pression totale au bord de la cavité pour la déformation  $\Delta V/V_o$  considérée, usuellement représentée en % et  $p$  en kPa. À partir de cette courbe on peut déterminer les caractéristiques suivantes :

1)  $p_o$  pression totale horizontale des terres au repos, c'est la pression qui correspond à l'état de repos de la cavité initiale. Cette valeur est utilisée pour la détermination du coefficient de pression des terres au repos  $K_o$  suivant la relation :

$$K_o = \frac{p'_o}{q_o} \quad (1.7)$$

où :  $p'_o$  est la pression horizontale effective des terres au repos et  $q_o$  la pression verticale effective des terres au repos calculées par les relations ci-après (Figure 1.25.b) :

$$p'_o = p_o - u_w = p_o - \gamma_w (z - h_w) \quad (1.8)$$

$$q'_o = q_o - u_w = \Sigma(h \cdot \gamma) - \gamma_w (z - h_w) \quad (1.9)$$

$z$  étant la profondeur de l'essai,  $u_w$  la pression neutre,  $h_w$  la profondeur de la nappe,  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau,  $\gamma$  le poids volumique du sol dans la couche d'épaisseur  $h$ .

2)  $G_{px}$  module de cisaillement correspondant à la déformation  $\Delta V/V_o = x$  %. Il est obtenu par la relation :

$$G_{px} = \frac{P_x - P_0}{x} \cdot 100 \quad (1.10)$$

$p_x$  pression totale correspondant à la déformation de la cavité  $\Delta V/V_0 = x \%$ . On calcule usuellement la valeur de  $G$  pour  $x = 0 \%$  ou  $G$  représente un module de cisaillement tangent à la pression  $p_0$ , et pour  $x = 2 \%$  et  $x = 5 \%$  ou  $G$  représente un module de cisaillement sécant entre la pression  $p_0$  et les pressions  $p_2$  et  $p_5$ .

3) La résistance au cisaillement du sol  $\tau_{ap}$  est obtenue par application de la relation :

$$\tau_{ap} = \frac{\Delta V}{V_0} \cdot \left( 1 + \frac{\Delta V}{V_0} \right) \cdot \frac{\partial p}{\partial \left( \frac{\Delta V}{V_0} \right)} \quad (1.11)$$

D'où la courbe correspondante  $(\Delta V/V_0, \tau_{ap})$ , dite courbe de cisaillement, qui permet de déterminer les caractéristiques de rupture  $(\Delta V/V_0)_f, p_f$  et  $\tau_f$  lequel est égal à la cohésion  $C_u$  si l'expansion était non drainée (essai rapide dans un sol cohérent). Les valeurs de la cohésion déterminées sont souvent supérieures à celles obtenues par les autres méthodes.

4) Baguelin et Jézéquel (1973) ont également défini un coefficient d'identification des sols, noté  $\beta$ , qui caractérise l'allure des courbes  $(\Delta V/V_0, p)$ , ce coefficient est défini en fonction des pressions  $P_0, P_5$ , et  $P_{20}$  par la relation suivante :

$$\beta = \frac{P_{20} - P_5}{P_{20} - P_0} \quad (1.12)$$

Les pressions  $P_0, P_5, P_{20}$  correspondant respectivement à 0, 5, et 20 % de déformation volumique de la sonde. Le paramètre  $\beta$  reflète le caractère plus ou moins tendu de la courbe pressiométrique, et est en relation avec le type de sol. La courbure des courbes dans les argiles est prononcée et le coefficient  $\beta$ , est faible. Les courbes pressiométriques des sables sont au contraire tendues et  $\beta$ , est fort et ce d'autant plus que le sol est frottant et compact (Baguelin et al., 1979). Le Tableau 1.2 donne les plages de valeurs caractéristiques de  $\beta$ , pour différents sols.

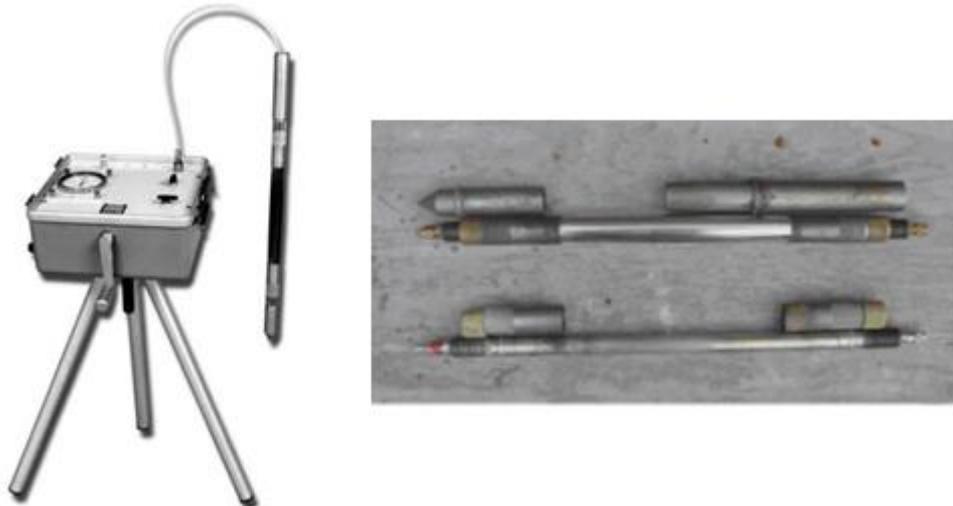
**Tableau 1.2 : Classification des sols à partir du coefficient d'identification  $\beta$  (Amar et al., 1981).**

Plage de $\beta$ en %	$\beta$ moyen en %	Nature du sol
< 25		Argiles sensibles
25 < $\beta$ < 40	32.5	Argiles
35 < $\beta$ < 50	42.5	Silts et Sables compressibles
45 < $\beta$ < 60	52,5	Sables dilatants
$\beta$ > 60		Sables très dilatants

### 1.3.3. Le pressiomètre à cône

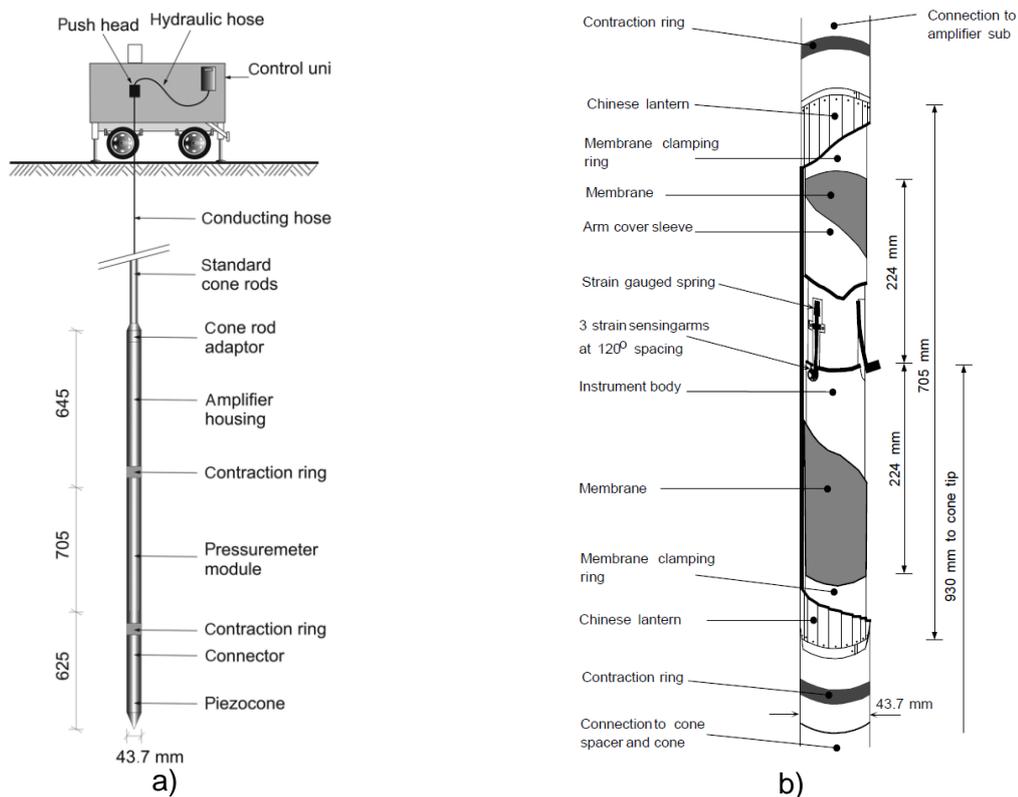
Briaud et Shields (1979) à l'université d'Ottawa ont fait la première intention de développer une sonde mono cellulaire, mis en place par battage, ou véringage dans le sol, pour la caractérisation des chaussées des routes et aérodromes (Le pressiomètre de chaussée). Le

modèle le plus commercialisé de ce type du pressiomètre c'est le Pencil pressiomètre fabriqué par la société canadienne Roctest (Figure 1.26).



**Figure 1.26 : Le Pencil pressiomètre.**

Avec l'intérêt croissant pour la conception offshore et le besoin conséquent d'obtenir de bonnes mesures des propriétés in-situ des argiles offshore, Reid et al. (1982) et Fyffe et al. (1986) ont développés un pressiomètre placé par refoulement (Push-In pressiomètre), pour une utilisation offshore. Ensuite en 1986 Withers et al. dans l'Angleterre ont développés le pressiomètre à déplacement total (Full-displacement pressuremeter), suivi d'expériences au Canada Campanella et Robertson (1986), en Italie Ghionna et al. (1995) et en Hollande Zuidberg et Post (1995). L'essai consiste à foncer une sonde pressiométrique fixée à un train de tiges terminé par une pointe conique (Figure 1.27), cet essai cumule donc les informations provenant d'un essai de pénétration statique et d'un essai pressiométrique (Houlsby et Withers, 1988).



**Figure 1.27 : Pressiomètre à déplacement total. a) Schéma de mise en place ; b) Détail de la sonde pressiométrique (Withers et al., 1986).**

### 1.3.4. Le pressiomètre de fluage longue durée

Dans le but de prévision du tassement différé des centrales nucléaires, en 1988 EDF (Electricité de France) a mis au point le Diflupress L.D (DISpositif de FLUage PRESSiométrique Longue Durée) (Bufi, 1990 ; Leidwanger, 1993). Cet appareil a été utilisé sur les sites de centrales nucléaires de Saint-Laurent-des-Eaux et Nogent-Sur-Seine (Bufi, 1990), et les sites de barrage du Buëch et du Flumet, de 1988 à 1995. L'analyse des premiers essais a clairement montré que l'appareil mettait en évidence le caractère fluant des couches testées. Les campagnes d'essais successives ont permis à EDF de mettre au point une procédure d'essai précise, de vérifier la fiabilité de l'appareil et d'améliorer l'appareil lui-même.

Le Diflupress L.D. est basé sur le principe du pressiomètre. Composé d'un système de chargement gravitaire (Figure 1.28), il applique par l'intermédiaire d'un mouflage, une pression constante sur un piston, qui injecte de l'eau dans une sonde GEOCELL (longueur 97 mm, diamètre 60 mm).

Le principe de mesure du fluage consiste à suivre l'évolution, en fonction du temps, du volume de la sonde placée dans la couche à étudier et soumise à une pression constante. L'acquisition des mesures étant complètement automatique, et la pression appliquée sur la sonde réellement constante, du fait du type de chargement, les essais peuvent durer plusieurs semaines.

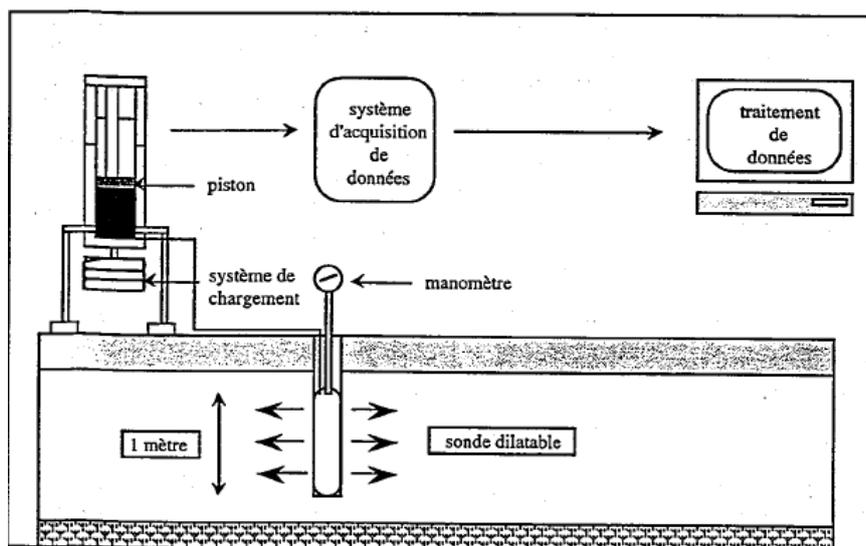


Figure 1.28 : Schéma de principe de l'essai de fluage au DIFLUPRESS L.D. (Zentar, 1999)

#### 1.4. Comparaison de tests typiques des différents appareillages.

La qualité de l'essai, c'est à dire sa représentativité, réside essentiellement dans la méthode de mise en place de la sonde dans le terrain. Trois cas possibles selon la méthode utilisée. La Figure 1.29.a illustré un résultat typique d'un essai pressiométrique avec forage préalable, il se décompose en trois parties, une phase initiale qui correspond au repositionnement du sol autour de la sonde, une phase élastique, au cours de laquelle les variations de volume sont proportionnelles aux pressions, ensuite une phase plastique, correspond à l'apparition d'une forte non linéaire de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol au cours de laquelle on atteint une asymptote quasi verticale, qui caractérise la rupture du sol (grandes déformations), correspondant à la pression limite. Par contre la Figure 1.29 b représente un résultat typique d'un essai pressiométrique autoforeur, on constate qu'il n'y a pas de phase de recompression du sol, la valeur de la contrainte totale initiale horizontale dans le massif, estimée par  $P_0$ , est plus faible que celle obtenue à l'aide du pressiomètre avec forage préalable, et certainement plus réaliste.

La Figure 1.29 c représente un résultat typique d'un essai avec pressiomètre à cône, deux cas d'essais peuvent se produire, cas A résulte d'une cavité légèrement sous-dimensionnée, et la cas B résulte d'une cavité surdimensionnée. Encore une fois, la pression initiale pour le cas (A) est plus élevée que l'autre cas (B).

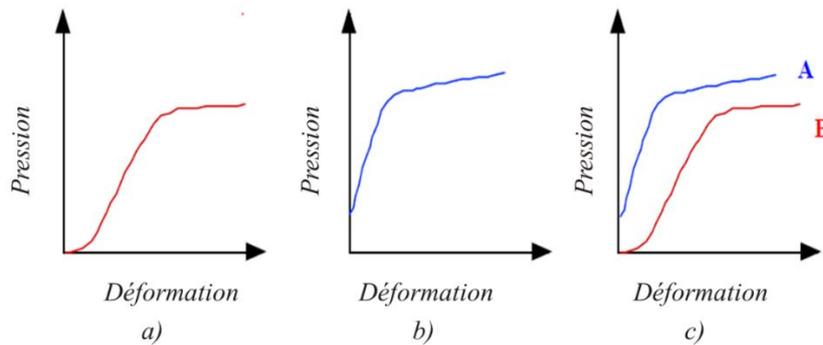


Figure 1.29 : Résultats typiques a) Pressiomètre avec forage préalable ; b) Pressiomètre autoforeur ; c) Pressiomètre à cône.

### 1.5. Critères de choix du type d'appareillage pressiométrique

Le choix d'un appareillage pressiométrique dépend principalement de l'état du terrain à tester et les paramètres de conception requis. La Figure 1.30 fournit des principes directeurs pour la sélection d'un type de pressiomètre adapté à ces facteurs.

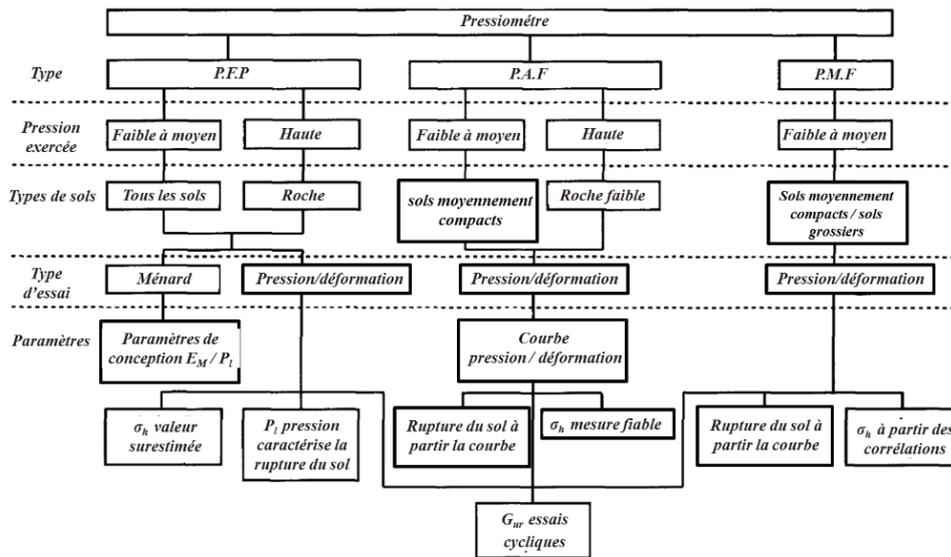


Figure 1.30 : Directives pour le choix du type d'appareillage.

### 1.6. Adaptation du pressiomètre à chaque type du sol

Le Tableau 1.3 donne un résumé de l'aptitude des pressiomètres dans diverses conditions du sol. Selon Clarke (1995) les PFP peuvent être utilisés dans différents types des sols ou des roches dans lequel le trou de forage reste stable avec ou sans boue de forage. Les PAF sont applicables dans les sols ayant peu ou pas de graviers et dans les roches faibles. Les PMF peuvent être utilisés dans les terrains où il est possible de pousser le cône. Cela signifie que les sables denses, les argiles dures, les sols graveleux et les roches ne conviennent pas aux pressiomètres à cône.

**Tableau 1.3 : L'applicabilité des pressiomètres aux conditions du sol.**

Type du sol	PFP	PAF	PMF
Argiles molles	A	A	A
Argiles raides	A	A	A
Sables lâches	B avec soutien	A	A
Sables denses	B avec soutien	B	C
Graviers	C	N	N
Roches faibles	A	B	N
Roches fortes	A	N	N

A : très bon ; B : bon ; C : modéré ; N : impossible

## 1.7. Les méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique a largement modifié le visage de la mécanique des sols et des fondations, c'est pour les études de fondations que son usage s'est le plus répandu. Les paramètres déduits de l'essai intéressent les mécaniciens des sols en vue de les rattacher aux caractéristiques intrinsèques du sol. Pour l'interprétation de l'essai pressiométrique, on peut distinguer d'une part les méthodes directes empiriques ou semi-empiriques, consistent à établir des corrélations entre paramètres pressiométriques et paramètres intrinsèques du sol, d'autre part les méthodes théoriques (analytiques) s'attachent plutôt à la compréhension de l'essai d'un point de vue mécanique, et enfin les méthodes numériques. Dans cette partie, nous nous contenterons de citer ces différentes méthodes.

### 1.7.1. Les méthodes directes

La mécanique des sols et son application au dimensionnement à la rupture des ouvrages géotechniques ont longtemps reposé sur la seule détermination en laboratoire des caractéristiques de cisaillement des sols concernés et leur utilisation dans les méthodes de calcul. Le développement des essais in situ a profondément modifié cette façon de faire, et si ces derniers se sont avérés pertinents pour calculer certains ouvrages, particulièrement les fondations, la conception des soutènements ou ouvrages de stabilisation des pentes instables reste tributaire de la connaissance des caractéristiques de cisaillement,  $c$  et  $\varphi$ .

En France, l'utilisation du pressiomètre s'est fortement intensifiée, au détriment d'essais traditionnels. Cet essai permet de mesurer à la fois une caractéristique de déformabilité, le module pressiométrique  $E_M$ , et une caractéristique de résistance du sol, la pression limite  $p_{LM}$ . Ces caractéristiques sont usuellement utilisées directement pour dimensionner les ouvrages moyennant certaines règles empiriques. Ces règles sont basées sur des *corrélations* entre l'observation et la théorie établie pour résoudre un problème déterminé. Elles ont fait l'objet des travaux de Ménard (1957b) ; Amar et Jézéquel (1972) et Baguelin et Jézéquel (1973).

#### 1.7.1.1. Travaux de Ménard 1957

Ménard a constaté que sa théorie initiale, basée sur l'élastoplasticité idéale et un angle de frottement constant, n'était pas capable de fournir les paramètres de sol attendu. Ménard a alors établi des règles semi-empiriques fondées sur des observations très nombreuses du

comportement des fondations en fonction des caractéristiques pressiométriques des sols. Pour un matériau purement frottent, Ménard a proposé une relation entre l'angle de frottement interne  $\varphi'$  et la pression limite  $P_l$  (formule 1.13) en tenant en compte de la pression initiale préexistant dans le terrain  $P_0$  :

$$p_l - p_0 = 2.5 * 2^{\left(\frac{\varphi' - 24}{4}\right)} \quad (1.13)$$

$P_l$ : la pression limite et  $P_0$ : pression initiale préexistant dans le terrain.

Toutefois Ménard recommande d'utiliser les valeurs de  $\varphi'$  déduites à partir de la formule (1.13) exclusivement pour calculer les poussées sur les murs de soutènement. Pour étudier la stabilité d'une fondation, l'angle de frottement interne exprimé suivant la formule (1.13) est sous-estimé. De même, pour un matériau purement cohérent, Ménard a proposé d'estimer la cohésion non drainée  $c_u$  en fonction de la pression limite par les expressions suivantes :

$$c_u = \frac{p_l - p_0}{5.5} \text{ pour } \frac{E_m}{p_l - p_0} = 10 \quad (1.14)$$

$$c_u = \frac{p_l - p_0}{6.4} \text{ pour } \frac{E_m}{p_l - p_0} = 15 \quad (1.15)$$

Selon Cassan (1988) ces valeurs de cohésion calculées à partir des essais pressiométriques sont nettement supérieures à celles obtenus non seulement en laboratoire sur des essais triaxiaux, ce qui pourrait être imputable au remaniement des échantillons, mais également in situ au scissomètre ou au pénétromètre.

Pour le dimensionnement des fondations, des règles de calcul ont été publiées par Ménard (1963a,1963b) et Gambin (1963) puis présentées et analysées par Baguelin et al. (1978) et Cassan (1988).

#### 1.7.1.2. Travaux de Samuel Amar et Jean-François Jézéquel 1972

Dans le cas des sols cohérents, Amar et Jézéquel (1972) ont étudié la relation entre  $p_l$  et  $c_u$ . Pour des cohésions inférieures à 50 kPa ces auteurs confirment les relations (1.14 et 1.15) proposées par Ménard. Pour des cohésions supérieures à 50 kPa, ils ont proposé une relation du même type :

$$c_u = \frac{p_l - p_0}{10} + 25 \quad (1.16)$$

Avec  $p_l - p_0 > 300$  kPa,  $c_u$ ,  $p_l$ ,  $p_0$  étant exprimés en kPa.

Cette relation est issue des résultats d'essais réalisés par le LCPC sur des sols cohérents très divers.

#### 1.7.1.3. Travaux de François Baguelin et Jean-François Jézéquel 1973

A partir des résultats issus du pressiomètre autoforeur, les auteurs ont défini dans un premier temps un coefficient d'identification des sols noté  $\beta$ . (voir paragraphe 1.3.2.3 point 4).

Pour prévoir la capacité portante des fondations, Baguelin et Jézéquel (1973) présentent un abaque donnant le facteur de capacité portante en fonction de coefficient d'identification  $\beta$ , et du rapport entre la longueur d'encastrement et la largeur de la fondation. La méthode proposée par les auteurs dérive des travaux de Ménard.

### 1.7.2. Les méthodes analytiques.

Le pressiomètre présente l'avantage, par rapport à d'autres appareillages d'essais en place, de pouvoir associer l'expansion de la cellule de mesure à celle d'une cavité infiniment longue celle-ci ayant l'objet de nombreuses études. Cette simplification induit un certain nombre d'hypothèses et en particulier un mode de déformation plan. La plupart de ces analyses sont basées sur diverses théories :

- ❖ Celle classique des corps élastiques ;
- ❖ Celle des corps élastoplastique en prenant un critère de Mohr-Coulomb ;
- ❖ Ou encore en prenant en compte une relation de comportement de cisaillement ;

Le tableau suivant récapitule les principales méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique en fonction du type de matériau.

**Tableau 1.4 : Principales méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique**

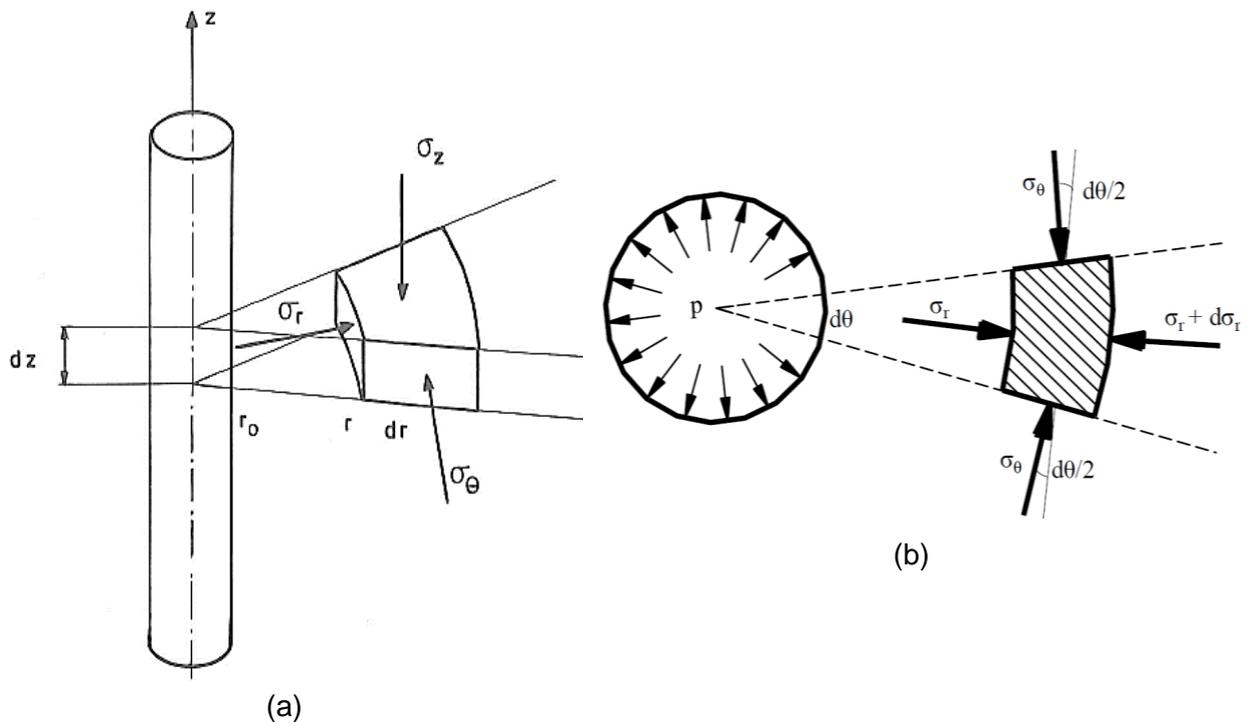
<b><i>Auteurs (année)</i></b>	<b><i>Type de matériau</i></b>
Lamé (1852)	Matériau élastique linéaire
Bishop et al. (1945)	Matériau cohérent
Ménard (1957) Vesic (1972)	Matériau cohérent et frottant
Salençon (1966)	Matériau cohérent et frottant prenant en compte une variation de volume
Gibson et Anderson (1961) Windle et Wroth (1977) Jefferies (1988) Houlsby et Withers (1988)	Matériau élastique linéaire parfaitement plastique sans variation de volume
Dendy et Clough (1980) Ferreira et Robetson (1992)	Matériau élastique non-linéaire parfaitement plastique sans variation de volume
Prévost et Hoeg (1975)	Matériau élasto-plastique durcissant ou radoucissant sans variation de volume
Ladanyi (1963) Vesic (1972) Hughes et al. (1977) Robertson et Hughes (1986) Houlsby et al. (1986)	Matériau élastique linéaire parfaitement plastique avec prise en compte d'une variation de volume
Palmer (1972) Ladanyi (1972) Baguelin et al. (1972)	Matériau cohérent sans variation de volume
Manassero (1989)	Matériau cohérent avec variation de volume

Avant de présenter succinctement les principales méthodes d'interprétation, il est nécessaire d'étudier les équations d'équilibres du sol autour d'une cavité cylindrique.

### 1.7.2.1. Concept de base de l'expansion d'une cavité.

#### 1.7.2.1.1. Equation d'équilibre d'un élément autour d'une cavité cylindrique

Considérons une cavité cylindrique de rayon initial  $r_0$  et de longueur infinie dans un sol infini isotrope. L'axe de la cavité est vertical et représente la direction  $Oz$ . La pression initiale  $p_0$  existant sur la paroi de la cavité correspond à la pression horizontale des terres au repos (Figure 1.31.a). L'expansion de la cavité cylindrique est supposée se réaliser dans un sol homogène, les déformations induites sont celles d'un champ de déformation plan. En coordonnées cylindriques, compte tenu de la symétrie de révolution autour de l'axe de la sonde, les accroissements de contraintes seront notés  $\Delta\sigma_r$ ,  $\Delta\sigma_\theta$ , et  $\Delta\sigma_z$  respectivement suivant les directions principales  $r$ ,  $\theta$  et  $z$



**Figure 1.31 : a) Etat initial d'une cavité cylindrique dans un milieu infini ; b) Etat des contraintes sur un élément déformé.**

Les contraintes radiales et circonférentielles dans la masse de sol autour de la sonde pressiométrique, sont des contraintes principales en raison de la symétrie. Les contraintes de compression seront considérées comme positives en conformité avec la pratique de la mécanique des sols. La Figure 1.31.b montre l'état des contraintes agissant sur l'élément de volume, dans le plan horizontal, une seule équation d'équilibre décrivant cet état à cause de la symétrie, elle exprime l'équilibre dans la direction radiale et peut être écrit comme suit :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1.17)$$

### 1.7.2.1.2. Expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini

Le problème de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini ne peut pas donner une solution exacte que si l'on fait des hypothèses plus ou moins fortes à la fois sur la géométrie de la sonde (cavité cylindrique infinie) et sur la loi de comportement du matériau (critère de plasticité de type Mohr-Coulomb). On peut citer différentes formulations traitant le cas d'une sonde infinie dans un milieu élastique (Lamé en 1852). Le sol est représenté par un milieu élastique linéaire, isotrope, homogène caractérisé par deux paramètres :

- ❖ Le module de Young  $E$  ;
- ❖ Le coefficient de poisson  $\nu$  ;

Les déformations sont considérées petites. Suivant la théorie de l'élasticité, les variations des contraintes principales  $\Delta\sigma_r$ ,  $\Delta\sigma_\theta$ , et  $\Delta\sigma_z$  sont liées aux déformations principales : radiale  $\varepsilon_r$ , la déformation circonférentielle  $\varepsilon_\theta$ , et la déformation verticale  $\varepsilon_z$  par :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}(\Delta\sigma_r - \nu(\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z)) \quad (1.18)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}(\Delta\sigma_\theta - \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_z)) \quad (1.19)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta)) \quad (1.20)$$

Les hypothèses de la déformation plane s'écrit  $\varepsilon_z=0$ , et donc suivant l'équation (1.20) :

$$\Delta\sigma_z = \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) \quad (1.21)$$

Sur un cylindre de rayon  $r$ , ces accroissements de contraintes provoquent une déformation  $\varepsilon_r$ . En substituant la relation (1.21) dans (1.20) et en remplaçant  $\varepsilon_r$  et  $\varepsilon_\theta$  par leurs expressions respectives soit  $du/dr$  et  $u/r$  puis en exprimant les contraintes en fonctions des déformations suivant l'équation d'équilibre (1.17) on obtient la relation :

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \quad (1.22)$$

La solution générale de cette équation présentée par Lamé, est de forme :

$$u = Ar + \frac{B}{r} \quad (1.23)$$

Avec A et B des constantes déterminées à l'aide des conditions aux limites. Dans le cas de l'expansion dans un milieu infini, quand  $r$  tend vers l'infini, le déplacement radial  $u$  tend vers zéro et donc  $A=0$ . Sur la paroi de la cavité pour  $r=r_0$  le déplacement est noté  $u_0$ , ce qui entraîne d'après (1.23) :

$$B = u_0 r_0 = \varepsilon_{\theta 0} r_0^2 \quad (1.24)$$

Avec :

$u_0 = u_a = \varepsilon_{\theta_0} r_0$  déplacement à la paroi ;  $r_0 = a$  rayon à la cavité.

Par la suite pour simplifier l'écriture  $\varepsilon_{\theta_0}$  sera noté  $\varepsilon_0$  et  $\varepsilon_{\theta}$  noté  $\varepsilon$  donc :

$$u = \frac{B}{r} = \frac{u_0 r_0}{r} = \frac{\varepsilon_0 r_0^2}{r} \quad (1.25)$$

Le déplacement étant connu, il ne reste plus qu'à déterminer les déformations :

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_0 r_0^2}{r^2} \quad (1.26)$$

$$\varepsilon_r = -\frac{\varepsilon_0 r_0^2}{r^2} \quad (1.27)$$

En exprimant  $\varepsilon$  et  $\varepsilon_r$  suivant les relations 1.26 et 1.27 et en portant leurs valeurs respectives dans les relations 1.18 et 1.19, le calcul des contraintes devient immédiat et on obtient :

$$\sigma_r = p_0 + 2G \frac{\varepsilon_0 r_0^2}{r^2} \quad (1.28)$$

$$\sigma_{\theta} = p_0 - 2G \frac{\varepsilon_0 r_0^2}{r^2} \quad (1.29)$$

Sachant que  $G=E/(2(1+\nu))$  et  $p_0$  étant la pression horizontale des terres au repos. Compte tenu des contraintes initiales, nous avons :

$$\sigma_r = p_0 + \Delta\sigma_r = p_0 + \Delta p \frac{r_0^2}{r^2} \quad (1.30)$$

$$\sigma_{\theta} = p_0 - \Delta\sigma_r = p_0 - \Delta p \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \quad (1.31)$$

A partir des relations 1.28 et 1.29, appliquées pour  $r=r_0$  on obtient :

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{u_0}{r_0} = \frac{\Delta p}{2G} \quad (1.32)$$

Cette solution nécessite un certain nombre de remarques :

- ❖ La contrainte radiale varie en fonction de  $1/r^2$  mais le déplacement varie en  $1/r$  ;
- ❖ La contrainte moyenne et la contrainte octaédrique sont nulles, elles sont exprimées par :

$$\Delta\sigma_m = \frac{\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\theta}}{2} = 0 \quad (1.33)$$

$$\Delta\sigma_{oct} = \frac{\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\theta} + \Delta\sigma_z}{3} = 0 \quad (1.34)$$

Cela veut dire que l'essai pressiométrique dans un milieu élastique est purement déviatoriques. Seul intervient le module de cisaillement  $G$  suivant les formules (1.28) et (1.29). De plus d'après (1.26) et (1.27) et en fonction de l'hypothèse de déformation plane, la déformation volumique est identiquement nulle, soit :

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_z + \varepsilon_r + \varepsilon_\theta = 0 \quad (1.35)$$

En effet, le champ de déformation est provoqué par un champ de contraintes déviatoire, ainsi ce résultat n'est que la conséquence de l'hypothèse du comportement élastique isotrope. Pour les milieux cohérents saturés, la perméabilité de ceux-ci est suffisamment faible pour que l'essai pressiométrique puisse être considéré comme un essai non drainé. Compte tenu des hypothèses habituelles, concernant l'incompressibilité des grains et de l'eau, la variation de volume est nulle et cela quel que soit la loi de comportement.

Ce calcul, toutefois n'est pas exempt de critiques. Au premier rang de celles-ci faut bien entendu placer l'hypothèse faite sur le comportement du sol (même dans une phase limitée) c'est-à-dire l'élasticité linéaire. Bolton et Whittle (1999) ont proposé une interprétation de l'essai pressiométrique en considérant le sol comme élastique non linéaire plastique.

D'autres critiques concernent d'une part l'hétérogénéité du sol et son anisotropie, d'autre part l'influence de l'élanement  $L/D$  de la sonde pressiométrique. En particulier le fait d'avoir considéré une longueur de sonde infinie a permis de prendre pour hypothèse un champ de déformation plane.

#### **1.7.2.2. Prise en compte du comportement du sol**

Deux approches sont principalement utilisées dans la littérature pour l'interprétation théorique de la courbe d'expansion pressiométrique. Elles reposent sur des hypothèses différentes concernant le comportement du sol.

##### **1.7.2.2.1. Analyse globale du comportement du sol**

Cette approche ne nécessite pas la définition explicite d'une loi de comportement. Avec l'apparition du pressiomètre autoforeur plusieurs auteurs ont proposé des théories basées sur la dérivation de la courbe pressiométrique dont Baguelin et al. (1972) ; Palmer (1972) ; Ladanyi (1972) ; Denby et Clough (1980) ; Silvestri (1998). Cette démarche conduit à déterminer la courbe de cisaillement élémentaire du matériau en place. Toutefois la dérivation de la courbe pressiométrique présente deux difficultés ou imperfections majeurs à savoir :

- ❖ L'insuffisance de points expérimentaux qui ne permet pas de cerner convenablement les états initiaux et finaux ;
- ❖ La difficulté de prise en compte des effets du remaniement ou plus généralement de caractériser l'influence de la procédure d'essai et du matériel utilisé ;

Nous citons ci-après quelques études dans ce contexte.

**Palmer (1972)** a fourni une méthode théorique permettant d'exprimer la contrainte de cisaillement en fonction du logarithme de  $\Delta V/V$  comme suit :

$$\frac{\sigma_{ri} - \sigma_{\theta i}}{2} = \frac{dp_i}{d \left[ \log \left( \frac{\Delta V}{V} \right) \right]} \quad (1.36)$$

Ou  $\sigma_{ri}$  et  $\sigma_{\theta i}$  sont, respectivement, les contraintes radiale et tangentielle qui agissent sur le bord intérieur de la cavité ;  $V$  est le volume déformé de la sonde ;  $\Delta V$  est la variation du volume de la sonde ;  $p_i$  est la pression appliquée à l'intérieur de la sonde.

Si la pression  $p_i$  est tracée en fonction de  $\log (\Delta V/V)$ , la pente de la courbe pour une valeur donnée de  $\Delta V/V$  sera égale à la contrainte moyenne de cisaillement qui correspond à un déplacement radial au bord de la cavité  $y_{ri}$  qui s'exprime, en normalisant les dimensions par rapport à  $r_i$  en fonction de  $\Delta V/V$  comme :

$$y_{ri} = (1 - \Delta V/V)^{-0.5} - 1 \quad (1.37)$$

**Ladanyi (1972)** s'est basé sur la théorie déjà utilisée dans la plasticité des métaux. Il a supposé que le milieu soit formé d'un grand nombre de cylindres minces centrés par rapport à l'axe de la cavité. Chaque cylindre, de rayon intérieur  $r_i$  et extérieur  $r_{i+1}$ , est soumis à des contraintes radiales ( $\sigma_{ri}, \sigma_{r_{i+1}}$ ) et tangentielles ( $\sigma_{\theta i}, \sigma_{\theta_{i+1}}$ ). Le déviateur mobilisé en déformation plane s'écrit :

$$q_{i,i+1} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{i,i+1} \quad (1.38)$$

Correspond à la déformation moyenne dans le cylindre décrite par :

$$y_{i,i+1} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)_{i,i+1} \quad (1.39)$$

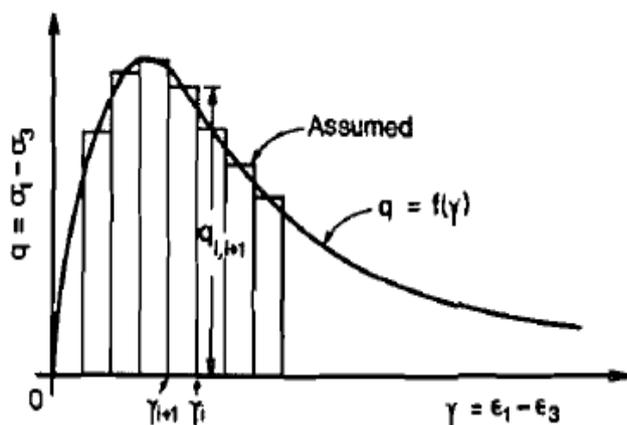


Figure 1.32 : Courbe contrainte-déformation assumée et réelle pour l'expansion d'une cavité cylindrique considérée comme un assemblage de cylindres (Ladanyi, 1972)

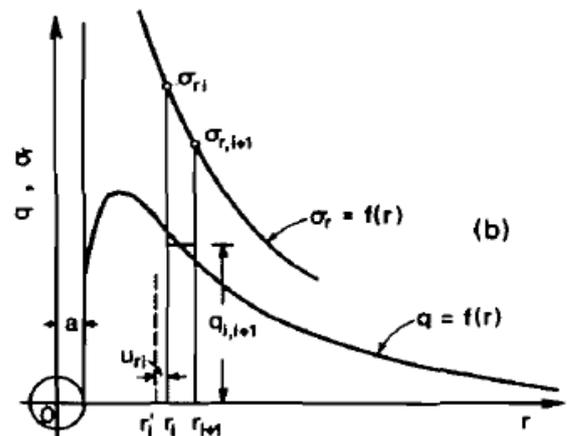


Figure 1.33 : Variation réelle et assumée de la résistance mobilisée  $q$  avec le rayon  $r$  et variation résultante de la contrainte radiale totale  $\sigma_r$  (Ladanyi, 1972)

La résistance moyenne mobilisée au cisaillement ainsi que la déformation au cisaillement correspondante,  $q_{i,i+1}$  et  $y_{i,i+1}$  respectivement seront données par les deux expressions suivantes :

$$(\sigma_r - \sigma_\theta)_{i,i+1} = q_{i,i+1} = \frac{\sigma_{ri} - \sigma_{r,i+1}}{\ln r_{i+1} - \ln r_i} \quad (1.40)$$

$$y_{i,i+1} = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\Delta V}{V} \right)_i + \left( \frac{\Delta V}{V} \right)_{i+1} \right] \quad (1.41)$$

Partant de ce principe, la courbe d'expansion sera découpée en de petits segments de lignes droites, chaque segment est limité par deux pressions successives à l'intérieur de la cavité  $p_i$  et  $p_{i+1}$  correspondant à une résistance moyenne au cisaillement  $q_{i,i+1}$  qui sera donnée en fonction de  $p_i$  et  $p_{i+1}$  par une équation similaire à celle de Palmer et qui s'écrit comme suit :

$$(\sigma_r - \sigma_\theta)_{i,i+1} = q_{i,i+1} = \frac{p_i - p_{i+1}}{0.5 \left[ \ln \left( \frac{\Delta V}{V} \right)_i - \ln \left( \frac{\Delta V}{V} \right)_{i+1} \right]} \quad (1.42)$$

L'effort de **Baguelin et al. (1972)** a d'abord porté sur le développement du matériel, un pressiomètre autoforeur a été mis au point afin de pallier au problème de remaniement dû à la mise en place. Les auteurs ont montré que dans le cas des sols cohérents soumis à un chargement drainé, on peut fournir des informations précieuses sur les propriétés mécaniques élémentaires, celle-ci est basée sur la dérivation de la courbe pressiométrique. Les auteurs ont développé une procédure théorique aboutissant à une expression de résistance au cisaillement  $\tau$  en fonction de la déformation de la façon suivante :

$$\tau = \frac{\Delta V}{V_0} \frac{dp_l}{d \left( \frac{\Delta V}{V_0} \right)} \left( 1 + \frac{\Delta V}{V} \right) = \frac{\Delta V}{V} \frac{dp_i}{d \left( \frac{\Delta V}{V} \right)} \quad (1.43)$$

En petites déformations, l'expression (1.43) se simplifie en s'écrivant :

$$\tau = \varepsilon_l \frac{dp_l}{d\varepsilon_l} \quad (1.44)$$

**Silvestri** dans un article publié en **(1998)** s'est basé sur la théorie de l'expansion des tubes métalliques à paroi épaisse. Pour déduire la loi de cisaillement lors de l'expansion d'un cylindre creux dans une argile saturée, sans avoir recours à une loi de comportement du sol. Il a déduit l'équation (1.45) qui est la même équation obtenue par Ladanyi (1972) ; Palmer (1972) et Baguelin et al. (1972) :

$$\tau_a = q(q - 1) \frac{dp}{dq} \quad (1.45)$$

Avec :  $\tau_a$  la contrainte de cisaillement mobilisée au bord de la cavité ;  $q=(a'/a)^2$  a et a' sont respectivement le rayon de la cavité avant et après la déformation ;  $p$  c'est la pression appliquée et  $dp/dq$  c'est la pente de la courbe d'expansion.

Parmi les méthodes qui sont utilisées aussi pour dériver la courbe de cisaillement, on cite celle de **Denby et Clough (1980)**. Ils ont proposé une méthode graphique pour la dérivation de la courbe pressiométrique, cette méthode est basée sur la proche de **Duncan et Chang (1970)** qui supposent que la relation contrainte déformation est composée de deux parties ; avant la

rupture, la courbe est hyperbolique alors que pendant et après la rupture, elle est idéalement plastique.

### 1.7.2.2.2. Cas d'un comportement élasto-plastique du sol

Le problème de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un sol élasto-plastique a été traité par plusieurs auteurs, on peut séparer d'une part les méthodes supposant une déformation sans variation de volume dans la phase plastique : Ménard (1957) ; Gibson et Anderson (1961) ; Monnet et Khlif (1992) et d'autre part les méthodes supposant une déformation avec variation de volume dans la phase plastique : Salençon (1966) ; Vesic (1972) ; Hughes et al. (1977).

#### a) Etude sans variation de volume

**Ménard** dès **1957** publia ses travaux relatifs à l'interprétation de l'essai pressiométrique dans les matériaux cohérents. Son étude est basée sur le critère Mohr-Coulomb et considère un champ de déformation à volume constant. Ménard aborde aussi bien les cas des petites déformations que le cas des grands glissements. Dans le cas simple des argiles saturées purement cohérentes, Ménard déduit une relation entre les déplacements  $u_a$  à la paroi et la pression  $p$  qui lui est appliquée, soit :

$$u_a = a \left[ \frac{1 + \nu}{E} \right] c_u e^{\left[ \frac{p - p_0 - c_u}{c_u} \right]} \quad (1.46)$$

Avec :  $a$  rayon initial de la sonde ;  $c_u$  cohésion non drainé ;  $p_0$  pression horizontale en place.

Il présente également deux relations fondamentales permettant de calculer le module pressiométrique  $E_M$  et la cohésion non drainée telles que :

$$E = k \frac{dp}{du} \quad (1.47)$$

$$c_u = \frac{dp}{d(\ln(u))} \quad (1.48)$$

Avec :  $K$  : constante de l'appareil, il est défini par :  $K = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m)$

Ménard introduit la notion de pression limite dans la phase des grandes déformations et présente sa quatrième équation telle que :

$$p_l = p_0 + c_u \left( 1 + \ln \frac{E}{2(1 + \nu)c_u} \right) \quad (1.49)$$

Au moment même où Ménard oriente ses recherches sur un travail de corrélation entre les paramètres déduits de l'essai pressiométrique et les paramètres intrinsèques du sol, **Gibson et Anderson (1961)** ont publié une solution de l'expansion de la cavité cylindrique dans un milieu élasto-plastique avec l'hypothèse de déformation plane sans variation de volume dans la phase plastique. Ils ont approximé la réponse non drainée du sol par une relation contrainte-déformation élastique dans des conditions de plasticité idéales. Ils ont obtenu le module pressiométrique en

utilisant la théorie de l'élasticité, et la résistance au cisaillement non drainé en utilisant la théorie de la plasticité. Les auteurs résument l'essai pressiométrique en trois phases :

❖ Phase de recompression soit  $0 < p < p_0$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{2p(1 + \nu)}{E} \quad (1.50)$$

❖ La phase élastique telle que  $p_0 < p < p_0 + c_u$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = p \frac{2(1 + \nu)}{E} \quad (1.51)$$

❖ La phase plastique pour  $p > p_0 + c_u$

$$p = p_0 + c_u \left\{ 1 + \ln \left\{ \left[ \frac{E}{2(1 + \nu)c_u} \right] \frac{\Delta V}{V} \left[ 1 - \frac{\Delta V}{V} \right] \frac{p_0}{c_u} \right\} \right\} \quad (1.52)$$

La pression limite est définie par l'expression identique du Ménard (1.49). Afin de calculer  $C_u$  les auteurs recommandent de transformer la relation (1.52) en introduisant l'expression de la pression limite telle que :

$$p = p_l + c_u \left\{ 1 + \ln \left\{ \frac{\Delta V}{V} - 2 \left( 1 - \frac{\Delta V}{V} \right) (1 + \nu) \frac{p_0}{E} \right\} \right\} \quad (1.53)$$

## b) Etude avec variation de volume

**Salençon (1966)** a étudié l'expansion quasi-statique dans un milieu infini d'une cavité cylindrique. Le matériau est supposé isotrope, homogène et sans force de masse. La solution considérée est élasto-plastique. La loi de comportement plastique adoptée permet une variation de volume permanente, en supposant la compressibilité en phase plastique indépendante des déformations. Pour un matériau régi par le critère de Coulomb, il propose une formulation pour la pression de fluage qui correspond à l'apparition de la zone plastique. L'expression de la pression de fluage  $p_f$  s'écrit :

$$p_f = -H + 2 \left[ \frac{p_0 + H}{1 + k_a} \right] \quad (1.54)$$

Avec :  $H = c[\cot g \varphi]$  ;  $K_a = tg^2 \left[ \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right]$ ,  $c$ =la cohésion ;  $\varphi$ =angle de frottement interne

La pression limite est définie par :

$$p_l = -H + 2 \left[ \frac{p_0 + H}{1 + k_a} \right] \left[ \frac{E(k + k_a)}{2(p_0 + H)(1 + k)(1 - k_a)(1 - \nu^2)} \right]^{\frac{1+k_a}{1+k}} \quad (1.55)$$

Avec :  $k$  un coefficient en fonction de la déformation volumique.

Pour  $k=1$ , la déformation est purement déviatoriques il n'y pas variation de volume permanente, le critère de rupture est celui de Mohr-Coulomb.

Pour  $k=k_a$  le potentiel plastique est identique au critère de plasticité. Le vecteur déformation plastique est alors normal à la surface limite.

L'étude particulière pour  $k=1$  (sans variation de volume) et pour  $\varphi = 0$  conduit aux :

$$p_f = p_0 + c \quad (1.56)$$

$$p_l = p_0 + c \left[ 1 + \ln \left[ \frac{E}{4c(1-\nu^2)} \right] \right] \quad (1.57)$$

Pour  $\nu = 0.5$  les deux équations (1.49) et (1.57) sont équivalentes. La différence entre l'équation proposé par Ménard et Salençon dans le terme comportant le coefficient de poisson, cela est dû à l'introduction des grandes déformations dans l'étude menée par Salençon.

**Hughes et al. (1977)** proposent l'équation d'expansion donné par l'expression (1.58), en tenant en compte la variation de volume. L'étude est réalisée en petites déformations élastique et plastique, la limitation de cette approche est qu'elle ne permet pas d'estimer la pression limite à l'infini.

$$\frac{p + c \cot \varphi}{p_0 + c \cot \varphi} = (1 + \sin \varphi) \left[ \frac{E}{2(1 + \nu)(p_0 + c \cot \varphi) \sin \varphi (1 + \sin \psi)} 2 \left( \frac{r_s - R_s}{R_s} \right)^{\left( \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) (1 + \sin \psi)} \right] \quad (1.58)$$

Avec :  $p_0$  la pression horizontale en place ;  $\varphi$  l'angle de frottement interne ;  $c$  la cohésion ;  $\psi$  angle de dilataance ;  $R_s$  rayon initial de la sonde ;  $r_s$  rayon actuel de la sonde.

### 1.7.2.3. Analyse en petites déformations sans l'hypothèse de déformation plane

Les études précédentes supposent que l'état de contrainte initial est isotrope ( $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z$ ) et que la contrainte verticale  $\sigma_z$  reste toujours la contrainte principale intermédiaire. Wood et Wroth (1977) ont constaté expérimentalement que, dans certains cas,  $\sigma_z$  peut être la contrainte principale majeure. À partir de ces considérations, une étude réalisée en petites déformations par **Monnet et Khlif (1994)** basée sur un comportement élastoplastique parfait du sol (critère de Mohr-Coulomb), montre l'existence possible de deux zones plastiques. Suivant l'état initial des contraintes, deux expressions sont obtenues pour la courbe d'expansion d'un matériau frottant :

Si  $k_0(1 + \sin \varphi) > 1$  la relation (1.58) reste valable, dans le cas contraire :

$$p = \frac{p_0}{k_0} (1 + \sin \varphi) \left[ k_0 \frac{E(1 + \sin \varphi)}{2(1 + \nu)p_0 \sin \varphi (1 + \sin \psi)} 2 \left( \frac{r_s - R_s}{R_s} \right)^{\left( \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) (1 + \sin \psi)} \right] \quad (1.59)$$

$k_0$  étant le coefficient de pression des terres au repos.

### 1.7.3. Les méthodes numériques.

Le développement des moyens informatiques ainsi que l'apparition de la méthode des éléments finis a conduit à la mise au point de codes de calcul de plus en plus élaborés. Toutefois l'efficacité de ces codes est en grande partie liée à la validité de la loi de comportement utilisée

pour modéliser le sol. De plus la détermination des paramètres des lois de comportement à partir de la courbe d'expansion pressiométrique est un exercice difficile. Dans le cas d'un essai idéal (sans aucune perturbation du sol), on pourrait déduire des résultats de l'essai pressiométrique au moins trois paramètres :

- ❖ La contrainte horizontale initiale en place ;
- ❖ Le module de cisaillement horizontal  $G$  ;
- ❖ Un paramètre de résistance ( $c_u$ , résistance non drainée pour les sols cohérents ou  $\varphi$ , angle de frottement pour les sables).

Malheureusement, ce n'est pas le cas et la mesure de la contrainte horizontale initiale est peu fiable, car même pour le pressiomètre autoforeur il se produit toujours un certain remaniement au début de l'essai.

Néanmoins, il est généralement possible d'accéder aux valeurs de certains paramètres de déformabilité et de résistance définissant une loi de comportement. Ceux-ci peuvent être estimés de deux façons différentes :

- ❖ Par des méthodes d'interprétation qui mélangent des considérations empiriques avec une modélisation unidimensionnelle de l'essai. Cette pratique ne concerne que les modèles simples en élastoplasticité parfaite (critère de Tresca ou de Mohr-Coulomb) ;

- ❖ Par le calage d'un modèle unidimensionnel ou bidimensionnel sur la courbe d'expansion (pression appliquée, déformation de la cavité). Le modèle est défini par le choix d'une loi de comportement représentative du terrain testé. Des techniques d'optimisation sont largement utilisées pour obtenir les valeurs des paramètres de la loi choisie.

Nombreux travaux portent sur l'identification des paramètres d'un modèle de comportement à partir de l'essai pressiométrique. On peut résumer les travaux des principaux auteurs comme suit :

**Tableau 1.5 : Travaux portant sur l'identification des paramètres d'un modèle de comportement.**

Référence	Type d'essai	Loi de comportement	Commentaires
Li et Pu (1986)	Standard	Plusieurs lois sont considérées : élastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb) ; modèle hyperbolique ; loi de Lade ; loi à 3 surfaces de charge de Shen.	Les modèles les plus compliqués décrivent raisonnablement bien les résultats expérimentaux. Les modèles plus simples ne sont pas si mauvais, mais ils ont tendance à surestimer les variations de volume pour les basses pressions appliquées dans la cavité.
Pyrah et al. (1988)	Autoforeur	Modèle Cam-Clay modifié. Loi de fluage de Singh et Mitchell.	Etude de l'importance relative de la consolidation et du fluage dans l'essai pressiométrique. L'effet du fluage est plus important dans les essais à contraintes imposées que dans les essais à déformations contrôlées, pour lesquels l'effet de la consolidation est prédominant.

Cambou et al. (1990)	Standard et autoforeur	Modèle élastoplastique CJS avec écrouissage cinématique.	La comparaison entre calculs 1D et 2D montre qu'en première approximation, l'hypothèse de déformation plane est justifiée au centre de la sonde. Les différences de résultats entre le pressiomètre Ménard et le PAF sont qualitativement reproduites par les simulations avec le modèle CJS.
Voyiadjis et al. (1990)	Standard	Modèle élastoplastique associé de type Cap-Model	Simulation d'un essai pressiométrique. Analyse de l'influence des grandes déformations.
Lee Goh et Fahey (1991)	Autoforeur	Modèle Cam-Clay modifié.	Bonne concordance entre les résultats calculés et les mesures pour la courbe d'expansion, mais de mauvais résultats sont obtenus pour la pression interstitielle
Bahar et al. (1992)	Diflupress L.D.	Viscoélasticité non linéaire (combinaison d'un modèle de Maxwell non linéaire et d'un modèle de Kelvin-Voigt).	Détermination des paramètres par calage d'un modèle d'éléments finis. Bonne simulation des essais : la variation de volume en fonction du temps est bien rendue. Les paramètres obtenus servent à estimer les tassements à long terme d'une centrale nucléaire.
Houlsby et Carter (1993)	Autoforeur	Elastoplasticité parfaite (critère de Tresca).	Estimation des paramètres $G$ et $c_u$ sur les résultats numériques (courbe d'expansion) et comparaison avec les valeurs introduites dans le calcul.
Monnet et Khlif (1994)	Standard avec cycles, tube lanterné battu	Elastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb et élasticité isotrope linéaire).	Une bonne concordance est obtenue entre les courbes d'expansion théorique et expérimentale (cycle de charge-décharge compris), mais des différences importantes sont à noter au début de l'essai. Celles-ci sont dues au remaniement initial du sol par le procédé de forage.
Yu (1994 et 1995)	Autoforeur	Elastoplasticité avec écrouissage (positif ou négatif). Critère de rupture de Matsuoka.	Simulation d'un essai au pressiomètre autoforeur pour déterminer les paramètres d'état initial d'un massif de sable. Concordance acceptable entre les courbes théorique et expérimentale. Une corrélation est établie entre un paramètre initial et la pente de la courbe d'expansion dans un plan log-log.
Monnet et Biard (1997)	Standard avec cycles, sonde nue de 60 mm	Elastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb et élasticité isotrope linéaire).	Une bonne concordance est observée entre les courbes d'expansion théorique et expérimentale. Le premier cycle de charge-décharge est bien décrit, mais le deuxième est moins bien représenté.
Zentar et al. (1998)	Ménard et autoforeur	Elastoplasticité parfaite (critère de Tresca).	Selon les valeurs du rapport $L/D$ , la condition de déformation plane est plus ou moins respectée. Plus le rapport est grand, plus la condition est vérifiée. Cela semble bon pour le pressiomètre Ménard ( $L/D=6,6$ ), mais moins bon pour le pressiomètre autoforeur ( $L/D=2,3$ ).
Charles et al. (1999)	Autoforeur	Modèles élastoplastiques avec écrouissage	Les simulations montrent que l'ignorance des effets dus à la géométrie 2D du pressiomètre peut entraîner une surestimation de la résistance d'environ 25%.

Les études numériques, entreprises depuis une quinzaine d'années, ont des objectifs différents. On peut distinguer quatre grandes finalités :

- ❖ Évaluer l'importance relative des hypothèses posées pour l'interprétation de l'essai pressiométrique (longueur de l'appareil, vitesse de l'essai, effet de la mise en place, effet de la pression interstitielle, etc.) ;

- ❖ Analyser les effets de certains facteurs liés au sol sur les résultats de l'essai (fluage, anisotropie, hétérogénéités, discontinuités, essais dans une pente, etc.) ;

❖ Déterminer certains paramètres des lois de comportement par un calage sur les résultats d'essai ;

❖ Simuler des essais pressiométriques pour valider des lois de comportement avec des paramètres déterminés à partir d'autres types d'essais (laboratoire ou in situ). Les résultats d'essais sont alors considérés au même titre que des mesures obtenues sur un ouvrage in situ

## **1.8. Conclusion**

Les essais en place ont pour objectif essentiel de tester le sol dans l'état où il se trouve. Ils évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement du sol dans un état plus ou moins proche de la réalité. Parmi ceux-ci l'essai pressiométrique qu'il semble être le seul essai in-situ capable de donner des relations de comportement des sols jusqu'à la rupture et dans lequel les conditions aux limites spatiales sont relativement bien définies. Par conséquent, il permet une analyse théorique et expérimentale du comportement des sols plus rigoureuse que d'autres essais in-situ.

Après les remous et contestations qui se sont manifestés au début de la mise en service des premiers pressiomètres, les essais et les méthodes pressiométriques se sont rapidement développés en France et dans le monde entier depuis leurs origines jusqu'à aujourd'hui. Ce chapitre présente après un bref historique de la pressiométrie, l'évolution du matériel d'essai. La revue des principaux types de pressiomètres a montré, en particulier une variation sensible de l'élançement des sondes de mesures.

Concernant les méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique, celles-ci s'attachent plutôt à la compréhension de l'essai d'un point de vue mécanique, les solutions analytiques développées se limitent à des modèles simples en adoptant des hypothèses simplificatrices. Ces hypothèses sont relatives à l'élançement de la sonde de mesure et au mode de déformation autour de la cavité. L'utilisation des méthodes numériques permet de s'affranchir en partie de ces hypothèses simplificatrices.

Le chapitre qui se suit, est consacré à l'étude de l'évolution des lois de comportement, et les différentes méthodes expérimentales de déterminations du module de déformation.

## **Chapitre 2**

### **Panorama des essais expérimentaux et comportement rhéologique des sols**

## 2.1. Introduction

La justification des ouvrages géotechniques vis à vis des déplacements est de plus en plus souvent exigée. Comme les déformations générées dans les sols par les constructions peuvent recouvrir des amplitudes très différentes selon les terrains, l'ouvrage et l'état limite considérée. Le comportement des sols est complexe notamment les sols fins, son étude a nécessité le développement d'un grand nombre de techniques d'essais en laboratoire et en place. Ces essais ont pour objectifs de fournir des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et de simuler leur comportement sous l'action de charges appliquées durant les essais comme elles doivent l'être réellement dans la nature ou sous l'action des ouvrages.

Les études en laboratoire, souvent lentes et généralement coûteuses, s'effectuent sur des échantillons de petites tailles, plus ou moins remaniés et parfois non représentatifs de l'état du sol en place, la qualité de ces essais dépend du prélèvement d'échantillons représentatifs, dont les conditions sont plus ou moins satisfaisantes selon les types de sols, la polyvalence des essais en laboratoire et la maîtrise des conditions d'essais, en font un élément essentiel de la compréhension du comportement du sol. La voie des essais en place implique la réalisation d'un forage, ce qui nécessite un matériel le plus souvent lourd et compliqué, l'analyse de ces essais est basée surtout sur des considérations empiriques, manquant de fondements théoriques, à partir desquelles les propriétés mécaniques des sols ne sont pas directement identifiées.

Le développement de lois théoriques de comportement des matériaux toujours plus complexes et le besoin de calculer des déplacements induits par un ouvrage au cours de sa construction et lors de sa mise en service, imposent une résolution au moyen de codes de calcul numérique. Les lois de comportement des massifs de sol les plus couramment employées à l'heure actuelle sont les lois élastoplastiques (avec ou sans écrouissage). Néanmoins, la simplicité du comportement élastique fait qu'il est encore très souvent utilisé pour analyser les mouvements des massifs de sol et des ouvrages. Il est donc essentiel d'améliorer les modèles géotechniques tant par le développement de nouvelles méthodes de mesures des caractéristiques des sols (notamment en place), que par l'établissement de nouvelles lois de rhéologie des sols plus précises et plus représentatives.

On présente dans ce chapitre des éléments de base dont la connaissance constitue un préalable nécessaire. On s'intéresse dans la première partie au comportement rhéologique des sols et les principaux types des lois de comportement des sols. Dans une deuxième partie, on passe en revue des techniques expérimentales in situ et en laboratoire permettant la détermination du module de déformations.

## 2.2. Comportement rhéologique des sols

### 2.2.1. Notion de loi de comportement des sols

Le comportement du sol est représenté par une loi qui l'assimile à un milieu continu. Cette loi souvent appelée « loi de comportement » décrit la relation entre les contraintes et les déformations provoquées par ces contraintes. Elle traduit le comportement constaté expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures.

Dans le cas général des sollicitations tridimensionnelles, la loi de comportement est une relation liant le tenseur des contraintes  $\bar{\sigma}$  et le tenseur des déformations  $\bar{\varepsilon}$  en considérant par ailleurs la vitesse de sollicitation et la température. La loi rhéologique s'écrit alors symboliquement de la manière suivante :

$$R\left(\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}, \frac{d\bar{\sigma}}{dt}, \frac{d\bar{\varepsilon}}{dt}, T, \dots\right) = 0 \quad (2.1)$$

Les sollicitations qui permettent d'obtenir une loi de comportement sont le plus souvent la traction ou la compression simple. L'étude de la loi de comportement est basée d'une part sur l'analyse des résultats expérimentaux et d'autre part sur l'emploi des mécanismes physiques. L'expérience nous donne en principe les courbes de contraintes - déformations ( $\sigma, \varepsilon$ ) qui représentent les relations empiriques constituant les lois de comportement.

Pour de nombreux matériaux, la courbe ( $\sigma, \varepsilon$ ) présente deux parties distinctes : une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau (*élasticité*) et une partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique.

Lorsqu'une courbe contraintes-déformations présente une asymptote parallèle à l'axe des déformations, on dit qu'elle présente un palier de plasticité avec un seuil de plasticité (Figure 2.1). En général, lorsque ce dernier est atteint le solide subit des grandes déformations à contrainte constante et à variation de volume nulle. Toutefois, dans certains cas (sols raides par exemple), la courbe ( $\sigma, \varepsilon$ ) peut présenter un pic avant d'attendre son palier.

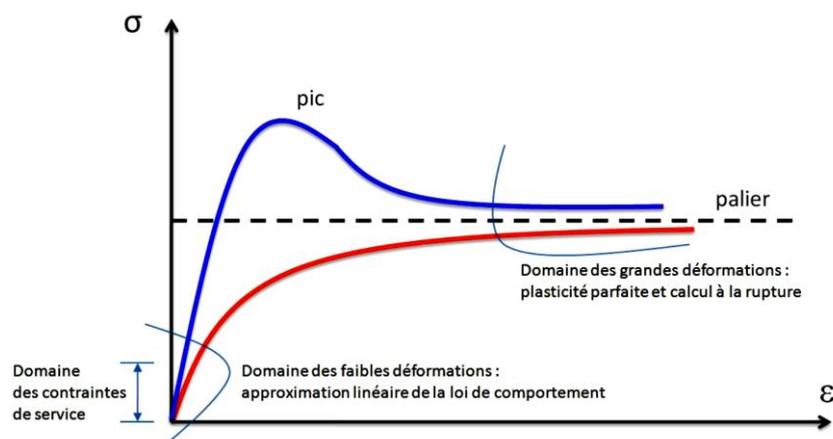


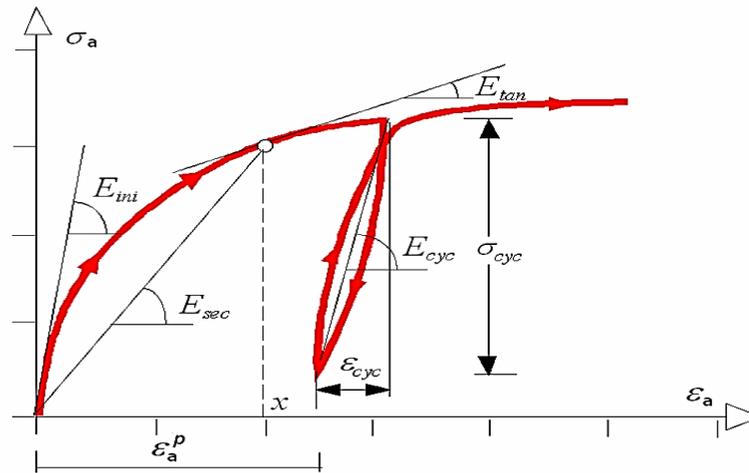
Figure 2.1 : Courbe contraintes-déformations type pour les sols (Ali, 2010).

### 2.2.2. Généralités sur les modules de déformation

Dans la science des matériaux le terme « module » désigne, généralement la capacité d'un matériau de résister à une action (une force) exercée sur lui sans rompre et sans produire de déformations plastiques (notions de résistance des matériaux) (Ruste, 2011). Donc le terme « module de déformation » est introduit pour exprimer le rapport entre la contrainte et la déformation, ce module est relié à l'effort nécessaire pour obtenir une déformation unitaire, il décrit la rigidité du sol in instant fixe de l'histoire des sollicitations. Sa caractérisation a une influence déterminante sur la définition et la sélection des valeurs de calcul à adopter dans un projet géotechnique.

En effet, le terme « module de déformation » est un mot qui est souvent utilisé dans la pratique de l'ingénieur et qui cache un paramètre clé des modèles numériques. Il est donc souhaitable de définir les différents types de modules qui peuvent être déduits des essais. C'est ce qui est fait sur la Figure 2.2. Lorsque les déformations sont encore très faibles, normalement inférieures à 0,01% pour le sol, le module est quasiment indépendant du niveau de déformation. Le module déterminé dans cette plage de déformation est communément appelé « module initial » ou « maximal » ( $E_{ini}$ ). Il s'agit d'un paramètre très important pas seulement pour la réponse sismique des sites mais aussi pour de projets de grande envergure en géotechnique basés sur les propriétés du sol à très faibles déformations.

Dans la partie monotone suivante de la courbe contrainte-déformation un module « sécant » ( $E_{sec}$ ) défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel, ce module pourrait être utilisé afin de prédire le tassement d'un sol de fondation dû à l'application d'une charge provenant d'une semelle isolée. Le module tangent déterminé par la pente de la tangente à la courbe contraintes-déformations correspondant à un certain niveau de déformation ( $E_{tan}$ ), ce module pourrait être utilisé pour calculer une incrémentation de tassement correspondant à une incrémentation de charge (comme l'ajout d'un étage dans la construction d'un immeuble de plusieurs étages). Lors de la réalisation d'un cycle de déchargement-rechargement, par exemple en cas de chargement d'un pieux sollicité suivant une sinusoïde, le module ( $E_{cyc}$ ) est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion.



**Figure 2.2 : Courbe contrainte-déformation et définition des différents modules (Nguyen Pham, 2008).**

Dans le cas d'un essai de compression simple d'une éprouvette cylindrique, les différents modules représentés sur la Figure 2.2 sont définis de la façon suivante en fonction des déformations verticales de l'éprouvette :

$$E_{tan} = \frac{d\sigma_a}{d\varepsilon_a} \quad (2.2)$$

$$E_{séc} = \frac{\sigma_a - \sigma_{a0}}{\varepsilon_a} \quad (2.3)$$

$$E_{cyc} = \frac{\sigma_{cyc}}{\varepsilon_{cyc}} \quad (2.4)$$

Avec :

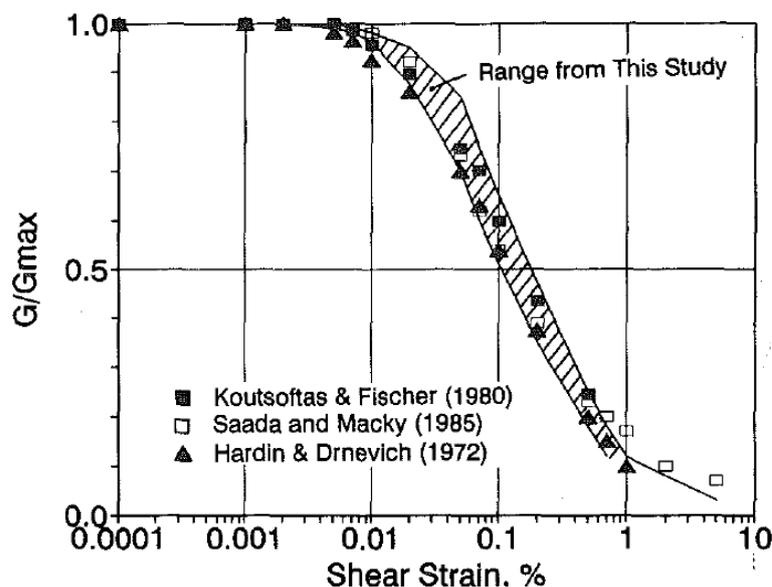
$\sigma_{a0}$ ,  $\sigma_a$  contraintes axiales initiale et à l'instant t ;  $\varepsilon_a$  déformation à l'instant t ;  $d\sigma_a$ ,  $d\varepsilon_a$  incrément de la contrainte et de la déformation ;  $\sigma_{cyc}$  contrainte de la phase déchargement – chargement ;  $\varepsilon_{cyc}$  déformation cyclique.

L'application de la notion de « modules de déformation » en géotechnique est beaucoup plus complexe en raison de la nature du sol, ses propriétés, ses paramètres d'état ainsi que la plage de déformations sollicitées qui sont liées à la finalité de l'étude ou fonctionnalité de l'ouvrage et du type d'essai utilisé. Les modules utilisés dans la pratique courante géotechnique sont déterminés surtout à partir de démarches empiriques. Cela est dû à la difficulté de pouvoir conserver le sol dans son état initial pour les essais de laboratoire, d'un côté, et de l'autre les essais in situ ne permettent pas de déterminer les caractéristiques dans le sol sans l'endommager et provoquer une déformation non négligeable (Nguyen Pham, 2008). La mise en place d'une corrélation empirique est donc nécessaire pour obtenir les caractéristiques mécaniques du sol testé. Le coefficient rhéologique  $\alpha$ , qui relie le module pressiométrique,  $E_M$  au module d'Young  $E$ , en est un exemple.

### 2.2.2.1. Le module de cisaillement aux très faibles déformations $G_0$

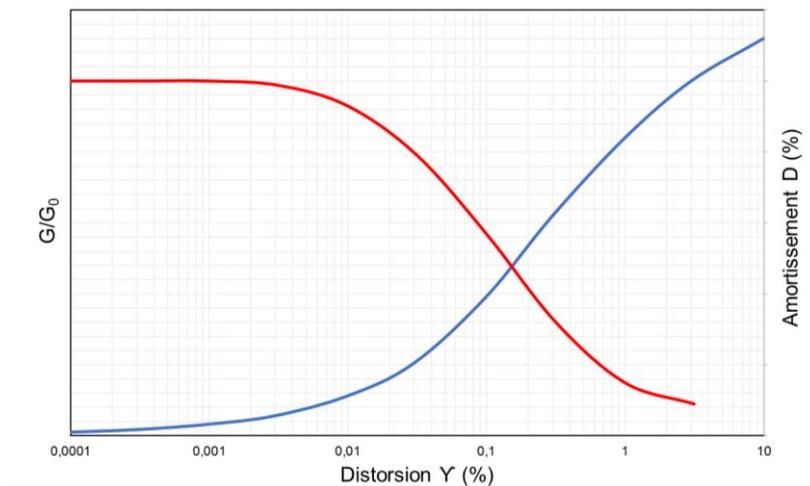
Du fait de la difficulté à réaliser des essais statiques dans le domaine des très faibles déformations, il a été admis comme le montraient les recherches de Jamiolkowski et al. (1991) et Tatsuoka et Shibuya (1992) que dans le domaine des déformations supérieures à la limite élastique des sols, le module de déformation dynamique est supérieur au module de déformation statique. Puis en mettant au point des mesures de déformations très précises, il s'est avéré que lorsque la limite d'élasticité n'est pas dépassée, le sol réagissait de la même manière qu'il s'agisse de sollicitations statiques ou dynamiques, et le module de cisaillement est maximal noté  $G_0$  ou  $G_{max}$  et il est le même que les essais soient statiques ou dynamiques. Kagawa (1992) a rassemblé à ce propos les résultats de plusieurs recherches sur la Figure 2.3 montrant la variation commune du module de cisaillement  $G$  avec les déformations. Une forme non linéaire avec un domaine quasi constant en petites déformations est observée.

On peut observer sur la Figure 2.3 que pour de très petites déformations, la rigidité est relativement élevée, tandis que pour des déformations proches de la rupture, la rigidité du sol est beaucoup plus faible. Cette dégradation démontre clairement la forte dépendance du module de cisaillement sur le niveau de déformation, qui révèle sans ambiguïté le caractère non linéaire des sols.



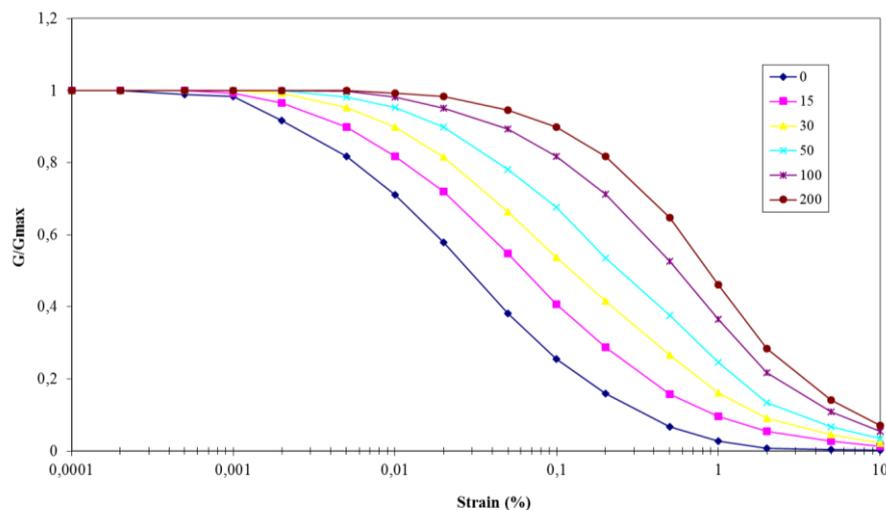
**Figure 2.3 : Variation du module de cisaillement  $G$  avec les déformations (Kagawa, 1992).**

Cette représentation du module de cisaillement avec les déformations a été reconnue depuis les travaux de Seed et Idriss (1970). Ils se sont servis de nombreux résultats d'essais de laboratoire et in situ, pour présenter les paramètres cycliques, module de cisaillement ( $G$ ) et l'amortissement ( $D$ ). La forme normalisée de cette dépendance est illustrée dans Figure 2.4 par des fuseaux de courbes moyennes  $G/G_0$  ( $\gamma$ ) et  $D$  ( $\gamma$ ).



**Figure 2.4 : Variation des paramètres  $G$  et  $D$  avec la distorsion  $\gamma$ .**

Vucetic et Dobry (1991) ont mis en évidence l'influence de l'indice de plasticité  $I_p$  sur le comportement du sol en fonction de la distorsion. Selon les auteurs pour un sol argileux (fort  $I_p$ ) le module ne décroît qu'à partir d'une déformation de  $10^{-4}$  et il se dégrade moins en fonction de la distorsion (Figure 2.5).



**Figure 2.5 : Influence de la plasticité  $I_p$  sur les variations du module de cisaillement d'après Vucetic et Dobry (1991).**

Outre ses applications pour les études particulières de comportement aux vibrations (dues aux tremblements de terre, au trafic, aux machines, aux explosions, dans les constructions off-shore et Near-shore...), le module de déformation dynamique et plus particulièrement le module de cisaillement dans le domaine élastique linéaire (très petites déformations  $G_0$  ou  $G_{max}$ ), s'avère un paramètre essentiel pour tous les problèmes de déformation en géotechnique.

Les modules  $G_0$  (ou  $G_{max}$ ) peuvent être mesurés au laboratoire sur des échantillons intacts représentatifs, reconsolidés sous l'état de contrainte en place, à partir de différents types d'essais

: colonne résonante, éléments piézoélectriques (« Bender elements » en anglais), triaxial cyclique avec mesures locales de déformation, cylindre creux de torsion, mesures de vitesses sur carottes... ou par différentes méthodologies, basées essentiellement sur la mesure de vitesses de propagation d'ondes de cisaillement  $V_s$ , ont été développées pour accéder au module  $G_0$  par mesures in situ (ces essais sont listés dans paragraphes 2.3 et 2.4).

Par contre des formulations analytiques donnant la valeur de la  $G_0$  sont disponibles en fonction de divers paramètres dans la littérature. Dans les paragraphes suivants quelques-unes de ces relations vont être répertoriées.

### 2.2.2.2. Relations proposées dans la littérature du $G_0$

De nombreuses recherches sur le module de cisaillement aux petites déformations ont été conduites dans les dernières années. Les paramètres principaux qui ont été retenus dans la plupart des études sont les suivants :

- La contrainte, exprimée plus généralement une fonction de la contrainte effective  $f(\sigma')$ .
- L'indice des vides exprimé par une fonction  $F(e)$ .
- Le rapport de surconsolidation OCR.

Les relations se retrouvent très souvent sous la forme :

$$G_0 = A \cdot OCR^m \cdot F(e) \cdot P_a \cdot \left(\frac{f(\sigma')}{P_a}\right)^n \quad (2.5)$$

Avec : A est facteur lié à la taille et à la forme des particules ;  $F(e)$  une fonction de l'indice de vide ; m et n deux exposants ;  $P_a$  la pression atmosphérique ;  $f(\sigma')$  une fonction de la contrainte effective.

#### 2.2.2.2.1. Relations dans les sables

Nombreux chercheurs ont proposé diverses relations empiriques basées sur des résultats d'essais en laboratoire généralement l'essai à la colonne résonante, pour calculer le module de cisaillement  $G_0$  dans le cas du sable.

Yan et Byrne (1990) ont comparé ces différentes expressions de  $G_0$  et ont analysé la validité de chacune d'elles par rapport aux résultats d'essais sismiques Down Hole :

- ❖ Méthode de la moyenne des trois contraintes principales,  $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$  (Hardin, 1978) :

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^n \quad \text{Avec } \sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad (2.6)$$

- ❖ Méthode de la moyenne des deux contraintes principales privilégiées  $\sigma'_1, \sigma'_2$  (Yu et Richart, 1984) :

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{av}}{P_a}\right)^n \quad \text{Avec } \sigma'_{av} = (\sigma'_1 + \sigma'_2)/2 \quad (2.7)$$

- ❖ Méthode des contraintes individuelles privilégiées (Roesler, 1979)

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a^{(1-n_1-n_2)} \cdot (\sigma'_1)^{n_1} \cdot (\sigma'_2)^{n_2} \text{ Avec } n_1 + n_2 = n \quad (2.8)$$

Stokoe et al. (1985) ont proposées la même équation (2.8) mais avec :  $n_1 = n_2 = \frac{n}{2}$  donc l'équation (2.8) devient :

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_1 \cdot \sigma'_2}{P_a^2}\right)^{n/2} \quad (2.9)$$

$\sigma'_1$  : La contrainte effective principale dans la direction de la propagation de l'onde.

$\sigma'_2$  : La contrainte effective dans la direction du mouvement des particules.

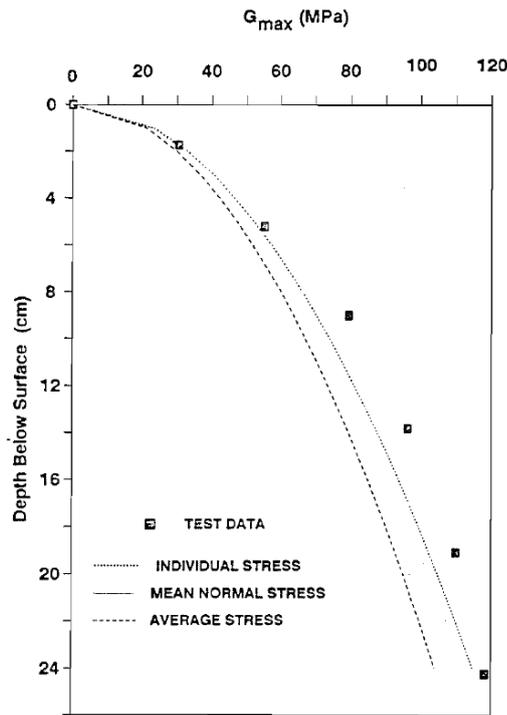
$\sigma'_3$  : La contrainte dans la troisième direction principale.

Les valeurs de A, F(e), et de n tels que proposées par divers chercheurs figurent dans le tableau suivant :

**Tableau 2.1 : Valeurs et équations proposées de A, F(e), et de n (Yan et Byrne, 1990).**

Sable	A	F(e)	n	Références
Propre, rond	700	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,5	Yu et Richart (1984)
Propre, anguleux	326	$(2,97-e)^2/(1+e)$ où $1/(0,3+0,7e^2)$	0,5	Yu et Richart (1984)
Propre	320	$(2,97-e)^2/(1+e)$	0,5	Hardin et Drnevich (1972b)
Propre	625	$1/(0,3+0,7e^2)$	0,5	Hardin (1978)
Propre	900	$(2,17-e)^2/(1+e)$	0,38	Iwasaki et Tatsuoka (1977)

Un profil typique de  $G_{max}$  ( $G_0$ ) en fonction de la profondeur déterminé par la méthode down Hole par Yan et Byrne (1990) est comparé avec les résultats obtenus des expressions précédentes du  $G_0$  (équations (2.6), (2.7) et (2.8)) avec l'utilisation des valeurs A, F(e), et n recommandé par Hardin et Drnevich (1972b) sont représentés sur la Figure 2.6. Yan et Byrne (1990) indiquent que la relation proposée par Roesler (1979) semble constituer la meilleure approche du comportement réel du sol parce qu'elle donne le profil le plus proche du  $G_{max}$  déterminée par la méthode Down Hole.



**Figure 2.6 : Comparaison des modules  $G_{max}$  obtenus par les relations empiriques et les résultats d'essais sur le sable (Yan et Byrne, 1990).**

#### 2.2.2.2.2. Relations dans les argiles

Les études sur le module  $G_0$  en laboratoire pour les argiles soient nettement inférieur que dans celui des sables. Ci-après quelques expressions empiriques qu'ont été élaborées pour les argiles.

D'après l'étude de Kagawa (1992) sur 38 échantillons d'argiles récupérées sur cinq sites offshore, des essais à la colonne résonantes et des essais de cisaillement cycliques ont été réalisées sur ces échantillons, Kagawa (1992) a conclu la relation suivante de module de cisaillement  $G_0$ .

$$G_0 = \frac{358 - 3,8I_p}{0,4 + 0,7e} \sigma'_{av} \quad (2.10)$$

Avec :  $\sigma'_{av}$  contrainte moyenne des 2 contraintes principales ;  $I_p$  l'indice de plasticité.

Viggiani et Atkinson (1995) ont réalisés des essais aux Benders dans une cellule triaxiale sur des échantillons remaniés et intacts d'argile. Les résultats ont mis en évidence l'influence des contraintes en place et de la contrainte de préconsolidation, les auteurs ont proposé une expression empirique plus généralisée pour le module de cisaillement aux petites déformations :

$$\frac{G_0}{P_r} = A \left( \frac{P'}{P_r} \right)^n (OCR)^m \quad (2.11)$$

Avec :  $p_r$  pression de référence égale à 1 kPa ;  $OCR$  est le rapport de surconsolidation ;  $n=0,76$  ;  $m=0,25$  ;  $A=400$  pour les argiles testées, sachant que  $A$  et  $n$  dépendent fortement de l'indice de plasticité  $I_p$  ( $A$  diminué avec  $I_p$  et  $n$  augmente avec  $I_p$ ).

Par contre Hardin (1978) a suggéré l'expression suivante :

$$G_0 = \frac{625}{0,3 + 0,7e^2} \cdot OCR^m \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{0,5} \quad (2.12)$$

Avec :  $\sigma'_m$  la contrainte moyenne ;  $P_a$  la pression atmosphérique (98.1 kpa) ;  $m$  l'exposant lié à l'indice de plasticité  $I_p$ .

Hardin et Blandford (1989) avaient exprimé dans cette relation les deux contraintes principales privilégiées individuellement  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_2$  :

$$G_0 = A_{ij} \cdot F(e) \cdot OCR^m \cdot p_a^{1-n_1-n_2} \cdot (\sigma'_1)^{n_1} * (\sigma'_2)^{n_2} \quad (2.13)$$

Avec :  $m$  un exposant dépend l'indice de plasticité et  $n_1=n_2$

D'après une étude de Jamiolkowski et Lo Presti (1994) sur six argiles italiennes, ils ont trouvé que l'effet du rapport de surconsolidation est négligeable pour l'équation (2.13).

Pour les relations issues d'études de terrain plusieurs auteurs ont établi des relations entre les modules de cisaillement in situ et des caractéristiques de résistance. Quelques-unes d'entre elles sont présentées ci-après :

Larsson et Mulabdic (1991) ont déduit d'une étude sur 14 argiles scandinaves la relation suivante :

$$\frac{G_0 w_l}{\tau_{fu}} = 500 \quad (2.14)$$

Avec :  $G_0$  le module de cisaillement obtenu au cône sismique ;  $\tau_{fu}$  la valeur de la résistance au cisaillement non drainée ;  $w_l$  la limite de liquidité de l'argile.

La relation précédente s'applique à un grand domaine d'argiles, et même à des matériaux organiques, l'expression suivante donne de très bons résultats pour les argiles moyennement à très plastiques :

$$G_0 = \left(\frac{208}{I_p} + 250\right) * \tau_{fu} \quad (2.15)$$

Avec :  $I_p$  l'indice de plasticité.

A partir d'essais au piézocône et d'essais SASW sur 31 sites argileux, Mayne et Rix (1995) ont proposé les relations suivantes :

$$V_s = 1,75 * q_c^{0,627} \text{ et} \quad (2.16)$$

$$V_s = 9,44 * q_c^{0,627} * e_0^{-0,532} \quad (2.17)$$

Ces dernières corrélations ont été vérifiées sur le site de Saint-Alban à partir des données présentées par Lefebvre et al. (1994), les valeurs obtenues approchent les valeurs des vitesses relevées in situ avec la méthode SASW avec une erreur maximale de 25%.

Donc on conclut que les expressions empiriques des modules  $G_o$  sont globalement de la même forme pour les sables et pour les argiles. Pour ces dernières, des paramètres supplémentaires caractérisant la nature des argiles tels que l'indice de plasticité  $I_p$  ou le rapport de surconsolidation  $OCR$  peuvent intervenir dans les relations.

### 2.2.3. Principaux types des lois de comportement

L'étude de la rhéologie des sols s'est considérablement développée, et les modèles sophistiqués pouvant bien représenter le comportement des matériaux, nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique.

Les lois de comportements, que l'on rencontre le plus fréquemment en mécanique des sols, sont : l'élasticité linéaire, la plasticité (élastoplasticité) et élasticité non linéaire (visco-élasticité). Pour une description plus complète des différents types des lois de comportement, on pourra se reporter à Mestat (1993), Lee (1994), Arafati (1996) et Coquillay (2005).

#### 2.2.3.1. Comportement élastique linéaire

Le comportement élastique est caractérisé par la réversibilité des déformations dans un cycle de chargement-déchargement, si un matériau après avoir été déformé par une sollicitation, il retrouve son l'état initial, lorsque cette sollicitation cesse d'être appliquée. D'une manière générale, le comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul. Selon la relation contraintes-déformations, on distingue deux types de comportement élastique : comportement élastique linéaire et comportement élastique non linéaire.

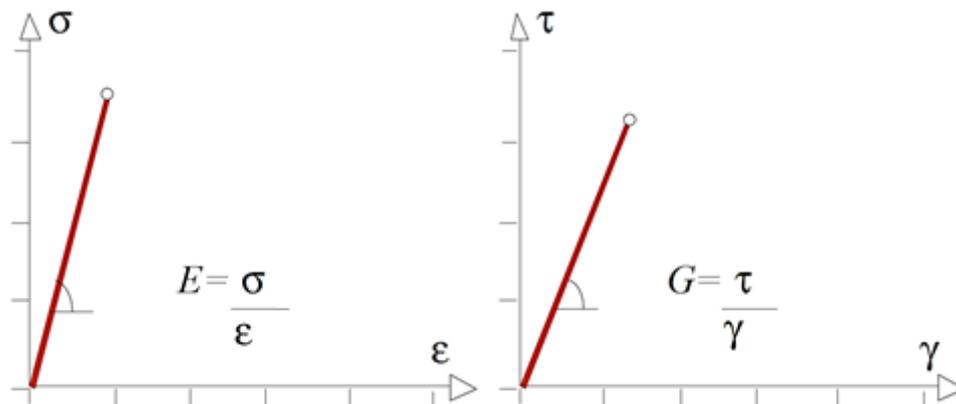
Le comportement élastique est dit « linéaire » si le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke qui publia la loi portant son nom en 1678 dans *De Potentia Restitua* (Mestat, 1993). Selon Robert Hooke, ce comportement est caractérisé par deux paramètres : un module d'élasticité axial de Young  $E$  dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou par le module de cisaillement  $G$  pour un essais de cisaillement simple et le coefficient de poisson  $\nu$  (Figure 2.7).

Le module de cisaillement  $G$  est relié au module d'élasticité  $E$  et au coefficient de poisson  $\nu$  par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.18)$$

Le module de compressibilité  $K$  est relié au module d'élasticité et au coefficient de poisson  $\nu$  par la formule suivante :

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.19)$$



**Figure 2.7 : Loi de comportement élastique linéaire (Nguyen, 2008).**

Le comportement élastique linéaire présente l'avantage de la simplicité et a été adopté par les nombreux modélisateurs. Cependant, cette loi de comportement n'est pas représentative en général du comportement des sols qui très rapidement même pour de faibles déformations, ont un comportement plastique. Des lois plastiques ont été proposées pour écrire un comportement plus proche de celui des sols.

### 2.2.3.2. Comportement élasto-plastique

Les observations réalisées sur les essais de mécanique des sols montrent que le domaine d'élasticité linéaire est très limité et le sol au-delà d'un certain niveau de chargement présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes (plastiques) dans le cas des sols, proviennent de la modification de l'assemblage des particules solides (Coquillay, 2005).

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé "Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal" (Mestat, 1993). Dans le formalisme de l'élastoplasticité, le tenseur des déformations totales  $\varepsilon$  se décompose en la somme de deux tenseurs :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.20)$$

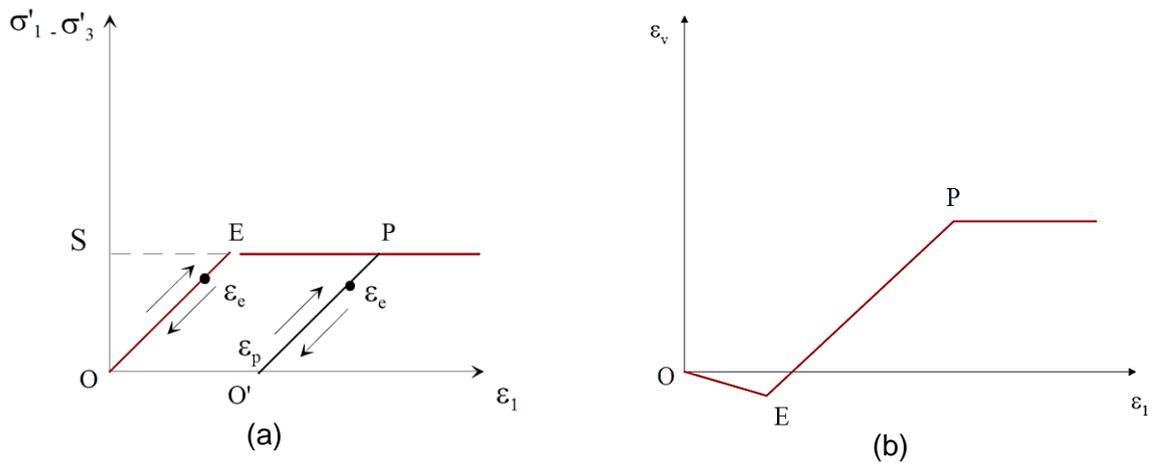
Ou  $\varepsilon^e$  est le tenseur des déformations élastiques et  $\varepsilon^p$  le tenseur des déformations plastiques. La formulation d'une loi de comportement consiste à décrire les variations des deux composantes de la déformation en fonction des variations du tenseur des contraintes.

#### 2.2.3.2.1. Le comportement élastique parfaitement plastique

Le modèle le plus utilisé dans la famille des modèles élasto-plastiques par les ingénieurs est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique. Son application s'est avérée fructueuse dans l'analyse de la rupture des sols pour des problèmes de fondations, tunnels et murs de soutènements.

Cette loi de comportement modélise les courbes déviateur ( $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ) et déformation volumique ( $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ). Concernant la courbe déviateur-déformation axiale, sous un premier chargement, si la valeur du déviateur  $q$  est inférieure à un certain seuil  $S$  donné par la loi de plasticité, on considère que le comportement du sol est élastique linéaire (Figure 2.8a). Entre les points  $O$  et  $E$  le déviateur est proportionnel à la déformation axiale  $\sigma'_1 - \sigma'_3 = k \cdot \varepsilon_1$ . Les chemins de chargement  $OE$  et de déchargement  $EO$  sont identiques. Dès qu'un point du sol atteint le seuil de plasticité  $S$  la déformation tend vers une valeur infinie et suit le chemin  $EP$  tant qu'on maintient le déviateur égal à  $S$ . Si on procède ensuite, à partir du point  $P$ , à un déchargement  $PO'$ , le chemin de contraintes au déchargement suit la même pente qu'au chargement, la pente au déchargement est donc identique à la pente de premier chargement. Au déchargement complet il subsiste une déformation permanente plastique  $\varepsilon_p$ . Ensuite si on opère un rechargement, le chemin de contrainte  $O'P$  va suivre la même pente jusqu'au même seuil de plasticité  $S$ , la déformation totale étant alors  $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$ . Enfin si le déviateur atteint à nouveau  $S$ , la déformation totale tend à nouveau vers l'infini.

Concernant la courbe déformation volumique – déformation axiale, sous un premier chargement, si la valeur du déviateur  $q$  est inférieure à un certain seuil  $S$  donné par la loi de plasticité, on considère que le comportement du sol est élastique linéaire. Entre les points  $O$  et  $E$ , le volume de l'échantillon diminue, proportionnellement à la déformation axiale. Quand le déviateur atteint le seuil de plasticité  $S$ , suivant l'état initial du sol et la contrainte  $\sigma'_3$ , le volume de l'échantillon augmente, il se dilate, phénomène de dilatance (Figure 2.8b) ou se contracte, phénomène de contractance. Pour de grandes déformations, au-delà du point  $P$ , par exemple, on atteint l'état critique pour lequel la déformation volumique ne varie plus.



**Figure 2.8 : a) Courbes déviateur – déformation axiale ; b) Courbes déformation volumique – déformation axiale pour la loi élastique linéaire parfaitement plastique.**

Plusieurs critères de rupture ont été proposés : de Mohr-Coulomb et de Tresca. Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr – Coulomb est encore le modèle le plus utilisé dans la pratique courante de la géotechnique, en principe seulement pour les chemins monotones (sans cycles de chargement – déchargement), pour les sols grenus (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme, des sols fins saturés (limon et argile).

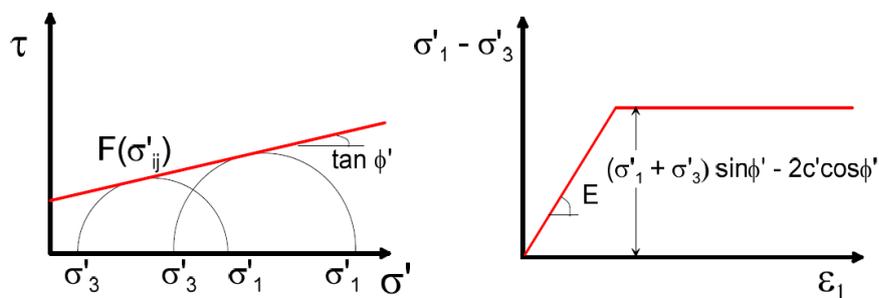
Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale  $\sigma'$  et contrainte tangentielle  $\tau$ ), par l'équation suivante :

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c' \quad (2.21)$$

Avec :

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos(-2\theta) \quad ; \quad \tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin(-2\theta) \quad (2.22)$$

Avec :  $\sigma'_1, \sigma'_3$  contraintes effectives principales majeure et mineures ;  $\phi'$  angle de frottement interne effective ;  $c'$  la cohésion effective ;  $\theta$  angle repérant la facette par rapport à la facette de la contrainte principale major  $\sigma_1$ .



**Figure 2.9 : Loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (Nguyen Pham, 2008).**

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Figure 2.9) est caractérisé par une élasticité linéaire ( $E$ ,  $\nu$ ) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion  $c'$ , l'angle de frottement interne  $\phi'$ , en plus de l'état initial. Il faut pour cela faire au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle.

Cette loi de comportement est développée pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement contrainte-déformation de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs des sols s'est révélée très fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, de tunnels, des murs de soutènement...ect.

#### **2.2.3.2.2. Comportement élasto-plastique avec écrouissage**

Les essais de chargement-déchargement réalisés sur les solides montrent que la valeur du seuil de plasticité, ou limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée. Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène d'écrouissage. L'écrouissage ne modifie pas l'instant de la rupture, par contre il agrandit le domaine d'élasticité.

Un comportement élasto-plastique avec écrouissage permet de mieux décrire les étapes intermédiaires observées sur les essais de laboratoire entre l'apparition des premières déformations irréversibles et l'instant de la rupture. L'écrouissage se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. La forme que doit prendre la surface de charge au cours de son évolution a fait l'objet de nombreuses recherches, qui combinent des observations expérimentales et des hypothèses théoriques nécessaires pour l'interprétation des essais.

Les problèmes délicats de construction de remblais sur sols argileux mous ont amené les géotechniciens depuis une vingtaine d'années à adopter des concepts qui permettent d'intégrer une approche globale, de générer des déformations plastiques lors d'une compression isotrope, de tenir compte de l'écrouissage des sols argileux. Les concepts d'état critique et d'état limite développé à l'université de Cambridge (Roscoe et al., 1963 ; Schofield et Worth, 1968) ont permis de développer les modèles de CAM-CLAY. Ils ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées ou faiblement surconsolidées, isotropes, mais tous les principes sont qualitativement applicables aux argiles naturelles, fortement surconsolidées et anisotropes.

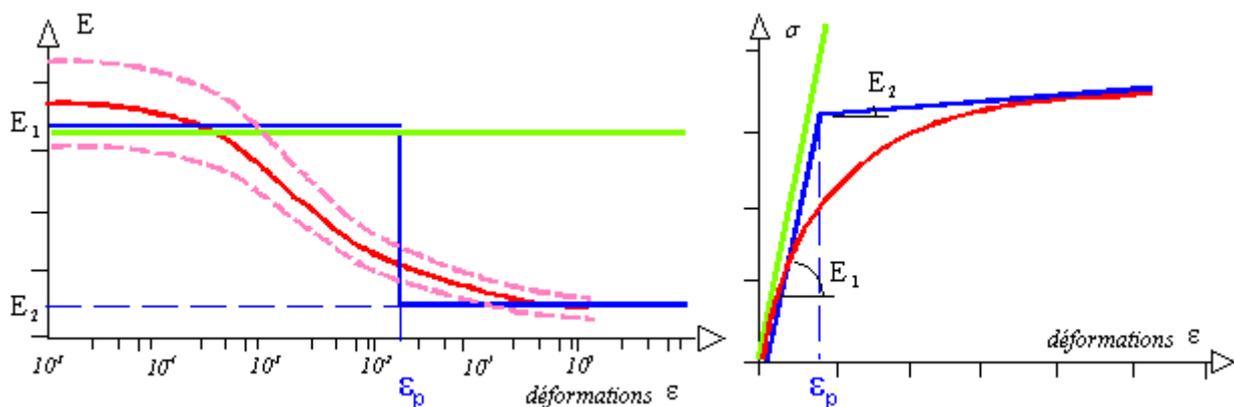
Les modèles élastoplastiques avec écrouissage (Cam-Clay, Cam-Clay modifié, modèle de Nova, Mélanie, ect) sont largement utilisés depuis une trentaine d'années pour la modélisation des sols. Pour une description plus complète de ces différents types des modèles, on pourra se reporter à la thèse Nguyen Pham (2008), Lee (1994), et Arafati (1996).

### 2.2.3.3. Comportement élastique non linéaire

Le comportement est dit élastique non-linéaire si la déformation est réversible et le tenseur de déformations n'est pas proportionnel au tenseur de contraintes au cours du chargement. Dans le cas des sols, les essais montrent que la courbe efforts-déformations devient rapidement non-linéaire, et le rapport de contrainte sur déformation n'est plus constant, il dépend fortement du niveau de déformation, de la contrainte de confinement et des caractéristiques du sol.

D'une manière générale, l'étude des principaux ouvrages géotechniques montre que les zones des déformations plastiques dans le sol sont d'étendues limitées par rapport aux dimensions caractéristiques de l'ouvrage. Le sol est le plus souvent dans un état de déformation que l'on qualifie de petite pour des taux inférieurs à 0,1%, à très petite pour les taux inférieurs à 0,001% (Atkinson et Salfors, 1991). Cette plage de 0,1% à 0,001% est précisément celle où la raideur (le module) du sol varie très rapidement, au moins d'un ordre de grandeur. La prise en compte des caractéristiques des sols dans le domaine des petites déformations est pertinente dans l'étude de comportement des structures soumises à des sollicitations de service.

Afin de pouvoir décrire la complexité de la relation entre la raideur et la déformation ainsi que la modélisation du comportement des sols, nous présentons sur la Figure 2.10 des modèles simples qui sont couramment utilisés dans le calcul numérique. Dans ce cadre trois modèles de comportement peuvent être utilisés pour représenter le comportement du sol : un modèle élastique linéaire (avec un seul module de déformation,  $E_1$ ), un modèle élasto-plastique (avec deux modules de déformation  $E_1$  et  $E_2$ ) et un modèle non-linéaire.



**Figure 2.10 : Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la déformation (Nguyen Pham, 2008)**

Un modèle de comportement élastique linéaire ne produit pas de résultats satisfaisants, parce qu'un seul module élastique constant ( $E_1$ ) est pris en compte dans la modélisation du comportement du sol de fondation.

Une autre approche consiste à faire l'hypothèse d'un modèle purement élastique ( $E_1$ ) avant l'atteint du seuil de la plasticité ( $\varepsilon_p$  et  $E_2$ ) produit des résultats satisfaisants, et suivant le niveau de déformation de l'ouvrage (inférieur à  $\varepsilon_p$  ou supérieur  $\varepsilon_p$ ), le modélisateur va décider de prendre le module de déformation qui correspond à son calcul ( $E_1$  ou  $E_2$ ). Les expériences montrent que cette approche donne des résultats satisfaisants si le niveau de déformation se trouve totalement soit dans le domaine élastique (inférieur à  $\varepsilon_p$ ) soit dans le domaine plastique (supérieur  $\varepsilon_p$ ).

Toutefois la difficulté de l'utilisation de ce modèle réside dans le choix du module de déformation au cas où la déformation souhaitée se trouve dans la zone de transition, il est impossible d'obtenir une estimation fiable en utilisant cette approche. Pour prendre en compte la zone de transition, il convient de considérer le fait que les sols ont un comportement non linéaire, même à des niveaux de contrainte bien inférieurs à leur résistance (Thépot, 2004). La raideur des sols ne peut donc être modélisée par une ou deux valeurs uniques du module de déformation, mais par une évolution du module avec la déformation.

Il existe deux grandes familles de modèle élastiques non linéaires : les modèles hyperélastiques et les modèles hypoélastiques. Les modèles hyperélastiques constituent la première catégorie de lois élastiques non linéaires, sont des modèles qui reposent d'abord sur des considérations thermodynamiques (nullité de la dissipation intrinsèque). L'inconvénient majeur de ces modèles réside dans le fait qu'ils sont compliqués à mettre en œuvre dans un code de calcul par éléments finis (Coquillay, 2005). Nous nous intéressons à la deuxième famille de modèle élastiques non linéaires (les modèles hypoélastiques). Ils ne dérivent pas, en général, d'une potentiel thermodynamique et sont plutôt issus de formulations empiriques basées sur l'expérience.

Plusieurs modèles de type hypoélastique se basant sur une approximation hyperbolique des courbes contrainte-déformation ont été développés citons par exemple : Kondner (1963), Duncan et Chang (1970), Hardin et Drnevich (1972), Fahey et Carter (1993), Ishibashi et Zhang (1993), Santos et Gomes Correia (2001). Ces modèles permettent de décrire le comportement des sols entre les faibles et les grandes déformations et les « notions de la dynamique des sols » s'appliquent de plus en plus aux ouvrages géotechniques importants. L'adoption d'un modèle hyperbolique et la notion de réduction du module avec la déformation permettent de s'orienter vers une compréhension plus approfondie des modules qui pilotent la déformation du sol de fondation afin de modéliser de façon plus précise leur comportement et pour une prévision réaliste des déplacements induits par la construction d'un ouvrage géotechnique.

L'objectif de ce paragraphe n'est pas de faire décrire de tous les modèles non linéaires proposées pour décrire le comportement des sols, on se limitera aux quelques modèles hyperboliques utilisés.

### 2.2.3.3.1. Modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970)

Le modèle élastique linéaire – parfaitement plastique présente l'inconvénient de fixer un module de Young  $E$  constant, indépendant de la déformation  $\varepsilon$  et de la contrainte moyenne et d'avoir le même module en chargement et déchargement alors que les essais triaxiaux drainés comportant un cycle de chargement – déchargement montrent que lors du premier chargement une élasticité non linéaire, et que lors du déchargement une élasticité linéaire avec un module de déchargement nettement plus élevé que le module tangent de premier chargement.

Pour mieux représenter les courbes déviateur - déformation axiale  $\varepsilon_1$  de ces essais triaxiaux, Duncan et Chang (1970) ont proposé un modèle hyperbolique qui a été amélioré ensuite dans les programmes de calculs comme Plaxis. L'origine des modèles hyperboliques se trouve dans les travaux de Kondner (1963), où le comportement est exprimé sous la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (2.23)$$

Avec :  $\sigma_1, \sigma_3$  contraintes principales majeure et mineure ;  $\varepsilon_1$  la déformation axiale ;  $a$  et  $b$  deux constantes déduites de l'essai triaxial. Elles se déterminent comme suit :

$$\frac{1}{a} = \lim_{\varepsilon_1 \rightarrow 0} \{d(\sigma_1 - \sigma_3)/d\varepsilon_1\} \quad (2.24)$$

$$\frac{1}{b} = \lim_{\varepsilon_1 \rightarrow \infty} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.25)$$

Kondner (1963) a aussi démontré que les paramètres  $a$  et  $b$  peuvent être déterminés à partir de l'équation suivante :

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_1 \quad (2.26)$$

L'expression du module d'Young tangent se déduit par dérivation de la relation (2.23) :

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2} \quad (2.27)$$

Afin de prendre en compte l'état de contraintes, Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique proposée par Kondner en y introduisant le module tangent initial,  $E_i$ , proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K_h P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \quad (2.28)$$

Où :  $K_h, n$  : paramètres obtenus à partir de résultats d'essais triaxiaux drainée, réalisés à différentes pressions de confinement  $\sigma_3$  ;  $P_a$  la pression atmosphérique (100 Kpa si  $g=10 \text{ m/s}^2$ ).

Janbu (1963) a montré que les valeurs de l'exposant  $n$  se situent entre 0,35 et 0,55 pour des sables de porosité 35 à 50 % et que le coefficient  $K_h$  varie entre 50 et 500.

Le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) est capable de traduire la plupart des aspects rencontrés lors de la modélisation d'un ouvrage géotechnique et comprend la non linéarité du sol sous petites déformations ainsi que la rigidité importante sous très petites déformations. Ce modèle est d'ailleurs capable de tenir compte de l'effet de l'histoire des sollicitations (lorsque le chemin de sollicitation est inversé). A l'inverse du modèle de Janbu, toutes les propriétés élastiques du sol hyperbolique sont liées au niveau de contraintes atteint et non plus à la profondeur (Hejazi, 2010).

### 2.2.3.3.2. Modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich

Hardin et Drnevich (1972) ont présentés la relation hyperbolique proposée par Kondner (1963) sous la forme d'une relation entre la contrainte de cisaillement  $\tau$ , et la déformation de cisaillement  $\gamma$  :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (2.29)$$

Où  $G_{max}$  le module de cisaillement initial ou maximal, et  $\tau_{max}$  la résistance au cisaillement maximale.

La relation (2.30) montre que le module de cisaillement sécant  $G_s$  égal à :

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{G_{max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.30)$$

Avec :  $\gamma_r$  : déformation de cisaillement de référence déduite de la relation suivante :

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (2.31)$$

L'équation (2.30) peut être réécrite sous la forme suivante en introduisant la relation (2.31)

$$\frac{G_s}{G_{max}} = 1 - \frac{\tau}{\tau_{max}} \quad (2.32)$$

Hardin et Drnevich (1972) déterminent la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) par l'expression :

$$\tau_{max} = \left\{ \left[ \frac{1 + K_0}{2} \sigma'_v \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right]^2 - \left[ \frac{1 - K_0}{2} \sigma'_v \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (2.33)$$

Où :  $K_0$  est le coefficient de poussée des terres au repos ;  $\sigma'_v$  est la contrainte verticale effective ;  $c'$  et  $\varphi'$  sont les paramètres statiques de rupture selon les contraintes effectives.

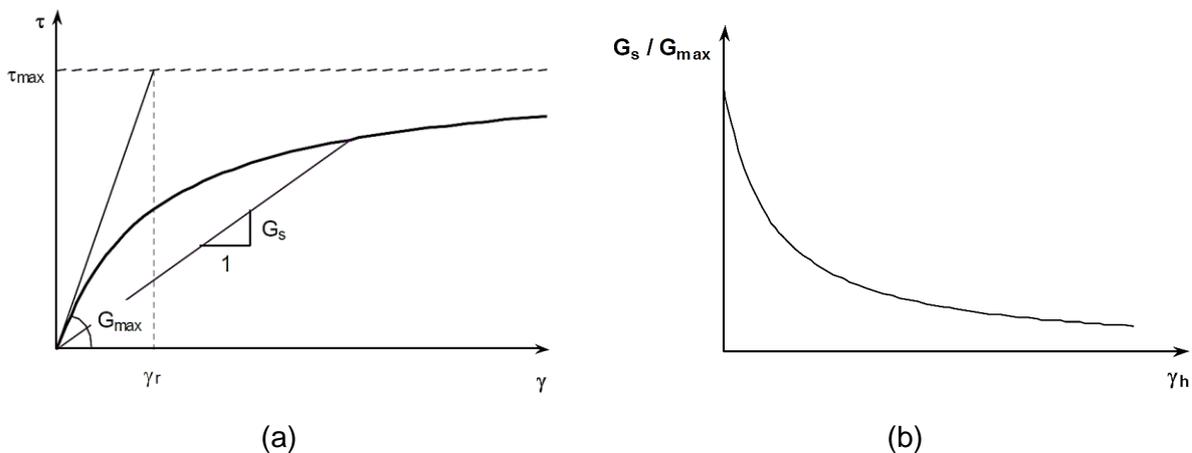
Les auteurs ont reconnu que l'équation (2.30) généralement ne s'adapte pas à leurs données et par conséquent ils ont introduit la notion de la déformation de cisaillement hyperbolique  $\gamma_h$  :

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[ 1 + a \exp\left(-b \frac{\gamma}{\gamma_r}\right) \right] \quad (2.34)$$

Avec  $a$  et  $b$ , constantes du matériau déduit des résultats des essais en laboratoire. L'équation (2.30) prend la forme :

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{G_{max}}{1 + \gamma_h} \quad (2.35)$$

Le modèle de Hardin et Drnevich (1972), est illustré sur la Figure 2.11a et Figure 2.11b montre que l'expression (2.35) traduit une décroissance du module de cisaillement par rapport à la déformation de cisaillement.



**Figure 2.11 : a) Illustration des paramètres de la loi Hardin et Drnevich (1972) ; b) Évolution du module de cisaillement sécant d'après Hardin et Drnevich (1972).**

Hardin et Drnevich (1972) ont montré que le comportement du sable avant rupture est convenablement représenté par un modèle hyperbolique. Dans sa version la plus simple, le modèle ne contient que deux paramètres, qui sont la rigidité aux petites déformations  $G_0$  ou  $G_{max}$  et la résistance au cisaillement  $\tau_{max}$ . Une fois ces paramètres connus, il est possible de déterminer le module de cisaillement sécant pour n'importe quel niveau de contrainte de cisaillement.

### 2.2.3.3.3. Modèle hyperbolique de Fahey et Carter

Il s'agit d'un modèle développé en Australie par Fahey et Carter (1993). Les auteurs utilisent l'expression (2.36) pour schématiser la courbe de réduction du module, il s'agit d'une relation quasi-hyperbolique basée sur le modèle de Kondner (1963), écrite en termes de la contrainte de cisaillement. Où  $f$  et  $g$  sont deux paramètres empiriques permettant d'améliorer le calage de la courbe de réduction du module sur les résultats des essais, ces deux paramètres sont analogues aux paramètres  $a$  et  $b$  utilisés par Hardin et Drnevich (1972).

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left( \frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \quad (2.36)$$

La résistance au cisaillement maximum dans le cadre du modèle de Fahey et Carter (1993) est exprimée par l'expression (2.37) dans les conditions d'une compression triaxiale :

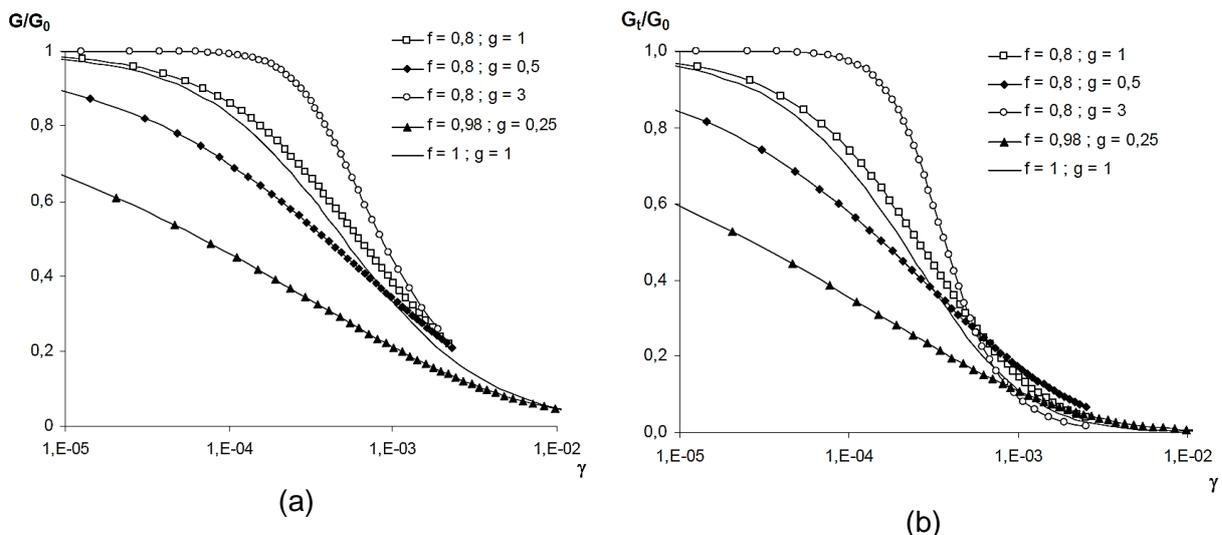
$$\tau_{max} = \frac{3(p' \sin \varphi' + c' \cos \varphi')}{3 - \sin \varphi'} \quad (2.37)$$

Avec :  $p'$  contrainte moyenne effective,  $c'$  et  $\varphi'$  cohésion et angle de frottement interne effective.

Fahey et Carter (1993) ont ensuite transformé l'équation (2.36) pour faire apparaître le module de cisaillement tangent  $G_t$  :

$$\frac{G_t}{G_0} = \frac{(1 - f (\frac{\tau}{\tau_{max}})^g)^2}{\left[ 1 - f(1 - g) (\frac{\tau}{\tau_{max}})^g \right]} \quad (2.38)$$

La Figure 2.12 montre l'évolution des modules de cisaillement sécant et tangent en fonction de la déformation de cisaillement  $\gamma$  pour différentes valeurs de  $f$  et  $g$ .



**Figure 2.12 : Influence de  $f$  et  $g$  d'après Fahey et Carter (1993) ; a) Module de cisaillement sécant ; b) Module de cisaillement tangent (Coquillay, 2005).**

L'évolution du modèle de Fahey et Carter par rapport aux modèles hyperboliques plus classiques réside essentiellement dans l'apparition des deux paramètres  $f$  et  $g$ . Le modèle appartient à la famille des modèles hyperboliques, qui sont de façon générale bien adaptés aux matériaux pulvérulents. Cependant, en ajoutant les deux paramètres  $f$  et  $g$ , le modèle de Fahey et Carter est suffisamment flexible pour pouvoir être utilisé également dans des massifs des sols cohérents.

### 2.2.3.3.4. Modèle d'Ishibashi et Zhang

Dans leur étude, Ishibashi et Zhang (1993), ont présenté une famille d'équations pouvant générer des courbes normalisées de réduction de module ainsi que l'amortissement. Ces équations tiennent compte de la pression de confinement  $\sigma_m$ , ainsi que de la plasticité du sol  $I_p$

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, I_p) \bar{\sigma}_m^{m(\gamma, I_p) - m_0} \quad (2.39)$$

Avec :

$\bar{\sigma}_m$  Contrainte moyenne effective,

$$m(\gamma, I_p) - m_0 = 0.272 \left[ 1 - \tanh \left\{ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right\} \right] e^{-0.0145 I_p^{1.3}} \quad (2.40)$$

$$K(\gamma, I_p) = 0.5 \left[ 1 + \tanh \left\{ \ln \left( \frac{0.000102 + n(I_p)}{\gamma} \right)^{0.4} \right\} \right] \quad (2.41)$$

$$n(I_p) = \begin{cases} 0.0 & I_p = 0 \\ 3.37 * 10^{-6} I_p^{1.404} & 0 < I_p < 15 \\ 7.0 * 10^{-7} I_p^{1.976} & 15 < I_p < 70 \\ 2.7 * 10^{-5} I_p^{1.115} & I_p > 70 \end{cases} \quad (2.42)$$

Les équations proposées fournissent une approche non réaliste du comportement du module à des pressions de confinement plus élevées (Darendeli, 2001). C'est-à-dire, que pour des pressions plus élevées le rapport  $G/G_{max}$  peut dépasser 1, et donc une contrainte supplémentaire est nécessaire pour que ce rapport reste en dessous de 1 à des déformations intermédiaires.

### 2.2.3.3.5. Santos et Gomes Correia (2001)

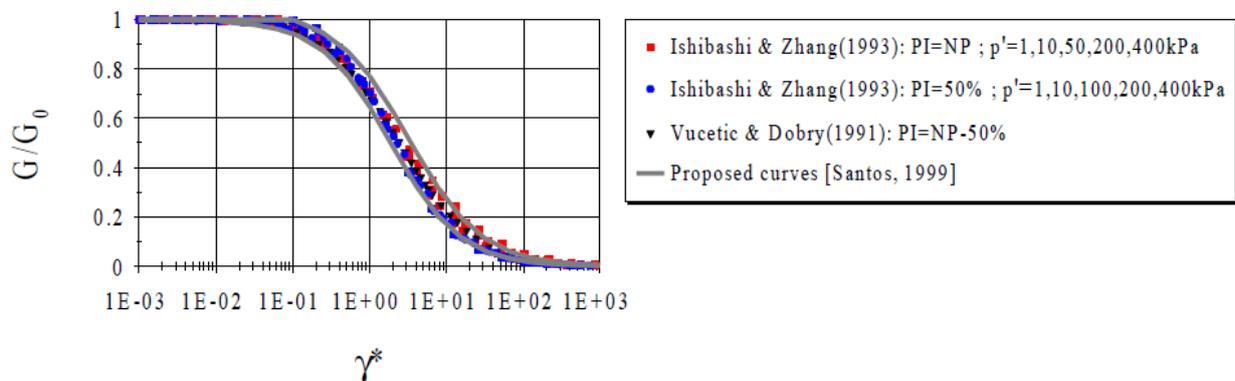
Santos et Gomes Correia (2001) ont présenté une version modifiée de la relation de Hardin et Drnevich (1972) par l'expression :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + a \left( \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right)} \quad (2.43)$$

L'origine de cette formulation se trouve dans les travaux de Santos (1999) qui a proposé deux équations pour définir la limite haute et basse des valeurs  $G/G_{max}$  en fonction de  $\gamma/\gamma_{0,7}$  pour  $10^{-6} < \gamma < 10^{-2}$ . La notion de  $\gamma_{0,7}$  représente la déformation de cisaillement de référence et est la valeur à laquelle le module s'est réduit « approximativement » à  $0,7 G_{max}$  (en réalité  $0,722 G_{max}$ ). Ce paramètre est étroitement lié à la notion du seuil de déformation volumique (Vucetic, 1994) qui représente la limite au-delà de laquelle la structure du sol change de manière irréversible.

La valeur de  $a$ , dans l'équation (2.43), a été définie par la méthode des moindres carrés sur l'ensemble des résultats obtenus dans leur étude. La valeur de  $a$  est égale à 0,385. Effectivement une simple analyse de régression peut montrer que l'équation (2.43) permet de

tracer une courbe réduction du module moyenne. Les résultats obtenus par Vucetic et Dobry (1991) et Ishibashi et Zhang (1993) sont reportés sur la Figure 2.13 avec les courbes proposées par Santos (1999).



**Figure 2.13 : Courbes de réduction du module qui englobent les résultats d'Ishibashi et Zhang (1993), Vucetic et Dobry (1991) et Santos et Gomes Correia (2000).**

La relation (2.43) de Santos (1999) est utilisée dans le logiciel Plaxis afin de pouvoir modéliser le comportement des sols entre les faibles et les grandes déformations par l'utilisation d'un modèle élasto-plastique avec petites déformations (HSsmall) (Benz, 2007).

Maintenant que nous avons fait un tour d'horizon sur le comportement rhéologique des sols et les principaux types des lois de comportement des sols, nous allons voir dans la suite les différents types d'essais in situ et en laboratoires permettant d'accéder au module de déformation.

### 2.3. Détermination des modules à partir d'essais en place

L'usage des techniques d'essais in situ est devenue systématique pour la plupart des ouvrages importants, dans le souci d'établir des règles de calcul fiables et économiques (Schnaid, 2005 ; Mayne, 2012). Les essais en place présentent l'avantage de tester le sol dans son environnement en évitant le remaniement du prélèvement nécessaire aux essais de laboratoire. Cela ne signifie pas pour autant que le sol puisse être considéré comme intact au moment de l'essai puisque la mise en place de l'appareil provoque soit un refoulement si l'appareil est foncé, soit une détente, s'il est mis en place dans un forage.

On peut classer les essais en place en quatre catégories suivant leurs principes de fonctionnement : les essais de cisaillement, d'expansion, de chargement et de pénétration. Un récapitulatif de tous les essais in-situ disponibles aujourd'hui est montré sur la Figure 2.14.

D'autres essais issus de la géophysique et du génie parasismique trouvent leur place dans les essais de mécanique des sols lorsqu'ils se sont avérés efficaces pour déterminer les modules d'élasticité pour de très faibles valeurs des déformations (Plumelle et al., 2013).

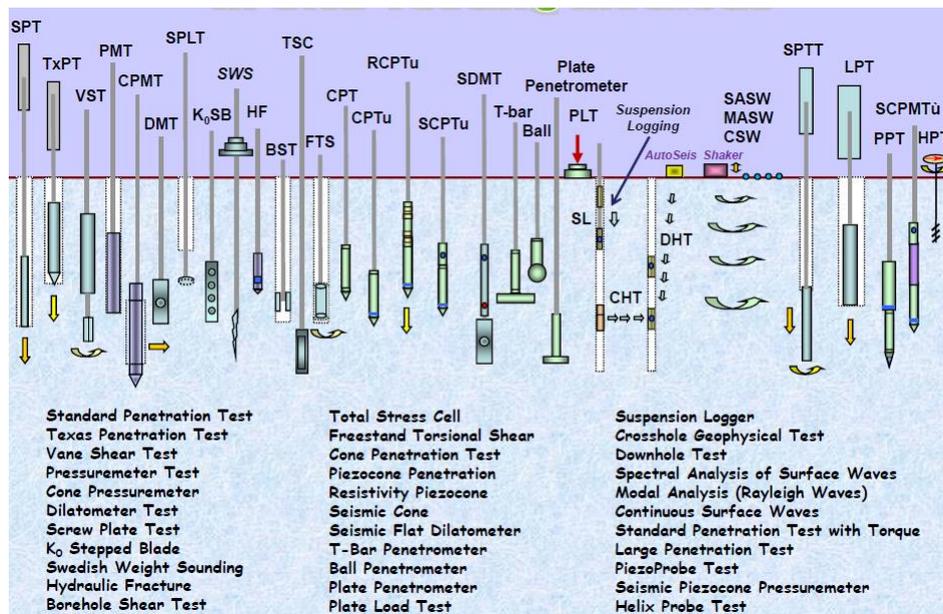


Figure 2.14 : Schéma représentatif des essais in-situ (Mayne et al., 2009).

On présente dans les paragraphes ci-dessous les techniques relatives aux essais en place, en s'intéressant plus particulièrement à ceux qui permettant d'accéder au module de déformation. Pour plus amples détails, le lecteur se reportera aux ouvrages spécialisés (cf. bibliographie in fine).

### 2.3.1. Essais de pénétration

Depuis plusieurs dizaines d'années le pénétromètre est considéré comme un outil puissant pour la détermination en place des caractéristiques de résistance des sols fins, notamment des argiles molles (Cassan, 1988). Les essais de pénétration peuvent être réalisés par fonçage d'une pointe conique avec mesures séparées (cône mobile) ou simultanées (cône fixe) de la résistance statique de pointe notée  $q_c$  et du frottement latéral noté  $f_s$  sur un manchon de frottement lorsque le pénétromètre en est muni (pénétromètre statique) ; par battage dynamique normalisé à l'aide d'un mouton d'une pointe conique avec mesure de la résistance dynamique de pointe notée  $q_d$  (pénétromètre dynamique) ou par battage normalisé à l'aide d'un mouton d'un carottier (essai de pénétration au carottier plus connu sous l'appellation anglaise Standard Penetration Test ou SPT), le paramètre mesuré est noté  $N$  (Sanglerat, 1971).

#### 2.3.1.1. Essai de pénétration statique CPT

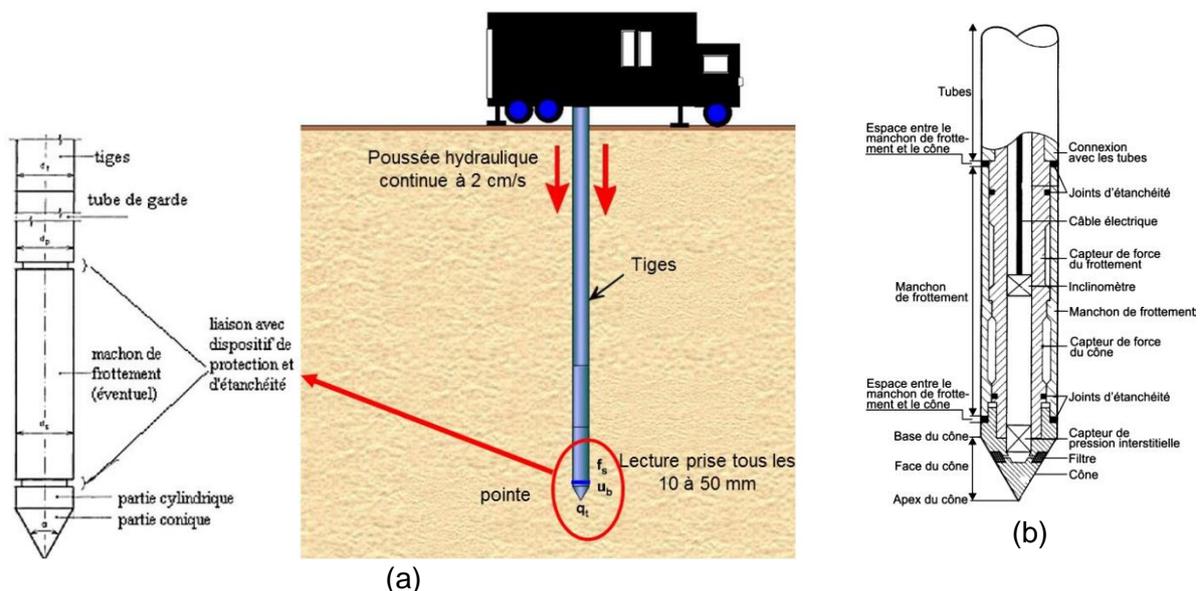
L'essai de pénétration statique, appelé CPT d'après l'expression anglaise Cone Penetration Test, est en général bien connu dans le monde du génie civil parce que relativement ancien (Reiffsteck et al., 2012). Mis au point à partir de 1932 par le hollandais P. Barentsen (Barentsen, 1936). Le principe de l'essai est extrêmement simple, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par vérinage à vitesse constante de 2 cm/s, une pointe conique portée par un train de tiges et à mesurer, de manière continue ou à intervalles déterminés, la résistance à la pénétration du cône (Sanglerat et al., 1969 ; Lunne et al., 1986 ; Robertson et Campanella, 1983). On appelle pointe

du pénétromètre, l'élément d'extrémité du train de tige qui comprend les éléments actifs de détermination des efforts, en particulier le cône lui-même.

La force d'enfoncement est fournie depuis la surface par des vérins hydrauliques qui convertissent le poids propre du véhicule servant à la réalisation de l'essai ou la résistance à la traction d'un système d'ancrage du véhicule (Figure 2.15a). Les pointes utilisées possèdent des dimensions standardisées, caractérisées par un angle au sommet de  $60^\circ$  et une superficie de la section à la base ( $A_c$ ) de  $10 \text{ cm}^2$  (le diamètre équivaut à  $35,7 \text{ mm}$ ).

De manière générale pendant la pénétration, la résistance en pointe  $q_c$  et le frottement latéral  $f_s$  sont mesurés et éventuellement la pression interstitielle  $u$  dans le cas où le pénétromètre statique CPT devient piézocône ou CPT+ $u$  (EN ISO 22476-1 ; NF P94-113) si l'on y intègre un ou plusieurs capteurs de pression interstitielle à l'arrière du cône (Figure 2.15b). Le module de déformation peut être déterminé à partir de l'essai CPT par une corrélation avec la résistance en pointe (Sanglerat et al., 1969 ; Barata, 1995).

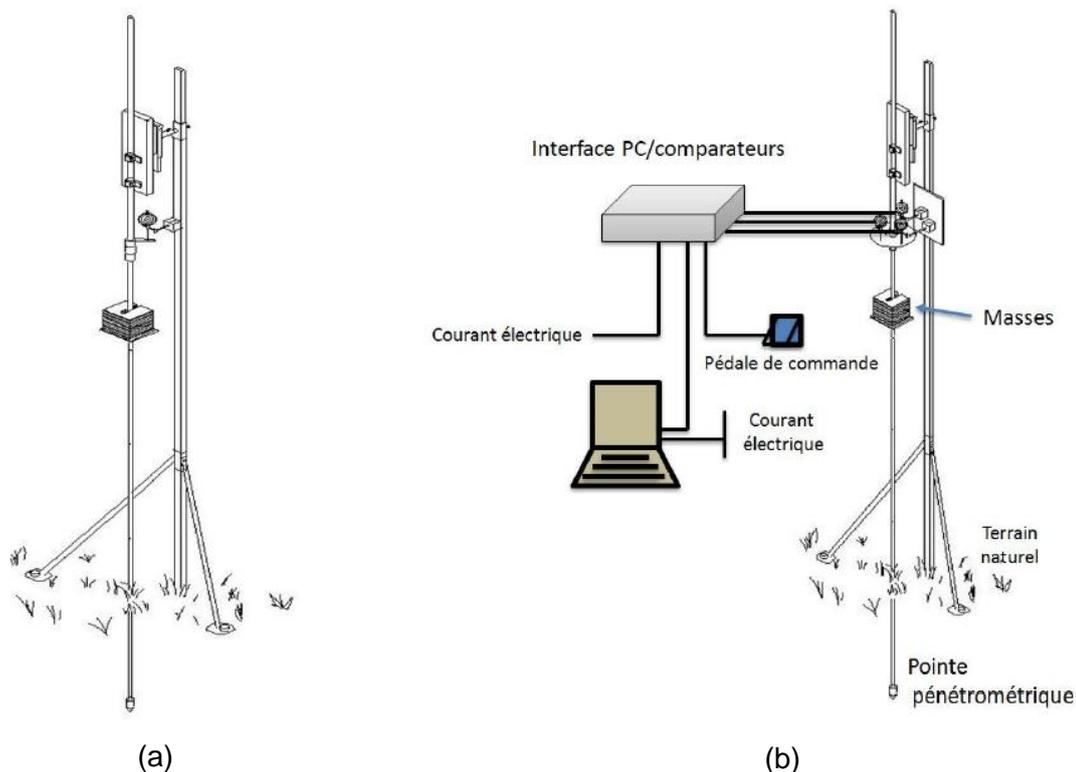
Un état de l'art très détaillée sur l'interprétation de l'essai piézocône CPTu portant sur plusieurs aspects de la pratique de la géotechnique est présenté par Jamiolkowski et al. (1985, 1988), Lunne et al. (1985, 1997), Meigh (1987), Robertson et Campanella (1988), Yu (2004) et Schnaid (2005). Pour une analyse générale du sujet de pénétration statique, le lecteur est invité à se reporter à Lunne et al. (1997), Meigh (1987).



**Figure 2.15 : Pénétromètre statique CPT, a) Principe, b) Piézocône (Lunne et al., 1997).**

Le pénétromètre statique est utilisé pour fournir des paramètres de résistance plutôt que des paramètres de déformabilité. L'idée d'utiliser un pénétromètre pour mesurer in situ les propriétés de déformabilité des sols a été émise pour la première fois à la fin des années 70 par Gourvès et Faugeras (Faugeras, 1979 ; Faugeras et al., 1983). L'appareil utilisé était un

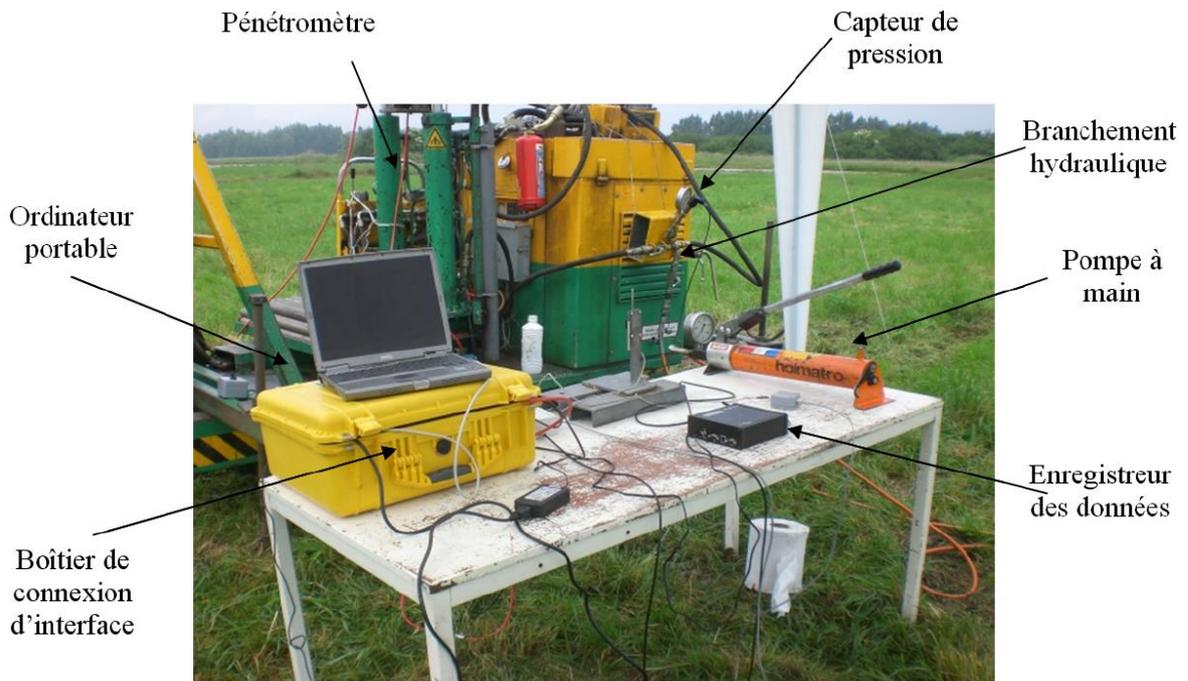
pénétrömètre statique de type Gouda avec une pointe tronquée (embout plat). Ensuite, cet essai mériterait un plus grand développement, il a été adapté à un pénétromètre dynamique à énergie variable du type Panda (Figure 2.16a) par Zhou en 1997, lequel s'est inspiré des développements expérimentaux réalisés par Faugeras et al. (1983). La courbe pression-enfoncement de la pointe pénétrométrique obtenue permet de tirer encore une fois des renseignements sur la déformabilité du sol testé. Le travail de Zhou a été poursuivi par Arbaoui (2003) dans le cadre d'une thèse de doctorat, en validant la méthode d'essai par des moyens plus sophistiqués en laboratoire mais aussi in situ (Figure 2.16b).



**Figure 2.16 : Amélioration de l'appareillage d'essai de déformabilité : a) Acquisition mécanique des déplacements (Zhou, 1997) ; b) Acquisition électronique (Arbaoui, 2003).**

Un nouvel épisode dans l'historique de développement de l'essai de chargement de pointe (Cone Loading Test) a commencé en 2006, avec la participation de l'entreprise hollandaise Lankelma dans un projet de recherche et développement de fin d'étude (Godde, 2006) en collaboration avec le laboratoire de Mécanique et Ingénieries de l'université Blaise Pascal de Clermont Ferrand, et le LCPC. Ce projet avait pour objectif l'initiation de la mise en œuvre de l'essai de chargement sur un pénétromètre statique lourd. Les essais de chargement de pointe réalisés par Godde (2006) ont été faits avec un pénétromètre (Lankelma) sur mini-chenillard. Le protocole expérimental défini par Arbaoui (2003) a été adapté à un pénétromètre statique, et afin de réaliser les paliers de chargement, une pompe à main a été branchée directement au circuit hydraulique du pénétromètre.

Le projet qui a débuté en 2006 par Godde a été ainsi, poursuivie, complétée et intensifiée par Ali (2010) dans le cadre d'une thèse de doctorat. Le pénétromètre utilisé dans l'essai de chargement de pointe est un pénétromètre classique statique au piézocône (CPTu) monté sur un mini-chenillard. La Figure 2.17 montre le mini-chenillard de la société Lankelma utilisé dans les essais de chargement de pointe développé par Ali (2010).



**Figure 2.17 : Vue d'ensemble du matériel de l'essai de chargement de pointe utilisé par Ali (2010).**

Le principe de l'essai est simple : il s'agit d'interrompre la pénétration d'un pénétromètre à une cote souhaitée et d'effectuer un chargement par paliers successifs d'une pointe pénétrométrique jusqu'à la résistance maximale du sol. La Figure 2.18 montre un schéma de principe de l'essai de chargement statique de la pointe ainsi que la courbe expérimentale reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci. Les déplacements de la pointe et les efforts en jeu sont mesurés par l'intermédiaire d'un système d'acquisition informatisé.

Sur la courbe représentant l'évolution des déformations du sol en fonction de la charge appliquée, les auteurs définissent un module de déformation déterminé sur la partie linéaire. Ce module est calculé à partir de la courbe de chargement, en se basant sur la formule de Boussinesq, en assimilant la pointe terminée par un cône à une petite plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur  $h$  à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant de caractéristique  $E$  et  $\nu$  ( $E$  module d'Young et  $\nu$  coefficient de Poisson) :

$$E = (1 - \nu^2) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta h} * \frac{\pi R}{2} * \frac{1}{K_M} \quad (2.44)$$

$\Delta P/\Delta h$  est une approximation de la valeur de la pente de la partie de la courbe caractérisant la phase pseudo-élastique du sol testé ;  $k_M$  est le coefficient d'encastrement de Mindlin qui est pris sensiblement égal à 2 ;  $R$  le rayon de la pointe.

Différents modules de déformation peuvent être déduits de la courbe de chargement (modules tangents initial  $E_{0CLT}$ , et sécants  $E_{50CLT}$  ou en déchargement  $E_{dCLT}$ ) (Figure 2.18b). Ils sont définis par des expressions dont la forme générique est l'expression précédente.

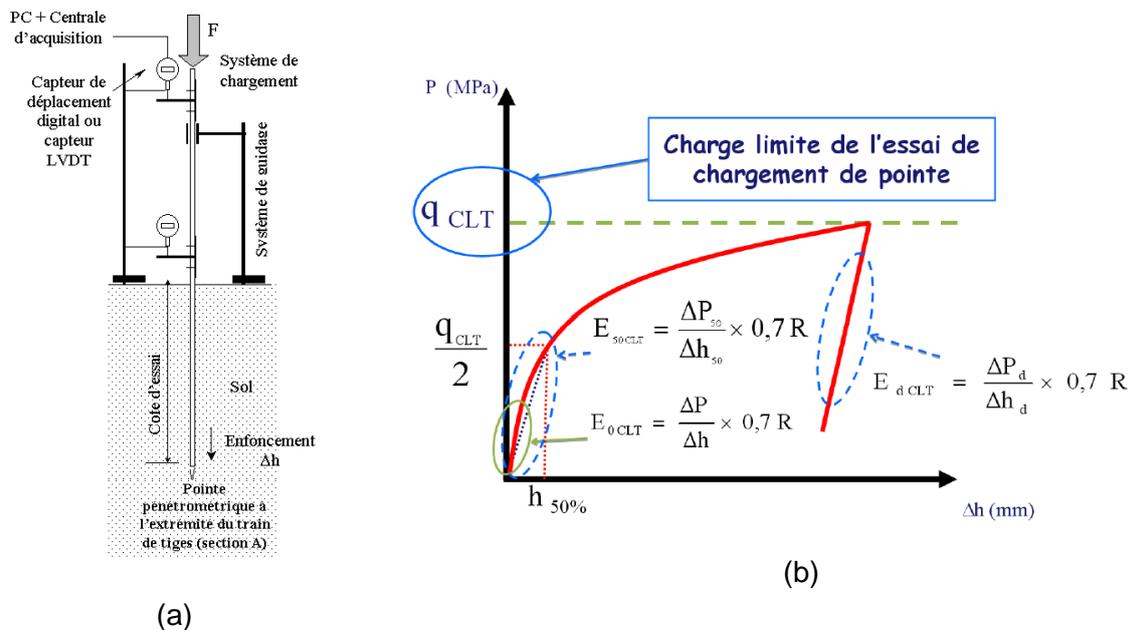
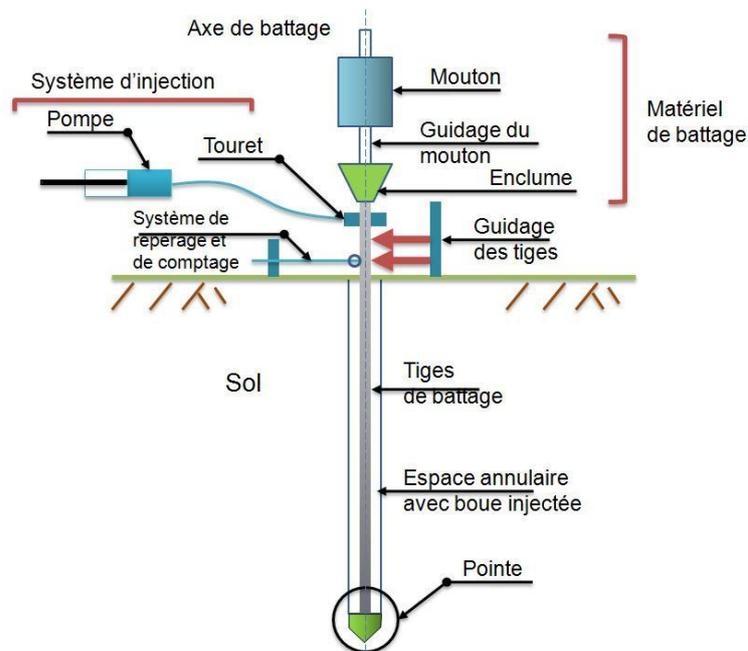


Figure 2.18 : a) Principe de l'essai de chargement de point ; b) courbe monotone type.

Le lecteur pourra trouver des descriptions plus détaillées dans les thèses suivantes : Zhou (1997), Arbaoui (2003), et Ali (2010).

### 2.3.1.2. Essais de pénétration dynamique

Le principe de l'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer des tiges ou des tubes métalliques munie d'une pointe conique dans le sol par battage au moyen d'un mouton de 63,5 Kg tombant d'une hauteur libre de 760 mm (Byun et Lee, 2013) (Figure 2.19).



**Figure 2.19 : Principe d'un pénétromètre dynamique (Ali, 2010).**

L'essai de pénétration dynamique consiste à compter le nombre de coups de mouton nécessaire pour produire un enfoncement constant  $\Delta h$  du dispositif. Ce qui permet de calculer la résistance de pointe dynamique  $q_d$  par la formule des Hollandais :

$$q_d = \frac{M}{e(M + M')} \frac{MgH}{A} \quad (2.45)$$

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 de la pointe et  $g$  l'accélération due à la pesanteur.

De manière générale, il existe deux catégories de pénétromètres : les pénétromètres légers et les pénétromètres lourds. Cette distinction est en rapport, parfois, avec le diamètre des tiges employées, mais surtout avec le poids du mouton et sa hauteur de chute ; en d'autres termes, les adjectifs lourds et légers correspondent à des énergies de battage importantes ou faibles. A ce titre, des variantes récentes de pénétromètres dynamiques sont apparues, à titre d'exemple le pénétromètre dynamique léger à énergie variable Panda (Pénétromètre autonome numérique dynamique assisté par ordinateur).

Le Panda a été mis au point au sein du laboratoire de génie civil (CUST – actuellement Polytech) de l'université Blaise pascal de Clermont – Ferrand par Roland Gourvès en 1989 (Gourvès, 1991) en collaboration avec les entreprises Peintamelec et Seditech. L'usage pratique du Panda concerne, outre la reconnaissance des sols, le contrôle de compactage des remblais routiers, celui des digues et barrages en terre, les études de diagnostic de remblais (dallages fissurés, canalisations enterrées, murs de soutènement...)

L'essai PANDA classique consiste à enfoncer dans le sol, par battage à l'aide d'un marteau normalisé, un train de tiges pourvu d'une pointe à son extrémité (Figure 2.20). Pour chaque coup, des capteurs mesurent la valeur de l'enfoncement de la pointe et la vitesse du marteau au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie cinétique fournie au reste du dispositif. La résistance de pointe dynamique PANDA ( $q_d$ ) est alors calculée par l'application de la formule des Hollandais dans laquelle on remplace l'énergie potentielle ( $Mgh$ ) par l'énergie cinétique du marteau dans le cas du PANDA 1, et par l'énergie de déformation élastique du corps de la tête de battage dans le cas du PANDA 2 (Gourvès et Barjot, 1995 ; Benz-Navarrete, 2009). Les données mesurées sont transmises à un ordinateur pour traitement par un logiciel Panda.



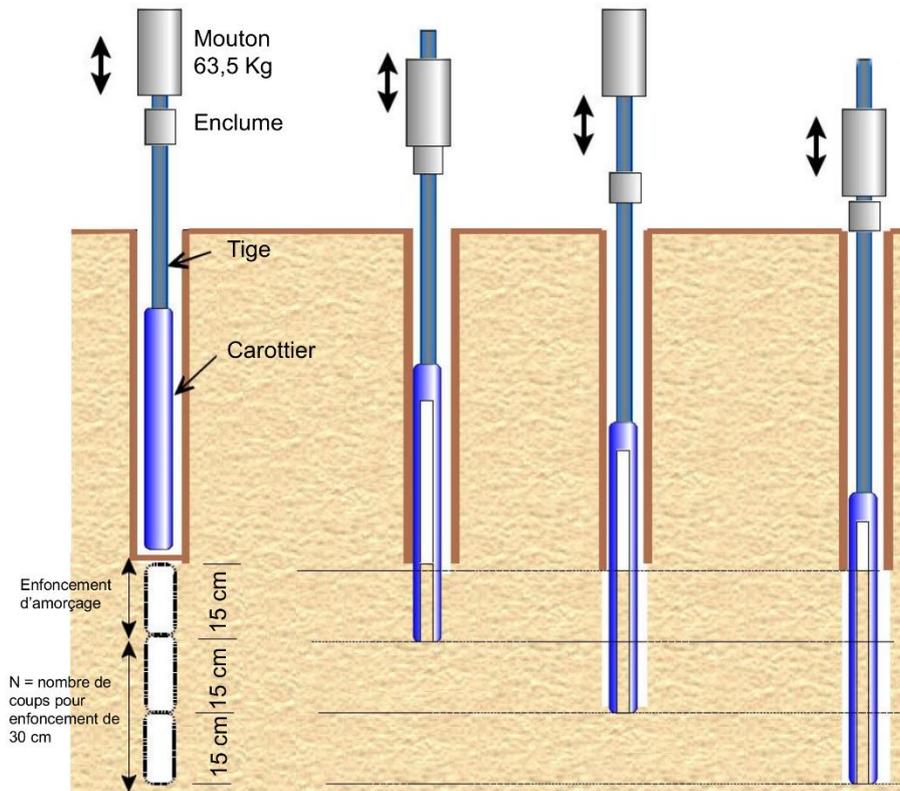
**Figure 2.20 : Principe du pénétromètre dynamique PANDA et exemples de pénétogrammes obtenus (Benz-Navarrete, 2009).**

Devant les avantages et les possibilités offertes par cet essai, le PANDA a fait l'objet de validations et d'améliorations perpétuelles, visant à donner une fiabilité tant au niveau de la mesure effectuée que de l'ergonomie du matériel. L'ancien modèle du PANDA, a été remplacé par une deuxième version de cet appareil de pénétration appelée PANDA 2 par Benz-Navarrete en 2009. Par la suite une troisième version le PANDA 3 a été amélioré et développé par Escobar en 2015, qui est fait l'objet d'une thèse de doctorat.

### 2.3.1.2.1. L'essai de pénétration standard (SPT)

Le SPT est l'essai le plus couramment utilisé sur des sites qui ont subi des séismes, ou se sont liquéfiés (Fletcher, 1965). L'essai consiste à enfoncer un carottier de dimensions normalisées (tube de 51 mm de diamètre extérieur et de 813 mm de long) en laissant tomber un mouton de 63,5 kg sur une enclume ou une tête de battage d'une hauteur de 760 mm (Figure 2.21). Il s'exécute de la manière suivante, après avoir nettoyé le fond du forage, le carottier est mis en place et est battu sur une profondeur de 15 cm pour éliminer la zone superficielle partiellement remaniée. Ensuite, le battage est poursuivi en comptant le nombre  $N_1$  de coups de

mouton pour enfoncer une première fois le carottier 15 cm, puis le nombre  $N_2$  pour enfoncer une seconde fois le carottier de 15 cm. Le paramètre mesuré est le nombre de coups total  $N = N_1 + N_2$  (Schnaid, 2009). Un état de l'art très détaillée sur l'essai SPT est présenté par De Mello (1971), Nixon (1982), Decourt (1989), et Clayton (1995).



**Figure 2.21 : Schéma de principe de l'essai de pénétration standard.**

### 2.3.1.3. Principales corrélations existantes ( $q_c$ et $E$ , $N$ et $E$ , $q_d$ et $E$ ).

On s'intéresse aux corrélations du module de déformation  $E$  avec d'une part, le terme statique de pointe  $q_c$ , le paramètre  $N$  mesuré au SPT et d'autre part avec la résistance à la pénétration dynamique  $q_d$ .

Nombreux chercheurs ont essayé de relier, soit théoriquement, soit statistiquement, le terme  $q_c$  aux modules de déformation usuels (œdométrique, pressiométrique) par une relation du type :

$$E = \alpha * q_c \quad (2.46)$$

C'est Buisman qui, le premier en 1940 a cherché à relier le terme de pointe du pénétromètre au module de déformation à l'œdomètre. Il est arrivé à la formule :  $E_{oed} = \alpha q_c$  (MPa). Le coefficient  $\alpha$  donné initialement égal à 1,5 par Buisman a été diversifié en fonction de la nature des sols. Pour ce qui est des recherches françaises, Bachelier et Parez (1965) ont cherché à améliorer la formule précédente par une vaste campagne expérimentale in situ. Mais c'est surtout Sanglerat

(1972) qui a le plus contribué au développement de cette recherche. On résume dans le Tableau 2.2 les valeurs du coefficient  $\alpha$  préconisées par les auteurs précédents.

**Tableau 2.2 : Valeurs du coefficient  $\alpha$  d'après Sanglerat (1972) ; Bachelier et Parez (1965).**

Sols	Sables	Sables argileux	Argiles des Flandres	Argiles compactes	Argiles molles	Limons argileux	Limons	Tourbes	Marnes
Sanglerat 1972	$\alpha = 1,5$	$2 < \alpha < 5$ $1,5 < q_c < 3$	-	$2 < \alpha < 5$ $1,5 < q_c < 3$	$5 < \alpha < 10$ $q_c < 1$	-	$1 < \alpha < 2$	$0,4 < \alpha < 1$	$2 < \alpha < 6$
Bachelier et Parez 1965	$1 < \alpha < 2$	$2 < \alpha < 4$	$\alpha = 7$	$3 < \alpha < 5$	-	$2,5 < \alpha < 4$	-	$0,7 < \alpha < 0,8$	$3 < \alpha < 5$

D'autres auteurs proposent pour le coefficient  $\alpha$  les valeurs du tableau que voici :

**Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient de Buisman selon d'autres sources.**

Sols	Limons sableux	Sables limoneux	Limons argileux	Argile sableuse	Limon argileux compact	Argile	Argile compacte	Argile limono-sableuse	Argile limono-sableuse
$\alpha$	1,15	1,2	2,4	2,8 à 3,6	3	3,4	4,4	5,2	5,2 ou 9,2
Sources	Barata (1962)			Jardin (1980)	De Mello Cepollina. (1978)	Barata (1962)	Barata (1962)	Jardin (1980)	Barata et al. (1970)

Magnusson et al. (1995) soulignent pour les sables et les limons une plage de 1,5 à 2 pour le coefficient de Buisman noté  $\alpha$ . Par ailleurs, on trouve en particulier pour le sable les valeurs consignées dans le Tableau 2.4 .

**Tableau 2.4 : Coefficient  $\alpha$  pour le sable (Arbaoui, 2003).**

Références	$\alpha$
Schmertmann (1978)	2,5 à 3,5
Milovitch et Stefanovitch (1982)	20 à 40
Poulos (1988)	5 (sable normalement consolidé) 7,5 (sable surconsolidé)
Elson (1984)	2
Van Impe (1986)	Sable normalement consolidé 3 si $q_c < 5$ MPa $E = 7,5 + 1,5 q_c$ si $5 < q_c < 30$

Des recherches similaires ont été menées dans le but de relier cette fois le module pressiométrique  $E_M$  avec la résistance en pointe  $q_c$ . Nous citons dans le Tableau 2.5 quelques auteurs qui ont obtenu le rapport  $E_M/q_c$  pour différents types de sol.

**Tableau 2.5 : Corrélation de la résistance en pointe  $q_c$  avec le module pressiométrique  $E_M$ .**

Sols	Argile normalement consolidée	Argile surconsolidé	Sable
Cassan, 1988	$\alpha = 2,6$	-	$3 < \alpha < 4$
Van Wambeke, 1962	$\alpha = 4,5$	$5 < \alpha < 7$	-

Larrière, 1982 cité par Ali, 2010	$3 < \alpha < 6$	$3 < \alpha < 6$	$1,5 < \alpha < 3$
Ménard cité par Ali, 2010	-	-	$\alpha = 1,1$
Shahrour et Gourvés, 2005	$\alpha = 4,5$	$\alpha = 7$	-
Bahar et al., 1999	$3 < \alpha < 4,9$	-	-
Costet et Sanglerat, 1983	-	-	$0,5 < \alpha < 1$
Van Wambeke et D'Hemricourt, 1982	-	-	$\alpha = 1,5$
Vaillant et al., 2010	$2 < \alpha < 5,2$	-	$0,5 < \alpha < 2,2$

On trouve également (chapitre 5 de l'ouvrage de Bowles, 1988) les corrélations du Tableau 2.6 entre le module œdométrique  $E_{oed}$  et le nombre du coups  $N_{60}$  du l'essai SPT.

**Tableau 2.6 : Corrélation entre le module œdométrique  $E_{oed}$  et le nombre  $N_{60}$  (Bowles, 1988).**

Sols	Module œdométrique (kPa)
Sable normalement consolidé	$E = 500(N_{60} + 15)$ $E = (15000 \text{ à } 22000). \ln(N_{60})$
Sable saturé	$E = 250(N_{60} + 5)$
Sable surconsolidé	$E = 18000 + 750 N_{60}$
Sable graveleux et gravier	$E = 1200(N_{60} + 6)$ $E = 600(N_{60} + 6) \quad N_{60} \leq 15$ $E = 300(N_{60} + 6) \quad N_{60} > 15$
Sable argileux	$E = 320(N_{60} + 15)$
Sable limoneux	$E = 300(N_{60} + 6)$

On présente aussi dans le Tableau 2.7 quelques auteurs qui ont obtenu corrélations entre le nombre du coups  $N_{60}$  du l'essai SPT et le module pressiométrique Ménard  $E_M$ .

**Tableau 2.7 : Corrélation entre le module pressiométrique Ménard  $E_M$  et le nombre du coups  $N_{60}$ .**

Sols	Argiles	Limons	Sable
Cassan, 1988	$E_M = N_{60}$ à $N_{60}/1,5$ Avec $N_{60}/15 < p_1 - p_0 < N_{60}/20$ . ( $E_m$ en MPa)	$E_M = N_{60}/3$ Avec $p_1 - p_0 = N_{60}/30$ . ( $E_m$ en MPa)	$E_M = N_{60}/1,5$ à $N_{60}/2$ Avec $N_{60}/15 < p_1 - p_0 < N_{60}/20$ . ( $E_m$ en MPa)
Kayabasi, 2012	$E_m = 0,288 * N_{60}^{1,4}$ ( $E_m$ en MPa)	-	-
Bozbey et Togrol, 2010	$E_m = 1,610 * N_{60}^{0,71}$ ( $E_m$ en MPa)	-	$E_m = 1,33 * N_{60}^{0,77}$ ( $E_m$ en MPa)
Yagiz et al., 2008	$E_m = 388,6 * N_{60} + 4554$ ( $E_m$ en KPa)	-	-
Yaman, 2007	$E_m = 0,500 * N_{60}$ ( $E_m$ en MPa)	-	-
Chiang et Ho, 1980	$E_m = 0,946 * N_{60}^{0,8125}$ ( $E_m$ en MPa)	-	-
Agan et Algin, 2014	$E_m = 0,003 * N_{60}^{2,5} + 2,22$ ( $E_m$ en MPa)	-	-

Des recherches ont été menées par Waschowski (1982) dans le but de relier cette fois le module pressiométrique  $E_M$  avec la résistance en pointe dynamique  $q_d$ , et  $q_d$  avec la résistance à

la pénétration statique  $q_c$  et la pression limite pressiométrique  $P_l$ . On présente dans le tableau suivant les intervalles de variation des rapports entre ces principaux paramètres.

**Tableau 2.8 : Rapport entre  $q_d$ ,  $q_c$ ,  $P_L$  et  $E_M$  selon la nature et l'état des sols (Waschkowski, 1982).**

Nature des Sols	$q_d/q_c$	$q_d/P_l$	$q_d/E_M$
Argile, limons et vases normalement consolidés ; sables lâches ou moyennement denses	1	1,4 à 2,5	0,1 à 0,3
Argiles et limons surconsolidées	1 à 2	3 à 5	0,2 à 0,4
Sables et graviers ; sables limoneux ou argileux dense à très denses	0,5 à 1	5 à 10	0,4 à 1,5

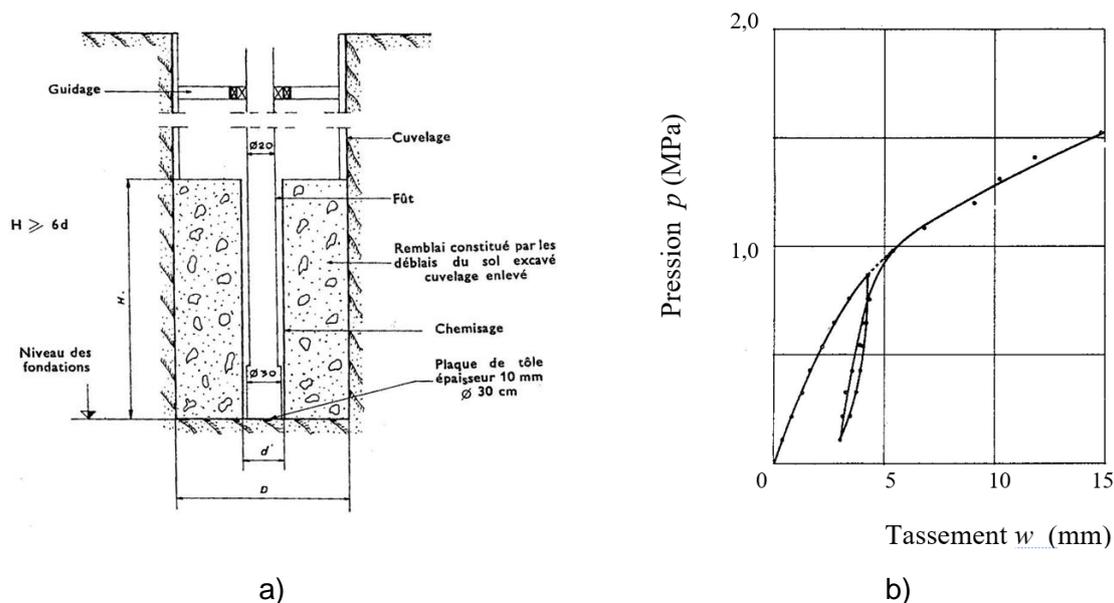
### 2.3.2. Essais de chargement

Pour évaluer de manière précise le tassement sous une fondation ou sa force portance, on a parfois recours à des essais in situ avec des conditions de chargement proches de celles qui seront rencontrées sur l'ouvrage géotechnique. Se placent dans cette catégorie d'essais dit de chargement les « essais à la table » pour les fondations superficielle et profonde et en technique routière, les « essais à la plaque ».

#### 2.3.2.1. Essai à la table et essai de plaque

Les essais à la table ont généralement pour but de contrôler le taux de travail admissible sous une semelle de fondation (contrainte de rupture). Ils doivent donc être réalisés au niveau de la semelle, c'est-à-dire au fond d'une petite fouille, ou à la rigueur au fond d'un puits de faible profondeur (4 à 5 m maximum). Un exemple de dispositif d'essai est donné sur la Figure 2.22a

Le dispositif est composé d'un plateau ou table qui repose sur un fut central de longueur variable suivant la profondeur de la couche étudiée. La table est chargée progressivement par paliers croissants. Les enfoncements de la plaque d'appui sont mesurés à des intervalles de temps déterminés. L'essai est terminé lorsqu'il y a affaissement brusque sous un faible accroissement de la charge. Il s'est alors produit une rupture du sol. A partir de la contrainte de rupture ainsi mesurée, on calcule la contrainte admissible du sol soumis à l'essai.



**Figure 2.22 : a) Essai à la table en fond de puits ; b) courbe pression-tassement type (BTP, 1956).**

Les résultats de l'essai se présentent sous la forme d'une courbe pression-tassement. On voit apparaître une première phase où les déplacements, en général de faible amplitude, sont approximativement proportionnels aux pressions. Le sol réagit de façon quasi-élastique. Au-delà, la courbe s'incurve et l'on observe une direction asymptotique (Figure 2.22b). Théoriquement la courbe devrait admettre une asymptote qui correspond à la limite de rupture du sol. Dans la phase considérée élastique, on peut calculer un module de déformation à partir de la formule classique de Boussinesq :

$$E = \frac{\pi}{2} (1 - \nu^2) R \frac{\Delta p}{\Delta w} \quad (2.47)$$

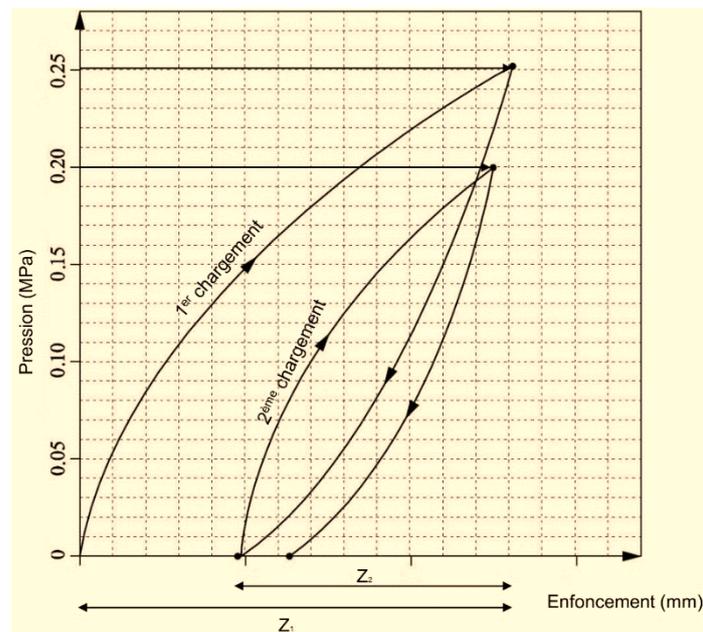
Les essais à la plaque, ne sont qu'une forme particulière des essais à la table mais avec une mise en œuvre beaucoup plus rapide et un coût moins élevé. Le dispositif d'essai comprend une plaque posée sur le sol et un système mécanique qui exerce le chargement sur cette plaque.

L'essai consiste à charger et décharger la surface du sol par une plaque rigide circulaire de diamètre (600 mm, 750 mm ou 762 mm) qui produit un tassement uniforme en surface (Figure 2.23) et à mesurer le tassement du sol situé à l'aplomb du centre de gravité de la plaque rigide chargée (NF P94-117-3). La charge est appliquée par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique, la force de réaction étant reprise par une charge de réaction constituée par un engin de plusieurs tonnes. La mesure de tassement se fait par l'intermédiaire d'un appareil spécifique appelé poutre Benkelman équipée d'un capteur de déplacement type comparateur potentiométrique.



**Figure 2.23 : Essai de chargement à la plaque (Monnet, 2015).**

La plaque est chargée jusqu'à obtenir une pression moyenne sous la plaque de 0,25 MPa pendant 30s au minimum. Lorsque cette pression est atteinte, on attend la stabilisation de la déflexion (déplacement). Après un déchargement en moins de 5 secondes, on recharge la plaque à la même vitesse jusqu'à une pression de 0,2 MPa. Lorsque la stabilisation de la déflexion est atteinte, l'essai proprement dit est terminé. Les tassements de la plaque au premier, au deuxième chargement et au déchargement sont notés (Figure 2.24).



**Figure 2.24 : Courbe pression-déplacement d'un essai de plaque.**

Les modules de déformation d'un essai de plaque se calculent relativement à chacun des deux cycles de chargement d'après la formule générale donnant la déflexion (tassement) totale

à la surface d'un massif indéfini, homogène et élastique soumis à une charge sur une plaque circulaire rigide :

$$E_{\text{plaque}} = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{P \cdot D}{Z} \quad (2.48)$$

Avec :

$P$  pression moyenne sous la plaque,  $D$  diamètre de la plaque rigide,  $\nu$  coefficient de poisson,  $Z$  déflexion du massif au centre de la plaque.

### 2.3.2.2. Pénétrömètre latéral autoforeur (PENLAT)

Le pénétrömètre latéral autoforeur est une variante des essais pressiométriques autoforés permet d'effectuer un chargement de type plaque en s'affranchissant en particulier du remaniement du fait de l'utilisation de l'autoforage (Baguelin et al., 1978). Cet essai permet ainsi de réaliser des essais de poinçonnement horizontaux sur sols fins vierges même très raides ou compacts. Le module de mesure dans PENLAT est constitué d'un cylindre d'acier indéformable comportant une petite fenêtré de section circulaire (10 cm<sup>2</sup>) à travers laquelle un poinçon (rayon  $R = 18$  mm) se déplace horizontalement par vérinage, vers le terrain testé (Figure 2.25a). La course maximale noté  $y_m$  atteinte par le poinçon est de 16 mm. Une cellule de pression totale (capteur de pression) est disposée sur la face diamétralement opposée au poinçon (Figure 2.25b). Les modules d'autoforage et de fonçage sont des modules classiques et s'inscrivent dans un cercle de 132 mm de diamètre. L'appareil désagrégateur interne est sensiblement renforcé pour le cas des sols compacts.

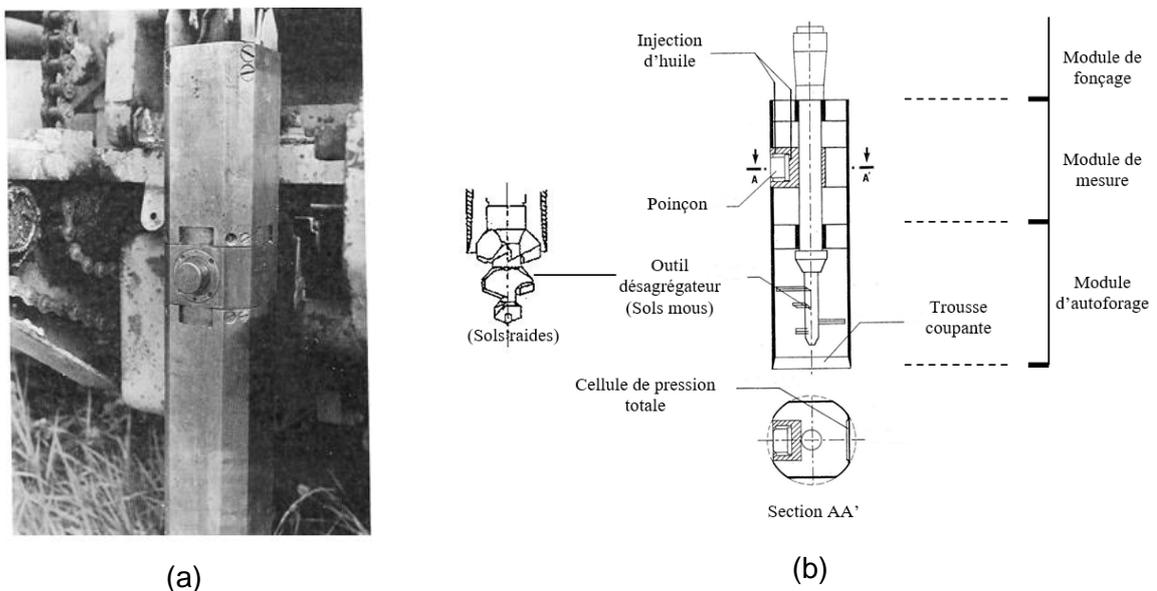
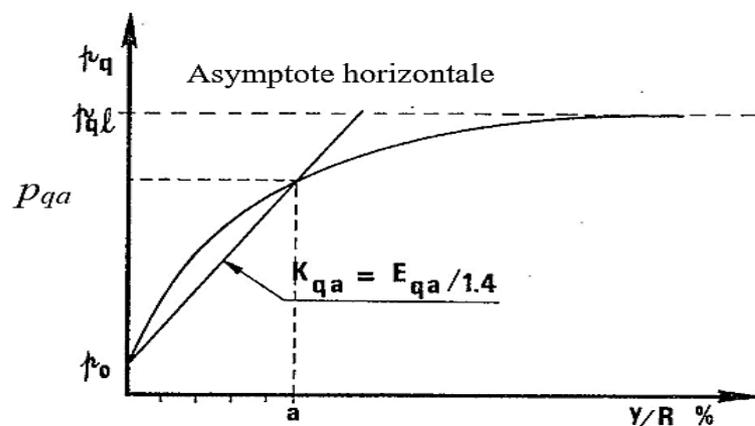


Figure 2.25 : Pénétrömètre latéral, a) Prototype du pénétrömètre latéral avec son poinçon en position sortie ; b) Schéma de principe du pénétrömètre latéral (Baguelin et al., 1978).

A chaque niveau, une courbe de poinçonnement horizontal du terrain est obtenue donnant la pression de pointe  $p_q$  en fonction du déplacement relatif  $a = y/R$  exprimé en pourcent. Ce courbe permet de définir un paramètre de résistance (résistance limite au poinçonnement  $p_{ql}$ ) et un paramètre de déformabilité. Par analogie avec la théorie élastique, un module de déformation linéaire noté  $E_{qa}$  (module sécant pour un taux de déplacement relatif  $a$ ) est défini. La valeur  $p_{ql}$  pouvant être considérée par ces derniers et mesurée au PENLAT est celle obtenue pour le déplacement relatif maximum possible à l'aide de ce prototype, soit ici près de 100 % ( $p_{ql} = p_{q100}$ ).

La Figure 2.26 donne l'allure des courbes de poinçonnement et la définition des paramètres mesurés.



**Figure 2.26 : Courbe de poinçonnement type et définition des caractéristiques mesurées.**

L'origine de la courbe correspond à une pression  $p_0$  qui représente théoriquement la pression totale horizontale des terres au repos. Pour les très grandes déformations, elle tend asymptotiquement vers une résistance limite au poinçonnement  $p_{ql}$ . Dans la phase initiale du chargement, des modules de poinçonnement notés  $k_{qa}$  sont définis par :

$$k_{qa} = \frac{p_{qa} - p_0}{a} \quad (2.49)$$

Où  $a$  est la déformation relative  $y/R$  correspondant à la pression  $p_{qa}$  ;  $p_0$  la pression totale horizontale des terres au repos.

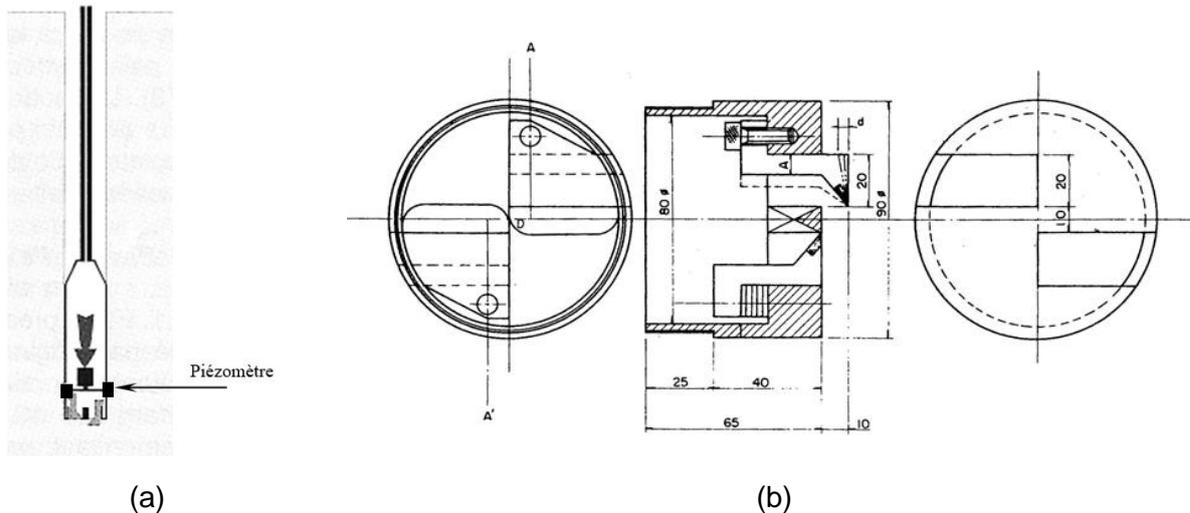
À l'aide de la théorie de Boussinesq, les modules de déformation linéaire sont calculés par la relation suivante :

$$E_{qa} = \frac{\pi}{2}(1 - \nu^2)k_{qa} \approx 1.4k_{qa} \quad (2.50)$$

D'après Baguelin et al. (1978) les modules de déformation linéaire  $E_{qa}$  déterminés par le PENLAT sont supérieurs à ceux mesurés avec les différents pressiomètres.

### 2.3.2.3. Essai de plaque auto-forée

Cette technique a été utilisée par Mori (1983) pour réaliser un essai de plaque en fond de trou avec un appareil autoforeur. L'instrument est doté d'un capteur de pression interstitielle (un piézomètre), deux couteaux rétractables servent d'outil désagrégateur dans un premier temps et lors de la phase d'essais, ils constituent en position rentrée une plaque de 90 mm de diamètre (Figure 2.27). L'essai de chargement en fond de trou en utilisant le dispositif de Mori peut être réalisé en sol pulvérulent (mou, dense ou très dense) ou cohérent même raide (Mori, 1983).

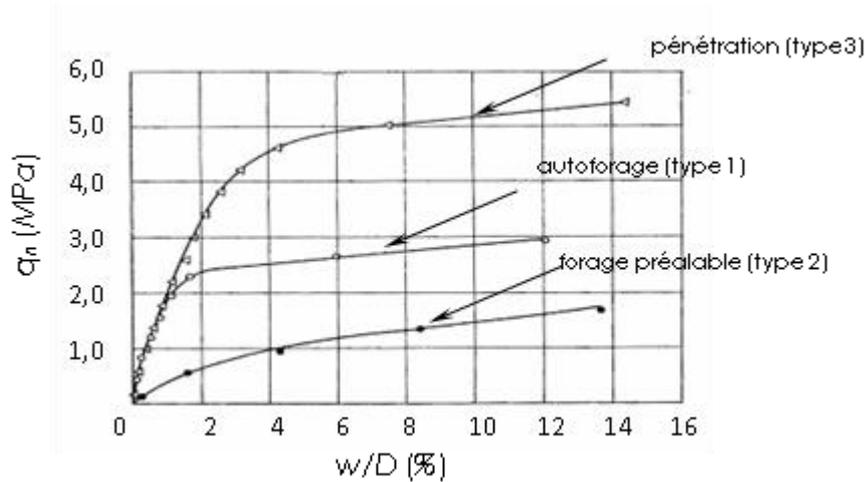


**Figure 2.27 : Instrument de Mori (1983), a) Schéma de principe ; b) Schéma des couteaux constituant en position rentrée une plaque rigide.**

Une étude concerne un site sableux de compacité moyenne à très dense de la cité de Chiba au Japon a été réalisé par Mori (1983). Les essais de plaque autoforé (essais de type 1) ont été confrontés à d'autres essais de type plaque de 90 mm de diamètre. Il s'agit d'essais à la plaque en fond de forage (essais de type 2) et essais à la plaque après son fonçage par pénétration dynamique (essais de type 3).

La Figure 2.28 illustre la relation entre la pression  $q_n$  et le déplacement relatif normalisé  $w/D$  exprimé en pourcent obtenu avec les trois techniques d'essais. La pression  $q_n$  représente la pression nette définie par :  $q_n = q - \sigma_{ov}'$  où  $q$  est la pression appliquée et  $\sigma_{ov}'$  est la contrainte verticale effective initiale régnant à la côte d'essai (niveau de la plaque).

Les résultats des essais de type 2 présentent une résistance limite très faible : le sable dense à l'origine est devenu lâche à cause du préforage. En revanche, ceux des essais de type 3 indiquent la plus forte résistance du sol : le sable s'est d'avantage densifié durant la pénétration dynamique de la plaque. Les résultats obtenus à la plaque autoforé sont d'après l'auteur les moins entachés par le remaniement et considérés les plus fiables en termes de comportement mécanique in situ du sol.



**Figure 2.28 : Courbe pression-déplacement relatif pour le sable testé avec différentes techniques d'essai (Mori, 1983).**

En se limitant au milieu élastique homogène semi-infini de module d'élasticité  $E$  et de coefficient de Poisson  $\nu$ , le tassement  $w$  d'une plaque circulaire rigide de diamètre  $D$  s'exprime par la formule citée par Mori :

$$w = \frac{\pi(1-\nu^2)}{4E} D(q - \sigma'_{0v}) \quad (2.51)$$

En outre, l'auteur considère le coefficient de réaction verticale du sol noté  $K_s$  reliant directement le tassement à la contrainte nette. Il s'exprime en MPa/m.

$$q - \sigma'_{0v} = K_s w \quad (2.52)$$

Ce coefficient n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol mais dépend de la forme et des dimensions de la plaque. D'après les formules ci-dessus,  $K_s$  est inversement proportionnel à  $D$ . Il est aussi appelé *module de réaction* dans la pratique courante bien qu'il n'ait pas les dimensions d'un module de déformation. Il est souvent mesuré à l'aide d'un essai de chargement à la plaque. Par suite, le module de déformation s'exprime par la formule :

$$E = \frac{\pi(1-\nu^2)}{4} D K_s \quad (2.53)$$

Afin de prendre en compte l'influence de l'encastrement de la plaque autoforée, l'auteur utilise la formule suivante pour déterminer le module de déformation du sol testé :

$$E = \frac{1+\nu}{4\pi(1-\nu)} K_s \sum_{n=1}^5 \beta_n Y_n \quad (2.54)$$

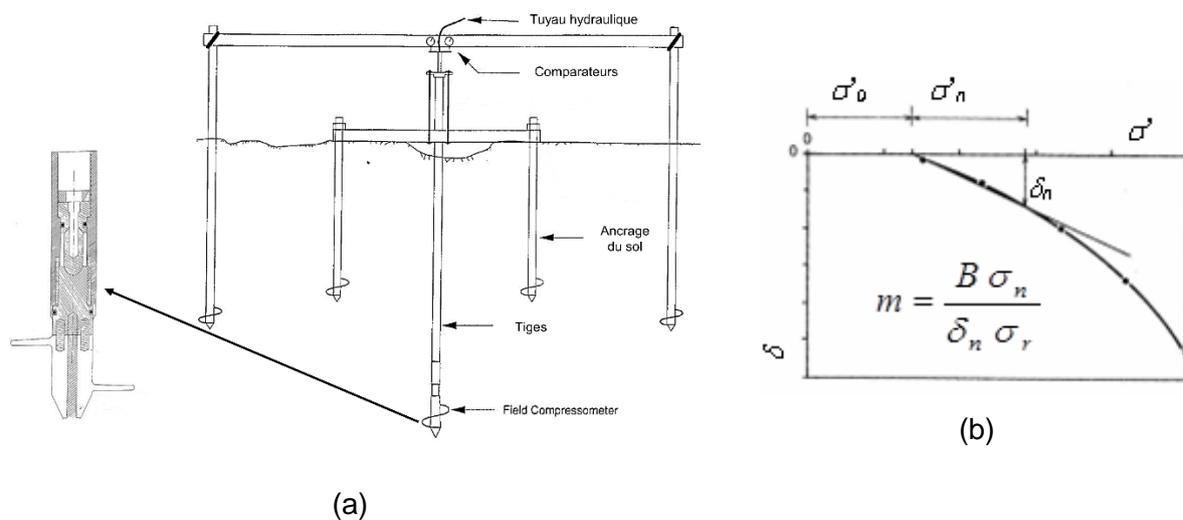
Où :  $\nu$  est le coefficient de Poisson,  $\beta_n$  est un paramètre relié au coefficient de Poisson,  $Y_n$  fonction de la profondeur et de la dimension de la plaque,  $K_s$  est le module de réaction défini ici comme la pente de la droite de régression linéaire des trois points initiaux de la courbe observée pression-tassement.

### 2.3.2.4. Essai de plaque vissée

L'essai de plaque vissée a été mis au point pour permettre la mesure des caractéristiques de déformation in situ des sols pulvérulents et cohérents, appelé en anglais field compressometer ou screw plate test (Figure 2.29). L'essai a été développé en Norvège par Janbu et Senneset (1973), en Suède par Schwab et Broms (1977), et en Canada par Selvadurai et al. (1980).

Cet essai est effectué à l'aide d'un système de vis sans fin que l'on charge par l'intermédiaire du train de tige. La plaque hélicoïdale est de 16 à 30 cm de diamètre est préalablement vissée jusqu'à une profondeur désirée, ensuite un essai de plaque typique est mené. Les capteurs de déplacements sont fixés indépendants du bâti de chargement, la pression est appliquée hydrauliquement par paliers constants et la valeur correspondante est lue sur des manomètres de précision suffisante.

L'interprétation de l'essai de plaque vissée pour obtenir des paramètres de résistances, déformations, et de consolidations a été décrite par certain nombre de chercheurs tel que ; Strout et Sennest (1998a ; 1998b), Kay et Mitchell (1980), Kay et Parry (1982), Mitchell et Kay (1985), Brown (1995), Lunne et al. (1997).



**Figure 2.29 : a) Compressomètre de chantier ; b) Courbe pression-tassement et détermination de module pour l'essai au compressomètre de chantier (Janbu et Senneset, 1973).**

Une formule théorique élaborée par Janbu et Senneset (1973) permet de calculer un paramètre noté  $m$  similaire au module d'élasticité. Avec  $\sigma$  est la pression,  $\delta$  est le déplacement et la pression  $\sigma'_0$  est la contrainte verticale effective à la cote d'essai.  $\sigma_n$  est la contrainte nette de l'essai (Figure 2.29b). Le paramètre  $m$  est relié au module de déformation œdométrique par la relation :

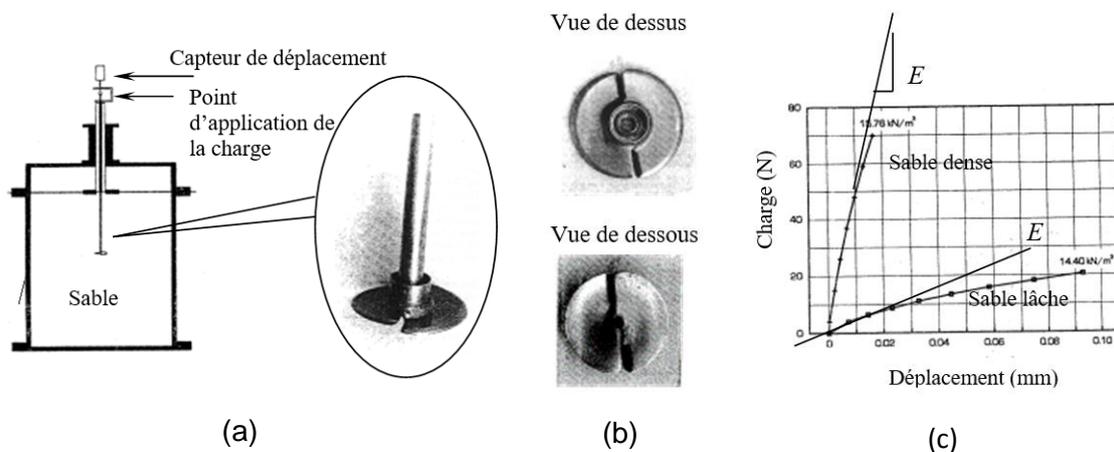
$$E_{oed} = m \sigma_r \left[ \frac{\sigma'_r}{\sigma_r} \right]^{1-a} \quad (2.55)$$

Où  $\sigma_r$  est une pression de référence égale à 100 kPa et  $a$  est un coefficient dépendant de la nature du sol testé (pour un sable  $a=0,5$ ).

L'essai de plaque vissée a aussi été employé par Brown (1995) dans du sable sec à différentes compacités. Les essais instrumentés ont été conduits dans un container cylindrique de 350 mm de hauteur, la profondeur d'essai après insertion de la plaque étant égale à 150 mm. Une plaque de 30 mm de diamètre et 1,5 mm d'épaisseur est notamment utilisée, celle-ci est illustrée sur la Figure 2.30. La procédure d'essai est similaire à celle de l'essai à la plaque classique, l'effort est appliqué par palier et l'enfoncement correspondant (après 60s de chargement) est noté. Deux courbes typiques effort-déplacement obtenues sur sable lâche et dense sont présentées sur la Figure 2.30c. Les résultats montrent une augmentation importante du module de déformation tangent à la courbe observée lorsqu'on passe d'un sable lâche à un sable dense.

Brown préconise de calcul d'un module de déformation tangent au point expérimental dont l'abscisse est 0,01 mm. Le module est calculé par l'expression mathématique suivante (pour une plaque hélicoïdale rigide de rayon  $R$  encastree dans le sol supposé élastique) :

$$E = \frac{\pi(4 - 3\nu)(1 + \nu) N R}{16(1 - \nu) S w} \quad (2.56)$$

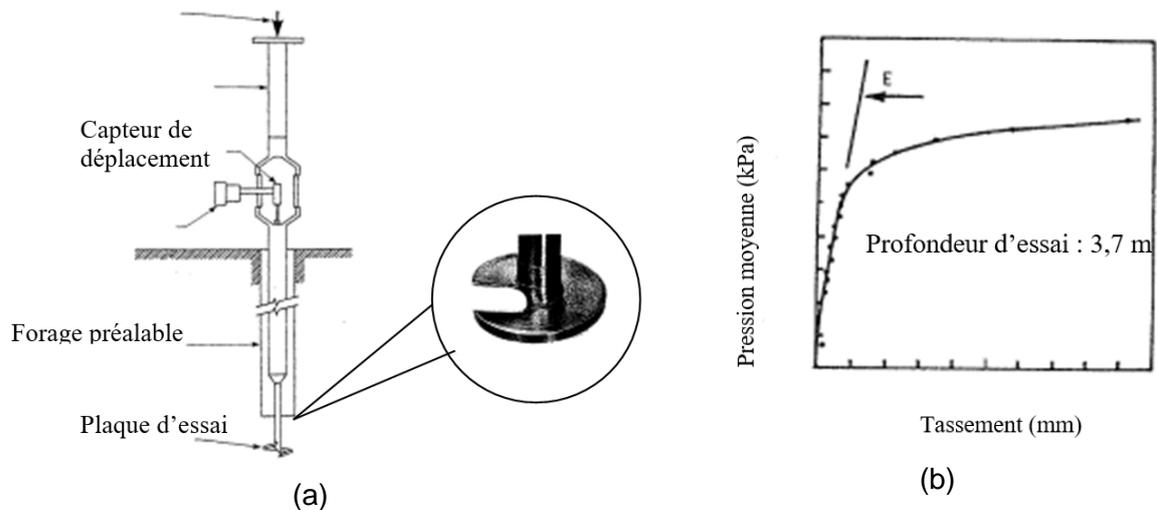


**Figure 2.30 : Essais au laboratoire de plaque vissée d'après Brown (1995), a) et b) Instrumentation ; c) Courbes expérimentales types.**

Dans cette expression,  $w$  est le tassement de la plaque,  $E$  est le module d'Young du sol testé,  $N$  l'effort appliqué,  $S$  la surface de la plaque et  $\nu$  le coefficient de Poisson.  $N/w$  représente la pente de la droite tangente à la courbe charge-déplacement au point correspondant à un tassement de la plaque de 0,01 mm.

Une approche différente de l'essai a été adoptée en Australie par Kay et Mitchell (1980) pour tester des argiles raides. La plaque de la Figure 2.31 utilisée par Kay et Mitchell (1980) a une face inférieure hélicoïdale, mais radialement plane, avec un pas d'environ un cinquième du

diamètre de la plaque. Une majeure différence par rapport à la pratique norvégienne est la récupération de la plaque après chaque test.



**Figure 2.31 : Essai de plaque vissée selon Kay et Mitchell (1980), a) Appareillage (plaque de 88 mm de diamètre) ; b) Courbe type contrainte-tassement**

La Figure 2.31b illustre une courbe d'essai type et la détermination du module de déformation propre aux essais. Kay et Mitchell utilisent la formule théorique suivante pour la détermination de modules drainés et non drainés :

$$E = \frac{(1 + \nu)\sqrt{3 - 4\nu} \Delta\sigma D}{4 \left[ 1 + \frac{\ln^2(3 - 4\nu)}{\pi^2} \right] \Delta w} \quad (2.57)$$

Où  $\Delta w$  est le tassement de la plaque de diamètre,  $D$  encastrée dans un massif élastique de module d'Young  $E$  et de coefficient de Poisson  $\nu$ .  $\Delta\sigma/\Delta w$  est la pente de la droite de régression des points au début de la courbe pression-déplacement présentée sur la Figure 2.31b. Les auteurs considèrent un module drainé noté  $E_s$  ( $\nu = \nu' = 0,2$  d'après leurs mesures sur l'argile testée) et un module non drainé  $E_u$  ( $\nu = \nu_u = 0,5$ ) :

$$E_s = 0,42 \frac{\Delta\sigma D}{\Delta w} \quad (2.58)$$

$$E_u = 0,38 \frac{\Delta\sigma D}{\Delta w} \quad (2.59)$$

### 2.3.3. Essais d'expansion

Le principe des essais d'expansion consiste à dilater radialement dans un forage réalisé dans le sol étudié une sonde et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde. Les principaux essais sont : pressiomètre, dilatomètre flexible, et triaxial in situ.

### 2.3.3.1. Essais pressiométriques (Voir chapitre 1)

Le chapitre 1 a été consacré en détail à cet essai.

### 2.3.3.2. Dilatomètre plat Marchetti DMT

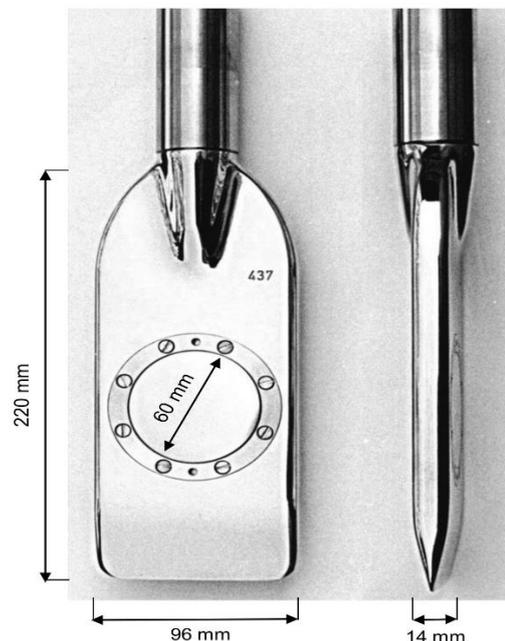
Le dilatomètre plat Marchetti (appelé DMT pour "flat Dilatometer test") est un outil relativement simple pour faire des essais in situ (Figure 2.32). Il a été développé en Italie par le professeur Silvano Marchetti et puis utilisé en Europe et en Amérique du Nord (Marchetti, 1980 ; Baldi et al., 1986 ; Schmertmann, 1986). Un état de l'art complète sur l'utilisation de l'essai DMT en pratique géotechnique et recherche est présenté par : Lunne et al. (1989), Lutenegeger (1988) et Marchetti (1997).

Le dilatomètre standard de Marchetti est une lame avec un tranchant de dimension 14 mm d'épaisseur, 96 mm de largeur et 220 mm de hauteur. Sur la surface se trouve une membrane métallique d'épaisseur 0,2 mm et de 60 mm de diamètre recouvrant une chambre de pression et un capteur de déplacement. La sonde est insérée dans le sol grâce à un train de tige creux.

La lame est connectée à une unité de contrôle avec un tuyau pneumatique - électrique qui transmet gaz et courant électrique. Un réservoir de gaz comprimé (azote), connecté à l'unité de contrôle, fournit la pression nécessaire pour dilater la membrane. L'unité de contrôle est équipée d'un régulateur de pression, d'indicateurs de pression, d'un signal sonore et de vannes.



(a)



(b)

**Figure 2.32 : Equipement dilatomètre Marchetti, a) L'unité de contrôle ; b) La lame DMT (Marchetti et Monaco, 2004).**

Pendant un essai au dilatomètre la lame est enfoncée dans le sol à la profondeur d'essai et l'opérateur fournit du gaz pour gonfler la membrane. Environ une minute plus tard il reçoit trois

mesures de pression : la pression « lift-off » pour commencer à dilater la membrane contre le sol ( $p_0$ ) ; la pression de dégonflement ( $p_{0d}$ ) ; et la pression nécessaire pour déplacer le centre de la membrane de 1,1 mm contre le sol ( $p_1$ ).

La pression « lift-off » au gonflement est corrélée à la contrainte horizontale in situ. Le module dilatométrique  $E_D$  est déterminé grâce à la différence des pressions  $p_1$  et  $p_0$ . Les valeurs des pressions  $p_1$  et  $p_0$  sont des valeurs corrigées, déterminées par étalonnage avant l'essai pour tenir en compte de la rigidité de la membrane :

$$P_1 = P_{1,lue} - \Delta P_{1,corrigée} \quad (2.60)$$

La pression  $p_0$  est déterminée par une extrapolation linéaire entre les deux déflexions de la membrane (0,05 mm et 1,10 mm) en utilisant la relation suivante :

$$P_0 = (1.10 - 0.05)(p_{0,lue} - \Delta p_{0,corrigée}) - 0.05p_1 \quad (2.61)$$

Avec :  $P_{1, lue}$  pression lue à 1.1 mm de gonflement ;  $\Delta P_{1, corrigée}$  correction de la membrane pour 1.1 mm de gonflement ;  $P_{0, lue}$  pression lue à la position « lift-off » ;  $\Delta P_{0, corrigée}$  correction de la membrane à la position « lift-off ».

Le module mesuré avec DMT est appelé module dilatométrique  $E_D$ , qui n'est pas le même que le module de Young  $E$ .  $E_D$  est calculé à partir de la théorie élastique comme suit :

$$E_D = 34,7(p_1 - p_0) \quad (2.62)$$

Marchetti (1980) a défini le rapport  $E/(1-\nu^2)$  comme le module dilatométrique  $E_D$  du sol, ainsi le module de Young peut être obtenu par l'expression suivante :

$$E = E_D \cdot (1 - \nu^2) \quad (2.63)$$

Certains chercheurs tels que Robertson et al. (1988), Campanella et al. (1985) et Baldi et al. (1986), suggèrent une proportionnalité entre le module d'élasticité sécant  $E_{25}$ , le module tangent initial  $E_i$  et le module dilatométrique  $E_D$  :

$$E = F * E_D \quad (2.64)$$

Les valeurs du facteur F sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.9 : Valeur du facteur de conversion F (Lutenegger, 1988).**

Type de sol	Module	F	Référence
Sol cohésif	$E_i$	10	Robertson et al., (1988)
Sable	$E_i$	2	Robertson et al., (1988)
Sable	$E_{25}$	1	Campanella et al., (1985)
Sable normalement consolidé	$E_{25}$	0,85	Baldi et al., (1986)
Sable surconsolidé	$E_{25}$	3,5	Baldi et al., (1986)

Le module dilatométrique  $E_D$  n'est pas directement utilisé dans les analyses de tassement des fondations, mais un module contraint (œdométrique)  $M_{DMT}$  calculé par la formule suivante est utilisé pour prédire les tassements des fondations :

$$M_{DMT} = R_M * E_D \quad (2.65)$$

Avec :  $R_M$  est un coefficient calculé en fonction de l'indice du matériau  $I_D$  et l'indice de contrainte horizontal  $K_D$  tel que :

$$I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0) \quad (2.66)$$

$$K_D = (p_0 - u_0)/\sigma'_{v0} \quad (2.67)$$

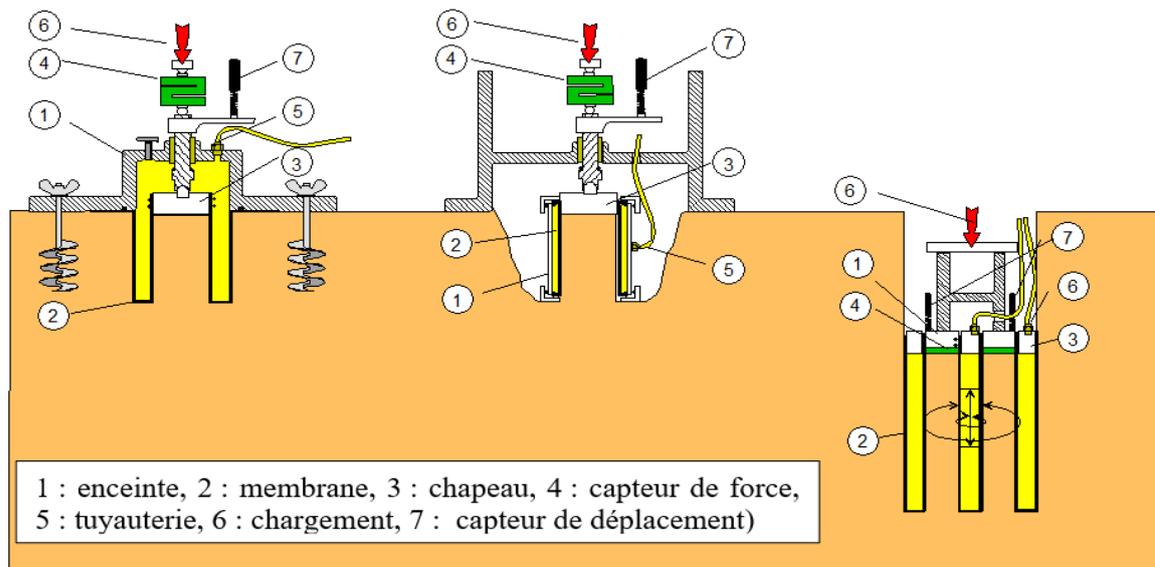
Pour plus de détails, Lutenegeger et DeGroot (1995) présentent une revue détaillée sur le calcul des tassements des fondations en utilisant la méthode dilatométrique.

### 2.3.3.3. Essai triaxial in situ

Les essais triaxiaux en place, développés simultanément au Japon et en France, sont nés de l'idée qu'il serait judicieux de réaliser sur site des essais proches des essais de laboratoire mais permettant de s'affranchir de la phase de prélèvement.

Les trois types d'essais développés au Japon sont destinés principalement aux roches et découlent de l'essai de surcarottage (Reiffsteck, 2003). La Figure 2.33 illustre leur principe, les deux premiers essais (à gauche de la Figure 2.33) sont réalisés à partir de la surface sur des tailles de carotte respectivement de 35 mm et 100 mm. La force verticale développée par la contrainte de confinement dans le premier essai exige une réaction par ancrage. Cette force de réaction liée au fait que le confinement est exercé par un fluide sous pression, disparaît dans le second essai, où un cylindre suffit à confiner la pression cellulaire. Une force de réaction est cependant toujours nécessaire pour contrebalancer la force verticale appliquée à l'éprouvette. Avec cette géométrie il est difficile de mesurer la déformation verticale de l'éprouvette.

Le dernier essai consiste à réaliser une éprouvette cylindrique creuse, ce qui offre la possibilité d'imposer une pression intérieure différente de la pression extérieure. On peut penser que le concepteur ambitionne d'appliquer une torsion pour réaliser un cisaillement en place, à l'instar des appareillages triaxiaux pour éprouvettes cylindriques creuses. Les dimensions utilisées (diamètre intérieur de 85 mm, diamètre extérieur de 400 mm et hauteur de 1000 mm) permettent de mettre en place un système de mesure des déplacements plus facilement que dans les cas précédents.



**Figure 2.33 : Essai triaxial in situ : brevet Ishibashi, brevet Fukushima, brevet CRIEPI (d'après Tani, 1999).**

L'essai développé en France s'inspire du pressiomètre autoforeur, avec deux différences principales : le sol testé est contenu à l'intérieur de la sonde et l'outil désagrégateur est placé en haut de l'appareil (Reiffsteck, 2004). Il fait l'objet du brevet N° 9913792 du 4 novembre 1999 (LCPC, 1999).

L'appareil est constitué d'un carottier à paroi mince portant sur les flancs « internes » des appareils d'essai ou de mesure (Figure 2.34). Il est mis en place dans le terrain par vérinage. La réalisation de mesures locales permet d'atteindre le domaine des petites déformations. Les mesures locales sont réalisées en plaçant les capteurs au plus près de l'éprouvette de sol : des capteurs de déplacement (radiaux et axiaux) et un capteur de pression interstitielle sont fixés sur la membrane (Reiffsteck, 2003).

Dans son principe, l'essai peut être réalisé à l'avancement en testant puis désagrégeant, au fur et à mesure de l'enfoncement dans le terrain, le sol qui pénètre à l'intérieur du carottier (Borel et Reiffsteck, 2006).

Une fois l'appareil descendu à la profondeur voulue, les étapes de l'essai s'inspirent de l'essai triaxial classique : application d'une contrainte horizontale par mise en pression d'une cellule de pression latérale puis application d'une contrainte verticale par l'intermédiaire d'un piston, la contrainte horizontale étant généralement maintenue constante. Grâce à l'asservissement du piston vertical et de la cellule de pression latérale, l'appareil offre la possibilité d'imposer des chemins de contraintes variés. Peu de résultats et d'interprétation ont été publiés exposant les essais réalisés avec ces appareils.

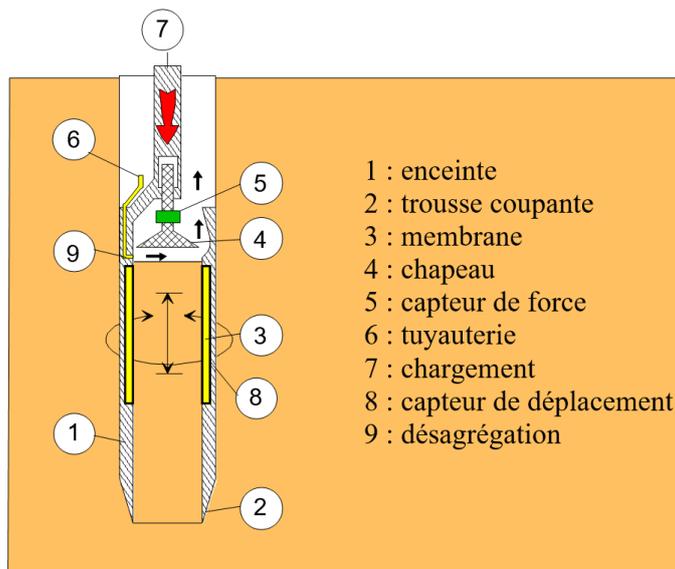


Figure 2.34 : Essai triaxial in situ : brevet LCPC (Reiffsteck, 2004).

### 2.3.4. Essais sismiques ou géophysiques

Les méthodes sismiques peuvent se regrouper en deux catégories : Les essais réalisés à partir de la surface du sol (sismique de réfraction, vibration entretenue du massif de fondation), et d'autre part il existe les méthodes qu'utilisant des mesures réalisées dans des forages (down hole, cross-hole,...). Ils sont très difficiles à réaliser et aussi très coûteux mais néanmoins ce type d'essai, s'est développé dans le cadre des études para-sismiques où l'on doit prendre en compte les phénomènes d'interaction sol/structure, permet de déterminer les vitesses  $V_p$  et  $V_s$  et de calculer, par conséquent, les caractéristiques dynamiques du sol  $E$  et  $G$  tel que :

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2.68)$$

$$\lambda + 2G = \rho V_p^2 \quad (2.69)$$

$V_s$  et  $V_p$  sont les vitesses de propagation des ondes de volumes ( $V_s$  onde de cisaillement du latin, secundae et  $V_p$  onde de compression du latin, primae),  $\rho$  est la masse volumique du sol,  $\lambda$  le paramètre de Lamé.

#### 2.3.4.1. Essai de propagation d'ondes de surface (méthode SASW)

La méthode SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) est utilisée pour estimer le profil sismique vertical du milieu étudié (Nazarian et Stokoe, 1985 ; Stokoe et al., 1994). L'onde de surface est générée par une source qui peut être une chute de poids ou un explosif. Cette onde est enregistrée par un réseau de géophones en surface (Figure 2.35).

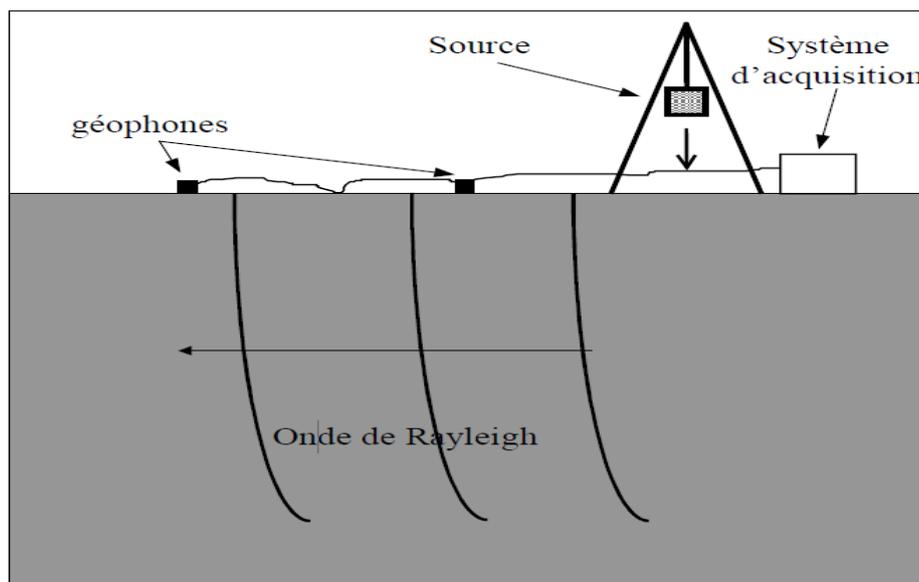
L'onde de surface est plus lente que les ondes de compression et de cisaillement. Son amortissement géométrique en surface est en  $1/r$  à comparer à celui des ondes  $P$  et  $S$  en  $1/r^2$  (où  $r$  est la distance source capteur). L'étude de la propagation des ondes de surface permet de

remonter à un profil de vitesse de cisaillement. En effet leur profondeur de pénétration est de l'ordre de la longueur d'onde. Les petites longueurs d'ondes voyagent à une vitesse proche de celle des terrains superficiels tandis que les grandes longueurs d'ondes renseignent sur les terrains plus profonds. Il en résulte une variation de la vitesse de propagation en fonction de la fréquence.

L'objectif de la méthode SASW est d'effectuer les mesures qui permettront de déterminer la courbe de dispersion des ondes de Rayleigh sur le site étudié. Il s'agit donc de déterminer la vitesse de phase pour différentes fréquences (c'est la courbe de dispersion), puis de transformer les fréquences en profondeur et les vitesses de phase de l'onde de Rayleigh en vitesse des ondes de cisaillement (Athanasopoulos et Pelekis, 1997 ; Tokimatsu et al., 1991).

On admet généralement la relation suivante entre la vitesse de phase des ondes de Rayleigh  $V_\phi$  et la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  :

$$V_s = 1,11 * V_\phi \quad (2.70)$$



**Figure 2.35 : Schéma simplifié du dispositif de mesure dans la méthode SASW.**

Les ondes de surface présentent l'avantage par rapport aux techniques cross-hole et down-hole de ne pas nécessiter la réalisation de forage préalable. Mais l'inconvénient réside dans le fait que l'onde émise se propage aux interfaces des couches, et ne permet pas d'obtenir une valeur moyenne de la vitesse pour la couche considérée.

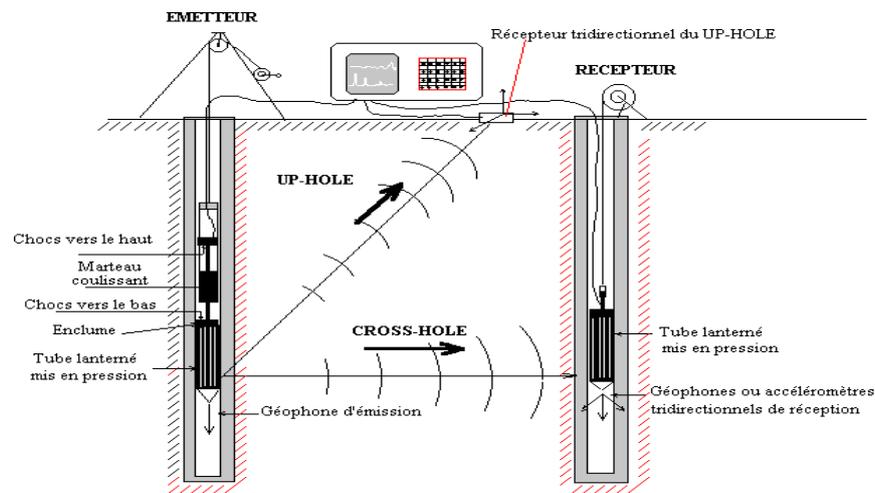
#### **2.3.4.2. Essai Cross-Hole**

Cette méthode mise au point aux U.S.A par E. d'Apollonia consiste simplement à mesurer la vitesse de propagation des ondes entre deux forages à une profondeur donnée (Figure 2.36). Une source est placée dans un forage à une profondeur déterminée et des sondes de réception

sont placées dans d'autres forages à la même profondeur. La distance entre les deux forages compris entre 5 à 20 mètres. La source permet de générer des ondes de cisaillement de forte énergie, à propagation horizontale et à polarisation verticale. Les sondes de réceptions sont plaquées dans les autres forages. Les mesures réalisées donnent les temps  $t_p$  et  $t_s$  que mettent respectivement les ondes de compression et les ondes de cisaillement pour aller du point d'émission au point récepteur. Si  $d$  est la distance entre les deux forages, on a évidemment :

$$V_s = \frac{d}{t_s} \text{ et } V_p = \frac{d}{t_p} \quad (2.71)$$

En général, l'essai Cross-Hole sismique est sans doute l'essai le plus fiable pour déterminer la rigidité du sol sous très petites déformations, mais il est aussi le plus coûteux.



**Figure 2.36 : Schéma de réalisation de l'essai Cross-Hole.**

### 2.3.4.3. Essai Down-Hole

L'essai de type Down-Hole sismique aussi appelée PSV (Profil Sismique Vertical), ne nécessite qu'un seul forage vertical dans lequel une chaîne de récepteurs est mise en place. La source d'énergie, généralement un coup de marteau contre une plaque d'acier se trouve à la surface. Un dispositif adapté permet de générer une onde de compression et une onde de cisaillement de forte énergie. Cet essai permet de mesurer la vitesse des ondes à propagation verticale et à polarisation horizontale. Par rapport à l'essai sismique de type Cross-Hole, la gêne occasionnée par la source d'énergie et le coût de percement de plusieurs forages sont éliminés. Le résultat brut des mesures est un profil des vitesses apparentes représentatives d'un comportement moyen des couches entre la source et le récepteur (Figure 2.37).

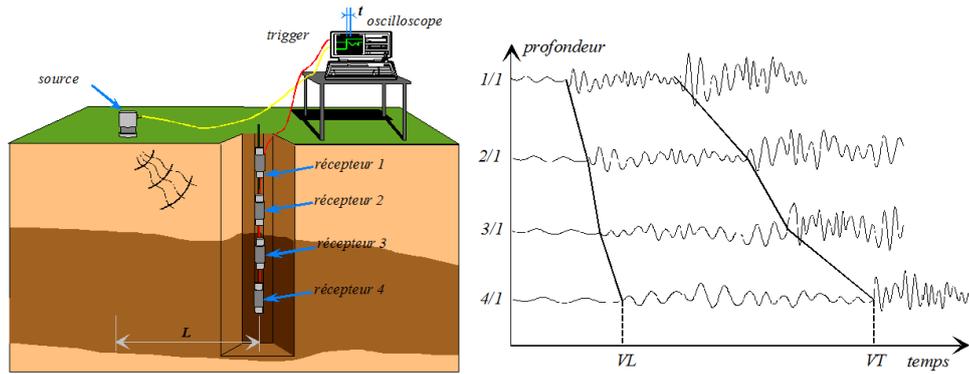


Figure 2.37 : Schéma d'un essai down-hole et enregistrement (Nguyen Pham, 2008).

#### 2.3.4.4. Essai sismo-cône SCPT

Certains expérimentateurs ont eu l'idée de placer un géophone à la pointe du pénétromètre statique CPT, et de réaliser un down hole en remplaçant le forage par une pénétration statique (Jamiolkowski et al., 1985 ; Lunne et al., 1994 ; Robertson et al., 1986). Cet essai a été développé à l'Université de Colombie Britannique (UBC) (Campanella et Robertson, 1984), c'est la combinaison d'un essai de pénétration au cône et d'un essai down-hole. Le récepteur sismique est situé à 42 cm à l'arrière du manchon de frottement pénétrométrique, donc il n'est pas nécessaire de réaliser de forage préalable (Figure 2.38). En plus de mesures ponctuelles de modules de déformation, l'essai au sismo-cône permet d'obtenir un profil continu de résistance du sol.

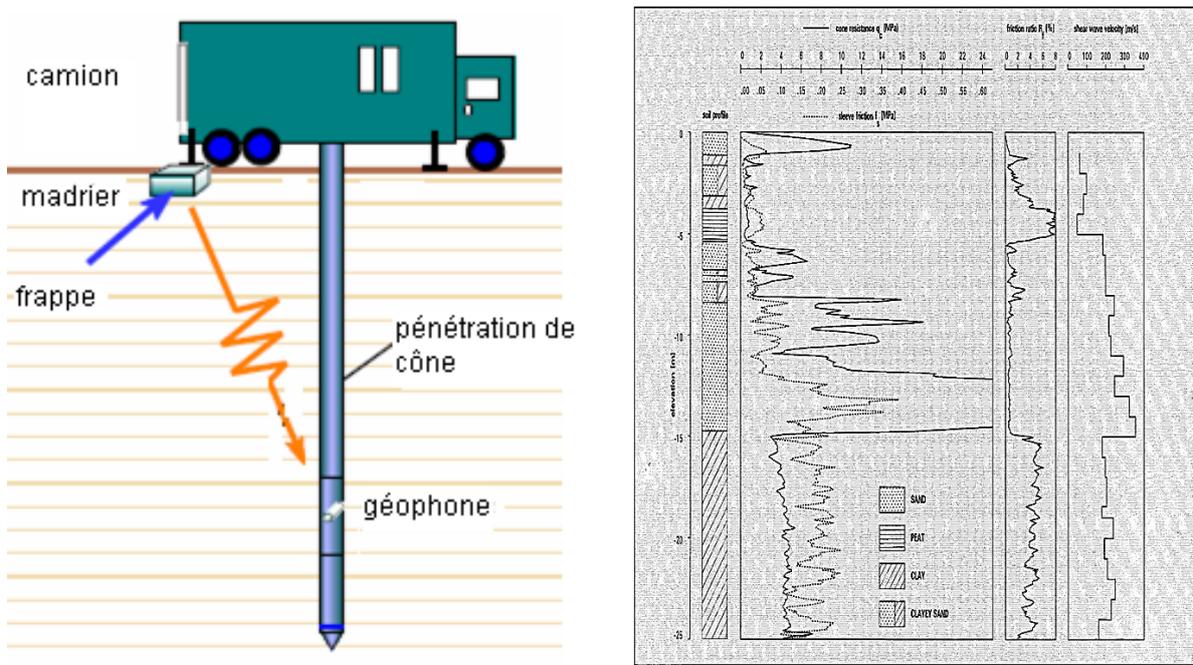


Figure 2.38 : Schéma d'un essai sismo-cône et paramètres mesurés.

L'essai consiste à générer une onde sismique de type S (ondes de cisaillement) et à enregistrer au moyen d'un séismographe les signaux des géophones. Le générateur d'ondes est constitué d'une enclume (poutre) métallique placée en surface sous l'un des vérins servant de support au sismo-cône, enclume sur laquelle un opérateur frappe avec un marteau. Ce dernier est équipé d'un système permettant le déclenchement de l'enregistrement par le séismographe dès que la source est activée. La vitesse à une profondeur donnée est calculée par la différence des temps d'arrivée de l'onde à deux profondeurs successives.

#### 2.3.4.5. Le dilatomètre sismique SDMT

Le dilatomètre sismique SDMT est la combinaison d'un essai au dilatomètre plat avec un module sismique pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ). Il est développé à Georgia Tech, Atlanta, USA par Martin et Mayne (1997,1998) ; Mayne et al. (1999).

Ensuite en 2008 Marchetti et al. ont développés un nouveau SDMT en Italie, dont le module sismique est un élément cylindrique placé au-dessus de la lame DMT. Le signal source est une onde de cisaillement appliquée en-tête et très proche du train de tiges. Il est transmis au sol à l'aide d'un marteau frappant une cale elle-même plaquée au sol par la masse de l'engin porteur. Les mesures géophysiques de vitesse des ondes sismiques sont obtenues par les signaux enregistrés à la base du train de tiges dans la sonde S. Celle-ci est constituée de deux géophones et de deux inclinomètres distants de 50 cm et placés sur la tige immédiatement au-dessus de la sonde DMT (Figure 2.39).

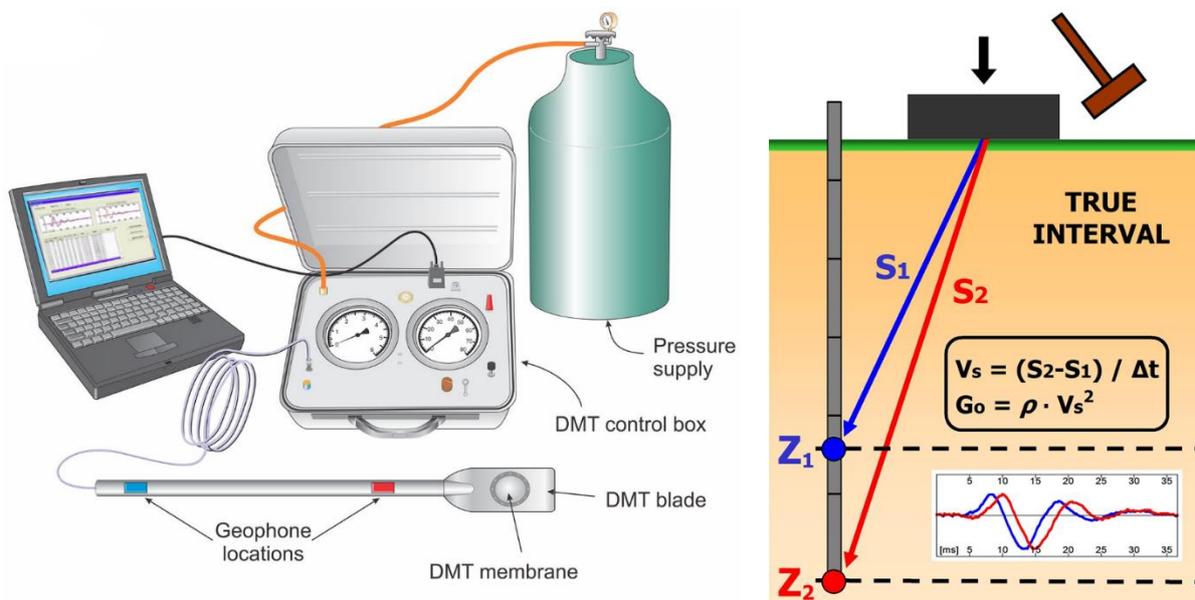


Figure 2.39 : Vue des principaux éléments du SDMT.

Le transfert à la surface puis le traitement par un logiciel intégré sont pris en charge automatiquement, sous contrôle de l'opérateur (Amoroso et al., 2013). Toutes les données de l'essai sont enregistrées, pour permettre l'édition des résultats (Figure 2.40).

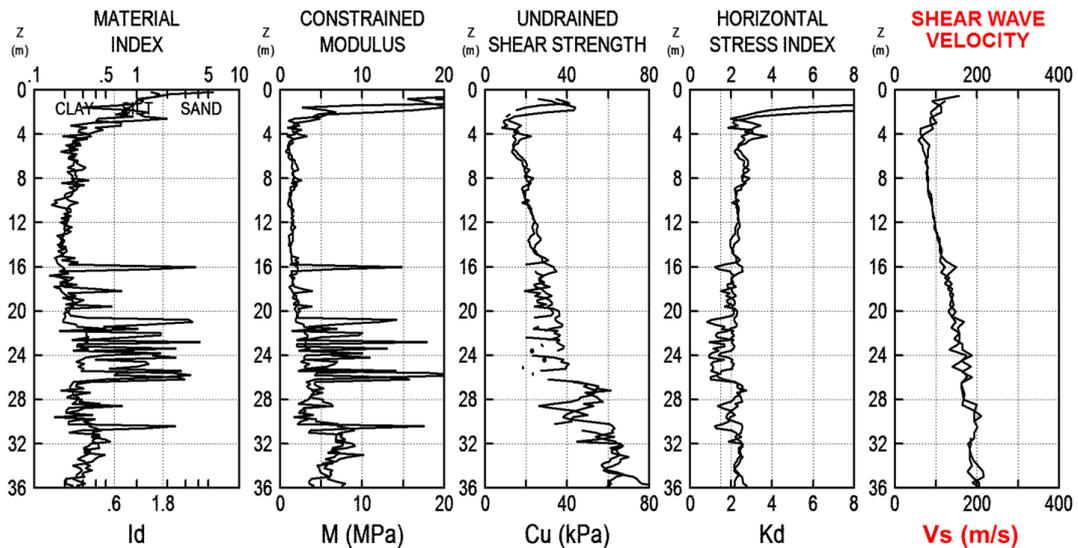


Figure 2.40 : Exemple de deux sondages SDMT dans les argiles de Fiumicino (Marchetti, 2014).

### 2.3.4.6. L'essai SPT sismique S-SPT

Un ajout récent aux mesures SPT classiques permettant une mesure directe de la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  a été présenté par Kim et al. (2004) et Bang et Kim (2007). Le SPT sismique (S-SPT) est un essai "up-hole" qui utilise des récepteurs en surface et une source en profondeur (Figure 2.41) ; essentiellement la configuration inverse des mesures sismiques SCPT et SDMT. L'entraînement vertical du carottier SPT génère une onde de cisaillement qui peut être mesurée par les capteurs de surface. Bang et Kim (2007) ont utilisé le mouton standard de l'essai SPT classique (63.5 Kg) tandis que Pedrini et Giacheti (2013) suggèrent d'utiliser un mouton de 2 kg pour générer des ondes de cisaillement une fois l'essai SPT traditionnel terminé. Des comparaisons de la vitesse des ondes de cisaillement à partir des mesures S-SPT et SCPT à plusieurs sites ont montré une excellente concordance (Pedrini et Giacheti, 2013 ; Rocha et al., 2015.)

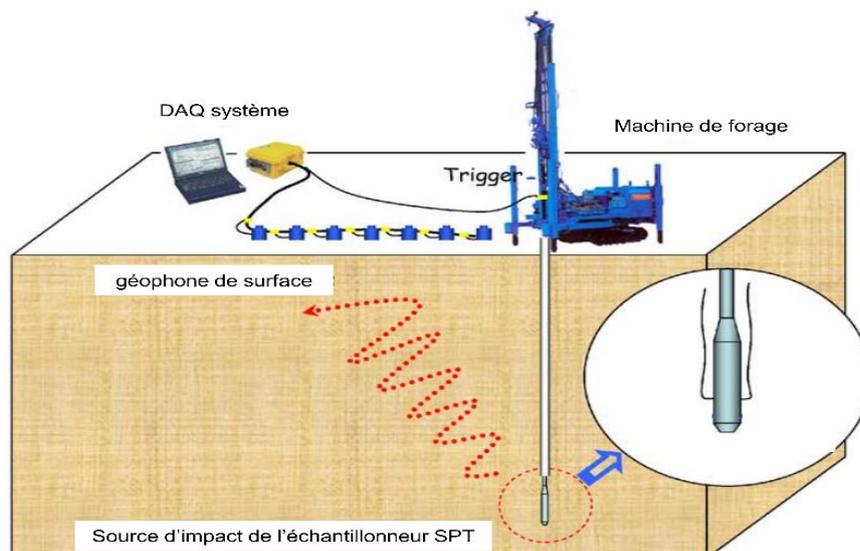


Figure 2.41 : Représentation d'un essai S-SPT et d'un trajet d'ondes sismiques réfractées.

## 2.4. Détermination des modules à partir des essais de laboratoire

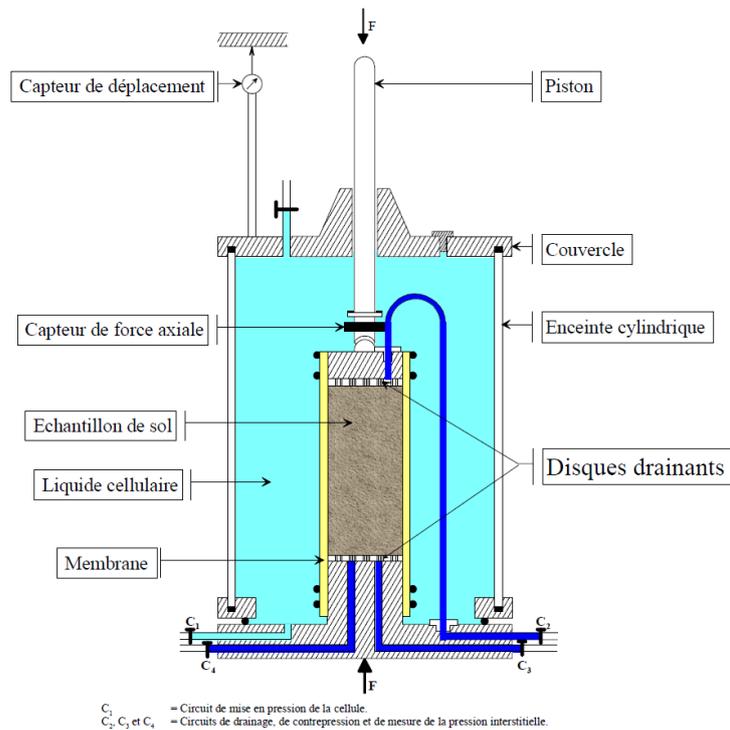
Nombreux essais de laboratoire ont été conçus de manière dans lesquels les chemins de contraintes et de déformations simulés sont connus. Ces essais permettent de décrire assez bien correctement le comportement des sols testés et s'effectuent sur des éprouvettes de petites tailles auxquelles les principes de la mécanique des milieux continus peuvent bien s'appliquer. Ces essais présentent aussi des avantages importants tels qu'une meilleure maîtrise des conditions de drainage et de chargement et permettent d'explorer plus largement les lois de comportement des sols.

Parmi ces essais, il convient de distinguer ceux permettant de mesurer la déformabilité des sols : l'essai triaxial, l'essai de chargement œdométrique, l'essai à la colonne résonante et l'essai bender éléments.

### 2.4.1. Essai triaxial de révolution

Un essai permettant à la fois d'appliquer des contraintes axiale et latérale sur un échantillon de sol et de maîtriser les conditions de drainage a été développée au milieu des années 1930, cet essai porte aujourd'hui le nom d'essai triaxial. On pouvait reproduire en laboratoire d'une façon beaucoup plus réaliste les conditions entourant un échantillon de sol sur le terrain et par le fait même, l'étude des caractéristiques de la plasticité des sols, c'est-à-dire la cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\varphi$ , et mesurer également les paramètres de déformabilité des sols.

L'appareil triaxial se compose d'un contrôleur pression-volume GDS connecté à une cellule triaxiale de type Bishop & Wesley (Figure 2.42). Le contrôleur pression-volume se compose essentiellement d'un piston se déplaçant dans un cylindre et mu par un moteur pas-à-pas. À tout moment, la variation de volume d'eau dans le cylindre due à un déplacement du piston est mesurée avec précision ( $1 \text{ mm}^3$  de précision) et affichée ainsi que la pression régnant dans le cylindre. Un asservissement électronique du système permet de faire varier l'une ou l'autre des deux grandeurs (pression ou volume) selon un programme présélectionné (rampe de pression, rampe de volume, variation cyclique de la pression ou de volume). Ce contrôle peut être effectué soit manuellement, à partir du clavier incorporé au GDS, soit à partir d'un micro-ordinateur via une interface IEEE. Dans ce dernier cas, l'utilisation de plusieurs contrôleurs GDS connectés à une même cellule peut permettre, à partir du micro-ordinateur, de faire évoluer indépendamment plusieurs grandeurs (pression de cellule, déviateur, pression interstitielle, etc.) et donc de réaliser des chemins de sollicitation complexe sur une éprouvette de sol.



**Figure 2.42 : Schéma de principe d'une cellule triaxiale.**

On réalise l'essai triaxial sur des éprouvettes de forme cylindriques de diamètre  $D$ , d'hauteur  $H$  et d'élancement voisin de deux. L'échantillon de sol entouré d'une membrane en caoutchouc est placé sur l'embase inférieure d'une cellule. On applique sur l'échantillon une pression latérale de confinement (pression cellulaire  $\sigma_3$ ) exercée par le fluide remplissant la cellule triaxiale. De plus par l'intermédiaire d'un piston, on peut appliquer à l'éprouvette une contrainte axiale. Pendant l'essai, la contrainte radiale (ou  $\sigma_3$ ) est maintenue constante et c'est la contrainte axiale (ou  $\sigma_1$ ) qui croît jusqu'à rupture de l'échantillon par cisaillement, souvent le long d'un plan de rupture. Aux extrémités de l'éprouvette, des pierres poreuses sont placées pour permettre de drainer éventuellement l'échantillon. Les circuits de drainage permettent de drainer l'échantillon, d'appliquer une contre-pression à l'intérieur de l'échantillon, de mesurer la variation de volume de l'échantillon pour les essais drainés, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon pour les essais non drainés. L'essai proprement dit comporte une phase de saturation de l'éprouvette, une ou plusieurs phases de consolidation du sol, suivies d'une phase de cisaillement de celui-ci jusqu'à la rupture. La Figure 2.43 schématise les sollicitations imposées à l'éprouvette dans l'appareil triaxial de révolution et précise les notations.

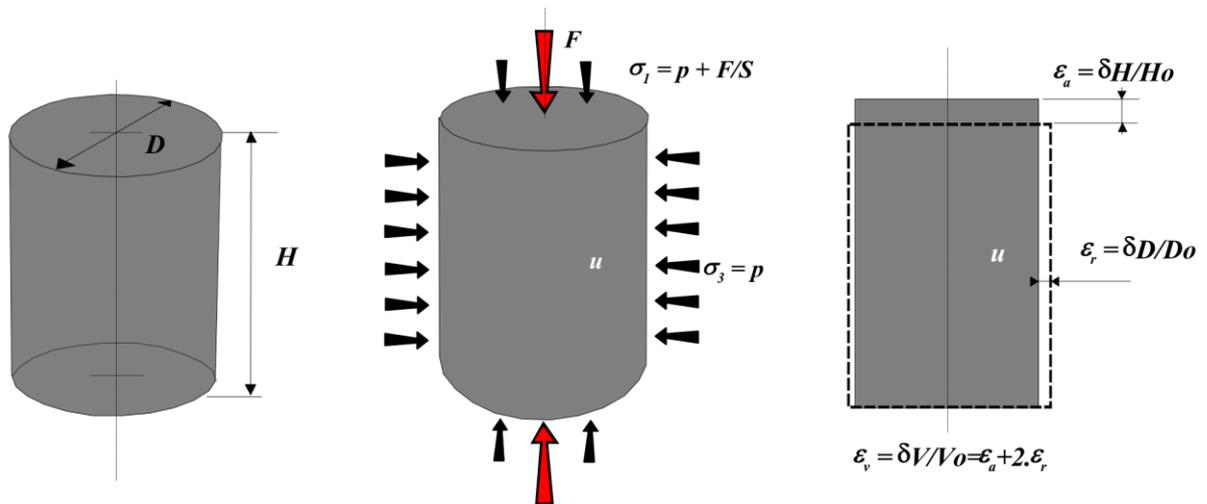


Figure 2.43 : Contraintes et déformations dans une éprouvette à l'appareil triaxial.

Le module de déformation (tangent d'une part et sécant d'autre part) s'exprime comme le rapport d'un accroissement de la contrainte déviatorique  $q$  à un accroissement de déformation axiale  $\varepsilon_1$  suivant des conditions particulières  $q < q_{\max}$  données :

$$E_t = \frac{dq}{d\varepsilon_1} \quad (2.72)$$

$$E_{séc} = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1} \quad (2.73)$$

#### 2.4.2. Essai de chargement œdométrique

L'essai de compressibilité à l'œdomètre appelé également essai œdométrique (Figure 2.44) a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillons de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide (Mieussens et al., 1985). Il permet de déterminer les caractéristiques de compressibilité et de perméabilité ainsi que les caractéristiques de fluage des sols fins, notamment des argiles molles. Pratiquement cet essai permet de prévoir l'importance et la durée des tassements des sols sous une charges donnée sous réserve de nombreuses hypothèses (Lowe et al., 1964).

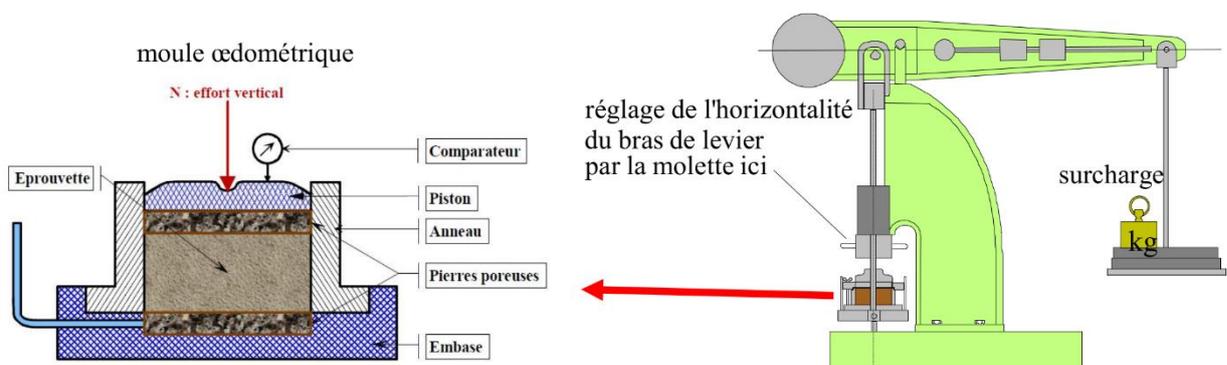
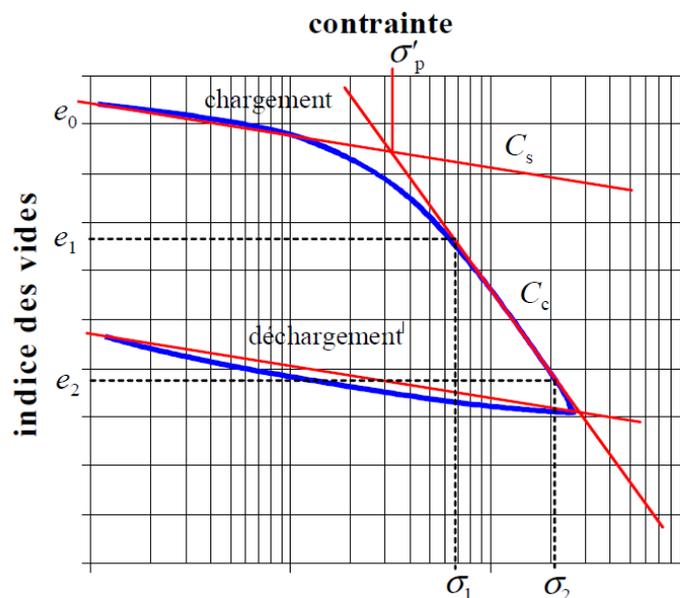


Figure 2.44 : Principe de l'essai œdométrique et une coupe schématisée d'un moule œdométrique.

L'essai consiste à placer une éprouvette du sol dans une enceinte cylindrique rigide latéralement qui interdit toute dilatation radiale du sol, de sorte que les déformations qui se produisent sont uniquement verticale ou axiales. Cette éprouvette est comprise entre deux pierres poreuses ou entre deux disques en métal fritté, avec possibilité pour l'eau de circuler. Selon l'appareil utilisé, l'effort de compression s'exerce verticalement sur l'éprouvette, soit par un système de poids par l'intermédiaire d'un levier, soit par un système de chargement pneumatique ou hydraulique qui applique des forces dans l'axe du piston en contact avec l'éprouvette sur sa face supérieure ou inférieure pendant que l'autre face est maintenue fixe (NF P 94-090).

Dans l'essai conventionnel à chargement par paliers, les charges sont appliquées à l'éprouvette par paliers successifs avec en règle générale doublement de la charge d'un palier au suivant. La durée des paliers de chargement est fixée à 24 heures, car cette durée, pendant laquelle les déformations de l'éprouvette sont enregistrées en fonction du temps, est suffisante pour atteindre la fin de la consolidation primaire dans la plupart des sols naturels. Les déformations de l'éprouvette sont lues sur un ou deux comparateurs.

Une représentation dans un système de coordonnées semi-logarithmique est généralement choisie :  $e = f(\lg\sigma'_v)$  ou  $e = f(\ln\sigma'_v)$ , (Figure 2.45). Les indices de gonflement  $C_s$  (ou  $\kappa$ ), et de compression  $C_c$  (ou  $\lambda$ ) et les modules œdométriques en sont déduits. La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ , qui est un paramètre très important reflétant l'histoire de chargement du sol dans le passé, est aussi identifiée.



**Figure 2.45 : Courbe de compressibilité à l'œdomètre.**

On peut déterminer un module œdométrique sécant sur un intervalle de contrainte  $\Delta\sigma'$

$$E_{oed}^{séc} = \frac{\Delta\sigma'}{\frac{\Delta h}{h_0}} \quad (2.74)$$

Le module tangent pour une contrainte  $\sigma'$  peut également déterminer par la relation suivante :

$$E_{oed\ t} = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (2.75)$$

Les essais œdométriques ont vu naître des versions nouvelles, plus rapides que l'essai conventionnel à chargement par paliers, tels que l'essai à gradient contrôlé (Lowe et al., 1969) et l'essai à vitesse de déformation constante (Smith et Wahls, 1969). On pratique aussi d'autres essais comme l'essai accéléré par chauffage (Philipponnat, 1977), l'essai à drainage radial (Paulte, 1973), ou l'essai à vitesse de chargement constante (Aboshi et al., 1970).

### 2.4.3. Essai à la colonne résonante

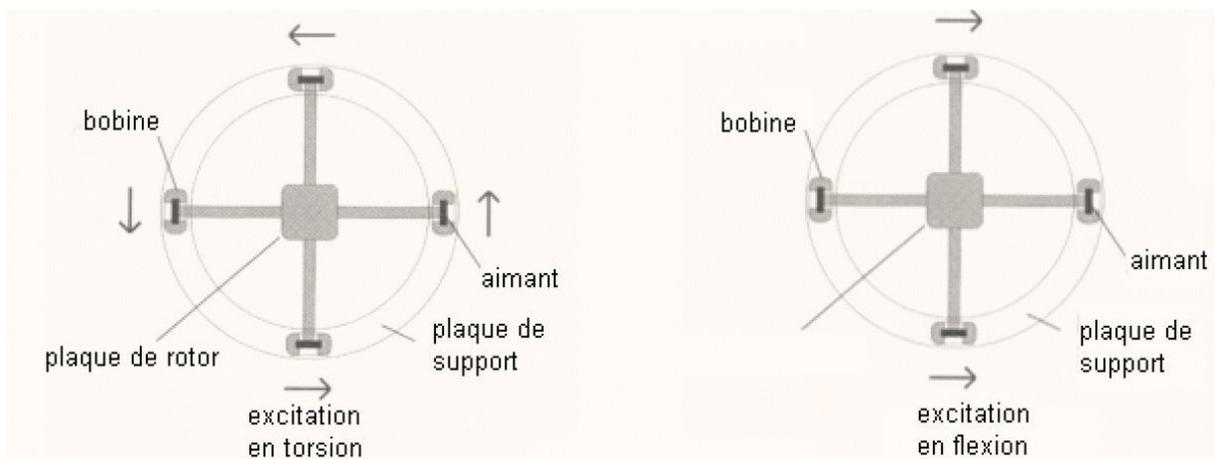
La colonne résonante est l'essai en laboratoire la plus couramment utilisée pour mesurer les propriétés dynamiques des sols aux faibles déformations. Initialement développée par les ingénieurs japonais Ishimoto et Lida (1937) depuis d'un demi-siècle (Figure 2.46). L'utilisation de cette technique s'est généralisée dans les années soixante avec les études d'auteurs tels que Hall et Richart (1963), Drnevich et al. (1967), Hardin et Black (1968), et Hardin et Drnevich (1972a et b).

Un échantillon de sol de forme cylindrique est soumis à une charge harmonique par l'intermédiaire de bobines électromagnétiques. L'amplitude et la fréquence de la charge sont contrôlées et un capteur de mouvement mesure le niveau de vibration résultant. En décalant progressivement la fréquence de la force d'entrée de manière à obtenir la fréquence de résonance de l'éprouvette du sol à laquelle le niveau de vibration est maximum pour le niveau de charge imposé au système. La connaissance de cette résonance permet la détermination du module de cisaillement et aussi le calcul de la distorsion de l'éprouvette. Il est possible de mesurer les modules dynamiques du sol pour des amplitudes inférieures à  $10^{-4}$ . Le sol reste dans un domaine élastique et l'essai est non destructif (ASTM D 4015-92, 2000).



**Figure 2.46 : Essai à la colonne résonante.**

La sollicitation des éprouvettes peut être en torsion ou en flexion selon le mode d'alimentation des bobines comme montré sur la Figure 2.47 (Hardin et Richart, 1963). Il est en effet possible d'alimenter les quatre bobines simultanément ou seulement deux placées sur le même diamètre. L'essai à la colonne résonante en torsion consiste à déterminer le module de cisaillement  $G$ , et en flexion à déterminer le module d'Young.



**Figure 2.47 : Mode de sollicitation d'un essai à la colonne résonante.**

Le module de cisaillement  $G$  est calculé par la formule suivante :

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (2.76)$$

$$V_s = \frac{2\pi f L}{\beta} \quad (2.77)$$

Avec :  $f$  fréquence de résonance,  $\beta$  coefficient qui dépend du moment d'inertie de l'éprouvette et du système de mise en résonance, déterminé par :

$$\frac{I}{I_0} = \beta \cdot \tan(\beta) \quad (2.78)$$

$$I = \frac{mD^2}{8} \quad (2.79)$$

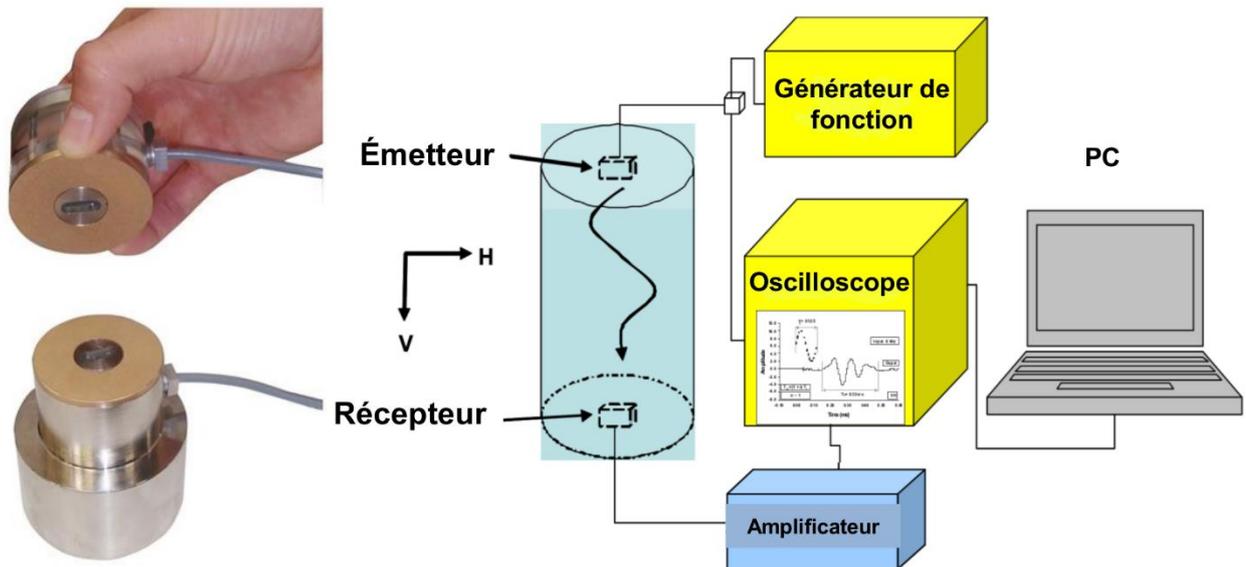
Avec :  $I_0$  moment d'inertie d'étalonnage, dépendant du système. Il se calcule par étalonnage à l'aide d'éprouvettes en aluminium de différentes inerties et de masses additionnelles à placer sur le chapeau. Il est égal à 0.0039844 pour le système utilisé au LCPC ;  $I$  moment d'inertie de l'éprouvette ;  $L$  la hauteur de l'éprouvette ;  $D$  diamètre de l'éprouvette.

#### 2.4.4. Essai aux éléments piézo-électriques ou bender éléments

Les bender éléments (BE) sont des capteurs piézo-électriques qui permettent de suivre l'évolution des propriétés élastiques des sols dans le domaine des petites déformations. Shirley et Hampton (1978) ont été les premiers qui utilisent la technique des « *bender éléments* » pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement à travers des échantillons de Kaolinite. Depuis ces dernières années cette technique est considérée comme un développement important en géotechnique expérimentale.

Les bender éléments peuvent être associés à un grand nombre d'essais de laboratoire tels que : l'essai triaxial et œdométrique (Schultheiss, 1983 ; Fam et Santamarina, 1997 ; Yun et Santamarina, 2005 ; Ibrahim et al., 2009), colonne résonnante (Dyvik et Madshus, 1985 ; Connolly et Kuwano, 1999), centrifugeuse géotechnique (Ismail et Hourani, 2003), et l'essai au cylindre creux (Di Benedetto et al., 2003). Cette technique des « bender éléments » avait montré son intérêt et ses nombreux avantages expérimentaux : faible encombrement, facilité de mise en œuvre, simplicité du principe ...

La Figure 2.48 schématise le principe d'essai avec des bender éléments implantés dans une cellule triaxiale. L'équipement est constitué des capteurs piézo-électriques de taille relativement réduite installés dans les embases de la cellule triaxiale, de part et d'autre de l'échantillon. Ils fonctionnent toujours par deux, le premier capteur faisant office d'émetteur, le second de récepteur. La partie active des capteurs, d'une longueur de 10 mm et d'une largeur de 1 mm environ, pénètre dans l'éprouvette sur une profondeur de 2,5 mm. Les temps d'entrée et de sortie du signal sont analysés à l'aide d'un oscilloscope.



**Figure 2.48 : Schéma de principe du dispositif « bender éléments ».**

Les matériaux piézo-électriques présentent la particularité de transformer l'énergie électrique en énergie de déformation élastique, et inversement. Lorsque le capteur émetteur est soumis à une tension électrique, de forme carrée ou sinusoïdale et de fréquence réglable, l'impulsion génère les vibrations tangentielles ou longitudinales des lamelles constituant le capteur. Ces vibrations se propagent dans l'échantillon sous la forme d'une onde de cisaillement ou de compression. Parvenues sur le récepteur, ces vibrations se traduisent par l'apparition d'un courant électrique. Le signal est amplifié avant d'être recueilli sur un oscilloscope ou une carte d'acquisition placée dans un ordinateur pour être finalement comparé au signal d'entrée.

L'essai avec bender éléments est une technique pratique permettant de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) dans un échantillon de sol. Cette vitesse d'onde est déterminée par le rapport de la distance parcourue ( $L$ ) au temps de propagation de cette onde ( $\Delta t$ ). Ceci se traduit par l'expression suivante :

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \quad (2.80)$$

Le module de cisaillement  $G_{max}$ , peut être relié d'après le principe fondamental de la dynamique et en considérons un comportement élastique linéaire isotrope, à la vitesse de propagation de l'onde  $V_s$  par la relation suivante :

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2.81)$$

Avec :  $\rho$  La masse volumique de l'éprouvette ou du sol.

Pour une description plus détaillée sur la conception, la fabrication et le fonctionnement des « bender éléments », nous invitons le lecteur à consulter les nombreux documents spécialisés par exemple : Dyvik et Madshus (1985) et Brignoli et al., (1996).

## 2.5. Synthèse des méthodes de détermination des modules de déformation

Nous avons essayé de synthétiser dans les tableaux suivants les différentes méthodes d'essais in situ et en laboratoire décrites dans ce chapitre, permettant d'accéder au module de déformation.

Tableau 2.10 : Synthèse pour les essais in situ.

Type	Essai	E	E <sub>0</sub>	Remaniement	
Essais de pénétration	SPT et pénétromètre dynamique	C		Fort	
	Pénétromètre statique CPT	C			
Essais de chargement	Essai à la plaque	T		Faible	
	Pénétromètre latéral	T			
	Essai de plaque vissée	T			Moyen
	Essai de plaque autoforé	T			Faible
Essais d'expansion	Pressiomètre	C		Moyen	
	Pressiomètre autoforeur	C			Faible
	Essais triaxiaux in situ	T			
	Dilatomètre Plat Marchetti	C			Fort
Autres essais	Essai sismique	T	T	Faible	

D : par mesure directe, T : par calcul théorique, C : par corrélation

Tableau 2.11 : Synthèse pour les essais de laboratoire.

Type	Essai	E	E <sub>0</sub>
Essais de chargement œdométrique	À balancier	T	
	Déformation contrôlée	T	
	K <sub>0</sub>	T	
Essais triaxiaux de révolution	Essai triaxial standard	T	T
	Essai triaxial asservi	T	
Essais sismiques	Colonne résonante	T	T
	Bender éléments	T	T

D : par mesure directe, T : par calcul théorique, C : par corrélation

## 2.6. Conclusion

Ce chapitre avait pour vocation de donner un aperçu des principaux modèles de comportement des sols disponibles dans la littérature. On a présenté un certain nombre de lois de comportement en décrivant à chaque fois les mécanismes mis en jeu : élasticité linéaire, élasticité non linéaire, élastoplasticité, écrouissage.

Nous avons décrit aussi en détails les modules de déformation utilisés ou susceptibles d'être utilisés en géotechniques. Selon la précision des mesures recherchée, des moyens diversifiés de mesures existent, on s'est plus particulièrement intéressé aux principaux appareils d'essais de laboratoire et in situ permettent la détermination du module de déformation.

Actuellement les essais en place sont à privilégier par rapport aux essais en laboratoire. Ils évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement du sol dans un état plus ou moins proche de la réalité. En revanche les essais de laboratoire constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols. Ils ont l'avantage de contrôler les conditions aux limites, le drainage, les chargements appliqués et la nature du sol.

Toutefois aucun procédé ne permet actuellement de déterminer de manière très satisfaisante des modules de déformation valables dans toute la plage des déformations utilisée en géotechnique. À cet effet nous proposons dans le chapitre qui se suit le développement d'un nouvel essai de reconnaissance, qui répond aux besoins des ingénieurs praticiens de disposer d'une courbe de dégradation du module de déformation allant des plus faibles taux de déformation jusqu'à des valeurs moyennes.

## **Chapitre 3**

### **Conception, mise en place et étalonnage d'un nouveau pressiomètre**

### **3.1. Introduction**

Ce chapitre est consacré comme l'indique son titre à la conception, mise en place et l'étalonnage d'un nouveau pressiomètre développé dans le cadre de cette recherche de thèse de doctorat. L'idée se veut comme le développement d'une nouvelle génération d'appareil pressiométrique offrant une mesure fiable de module de cisaillement. Contrairement aux méthodes classiques qui utilisent des manomètres et volumètres pour mesurer la déformation du sol et donc le module en question, nous nous sommes en mesure de proposer d'un nouvel système de mesure de la déformation, il s'agit d'une sonde pressiométrique dotée d'un palpeur de mesure permettant d'atteindre des valeurs plus précises de la déformation du sol.

Dans un premier temps, on présente la partie principale du matériel utilisé pour la conception du nouvel appareillage, dans un second temps, les grandes étapes ainsi que la méthodologie de la mise en place seront exposées. Nous validons la démarche proposée par des tests préliminaires qui ont également permis l'étalonnage et le calibrage du matériel développée.

Les travaux de conception et réalisation du nouvel appareillage pressiométrique, ont été menés à l'université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen, tandis que les étapes d'étalonnage, calibrage, assemblages et le programme de validation de l'appareillage développé ont été mené à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) de Marne la Vallée.

### **3.2. Enjeux, problématique et méthodologie**

La compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions est une étape indispensable et cruciale dans la réalisation des études géotechniques notamment dans la conception du modèle géotechnique. Cette maîtrise suppose une estimation fiable et pertinente des caractéristiques de déformation et de résistance des sols. Les méthodes couramment utilisées mettent l'accent sur la stabilité des ouvrages et limitent indirectement les déformations en maintenant les charges appliquées à un niveau suffisamment bas par rapport à la rupture. Pour passer à la maîtrise directe des déformations, en utilisant les moyens modernes de calcul, en particulier les éléments finis, il est donc essentiel d'améliorer les méthodes de mesure de la déformabilité des sols, tant par le développement de nouvelles méthodes de mesures (notamment en place), que par l'établissement de nouvelles lois de rhéologie des sols plus précises et plus représentatives.

La détermination d'une manière précise et rigoureuse du module de cisaillement et sa dégradation, avec une précision de domaine des déformations correspondantes constitue un enjeu important dans la compréhension du fonctionnement complexe du sol à proximité des ouvrages de génie civil surtout notamment dans les zones urbaines, les parois de soutènement, les fondations ou les tunnels. Pour l'obtention de valeurs appropriées des paramètres

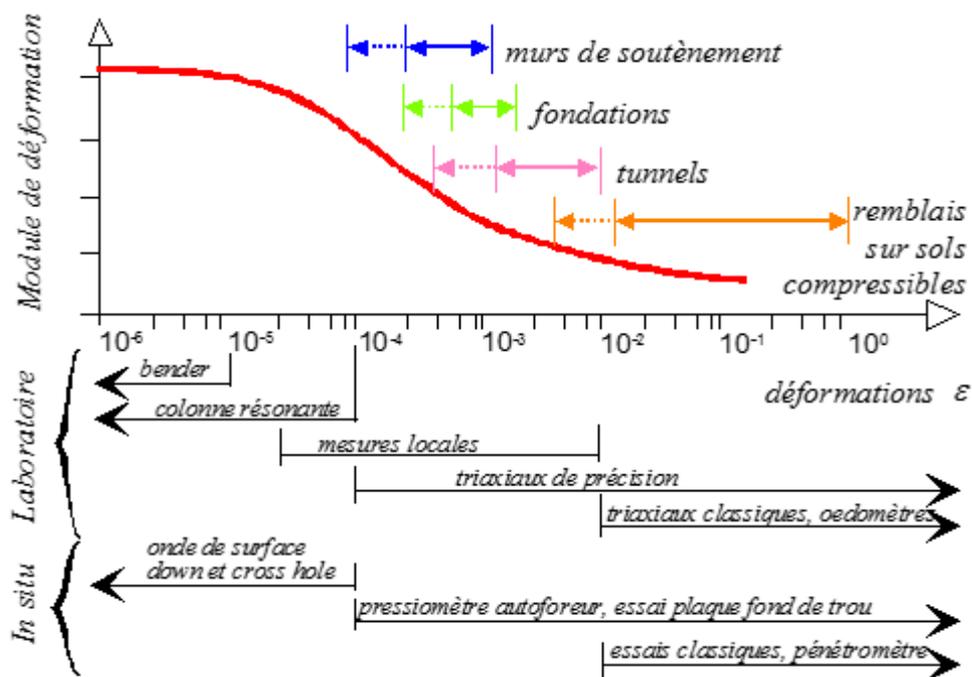
caractérisant la rupture d'une part, et la déformabilité d'autre part, deux voies actuellement sont offertes, soit au laboratoire, sur des éprouvettes prélevées dans le terrain, ou directement en place, au moyen d'essais d'expansion (pressiomètre) ou de pénétration.

Les études en laboratoire, souvent lentes et généralement coûteuses, s'effectuent sur des échantillons de petites tailles, plus ou moins remaniés et parfois non représentatifs de l'état du sol en place. Les procédures expérimentales correspondantes sont souvent complexes, mais ne peuvent donner de bons résultats que si les sols testés représentent bien les sols existant sur le terrain sous les ouvrages. A cet effet, il est nécessaire de compléter par la réalisation d'essais in situ et la mise en œuvre de matériels sophistiqués. Au cours des dernières années, de nombreuses recherches ont été menées sur la mise au point de nouveaux dispositifs de contrôle des sols in situ, ceux-ci comprennent des pénétromètres (Garneau et Samson, 1974 ; Zhou, 1997 ; Arbaoui, 2003), des dilatomètres (Akbar, 2001) et des pressiomètres (Reiffsteck et al., 2005 ; Rehman, 2010 ; Qiao, 2011 ; Johnston et al., 2013 ; Shaban et Cosentino, 2017), ces dispositifs ont été développés pour produire des paramètres du sol de meilleure qualité ainsi qu'une connaissance plus fine des données mesurées effectivement utilisables pour les contrôles et les calculs en géotechnique.

Il est important de remarquer que chaque essai possède un champ d'application lié aux déformations qu'il génère lors de la sollicitation du sol. Déformations qui doivent être mises en rapport avec celles qui apparaissent lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de leur vie (Burland, 1989). Les modules de déformation mesurés sont, toutes choses égales par ailleurs spécifiques du matériel d'essai employé et de la procédure d'essai utilisée, En d'autres termes, ils dépendent de la plage de déformation testée. La figure 3.1 présente un panorama des domaines d'utilisation de chaque matériel en fonction de l'application géotechnique en précisant le domaine des déformations.

Les plages d'utilisation courante sont prolongées sur leur gauche jusqu'au seuil maximal qui peut être atteint lors d'essais très soignés où on limite le remaniement du sol. La détermination de cette partie de la courbe est importante et nécessite la mise en œuvre de matériels sophistiqués, ainsi, les efforts récents en matière de développement de matériel ont plus particulièrement porté sur le comportement avant rupture (Mestat et Reiffsteck, 2002). Toutefois, celui-ci mérite encore des explorations au même titre que le comportement à très faibles déformations.

Dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, les modules sécants ou tangents de déformations sont souvent exprimés en fonction de la distorsion  $\gamma$  ou de la déformation  $\epsilon$ . Néanmoins, dans la recherche, cette relation est présentée en fonction du logarithme des déformations ( $\log \epsilon$ ), ce qui permet d'amplifier la zone des très petites déformations, cette amplification a pour but de déterminer plus précisément les modules de déformation dans la zone des petites déformations ou dans une petite tranche de déformation.



**Figure 3.1 : Zones d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation (Reiffsteck, 2002).**

La connaissance du comportement des sols en petites déformations est fondamentale en géotechnique, notamment dans le domaine des ouvrages routiers où les sollicitations dues aux véhicules influent sur le comportement et la durée de vie d'une chaussée, de la même manière le géotechnicien doit s'intéresser à la petite déformation qui pourraient être provoquées par un séisme et qui jouent sur la variation des propriétés de l'interaction sol-structure.

La détermination d'un module en petite déformation présente un grand enjeu pour les calculs des ouvrages surtout lorsque des méthodes en déformations sont utilisées ou des calculs dynamiques sont nécessaires (Grasson et al., 2015). Il y a donc un besoin de mesure de modules fiables dans le domaine des petites déformations. Différentes techniques de mesure des petites déformations ont été développées depuis une trentaine d'années, on distingue essentiellement deux techniques les méthodes quasi-statiques et les méthodes dynamiques (Hibouche et al., 2013).

Concernant les techniques quasi-statiques, différents types de capteurs ont été développés ; Jardine et al. (1984) ont développé un montage de précision en compression se basant sur des inclinomètres. Cuccovilo et Coop (1997) cités par Hibouche et al. (2013), proposent l'utilisation de LVDT (Linear Variable Differential Transformer), qui sont des capteurs inductifs linéaires de déplacement pour mesurer des déformations axiales et radiales locales jusqu'à  $10^{-6}$ . Clayton et Khatrush (1986) ont développé un capteur de déplacement basé sur l'effet Hall pour mesurer des petites déformations de l'ordre  $2 \cdot 10^{-5}$  directement sur des échantillons. Goto et al. (1991) ont développé les LDT (Local Deformation Transducer), pour mesurer des jauges de déformations locales de l'ordre de  $10^{-6}$ . Nous nous sommes inspirés de ces techniques pour proposer un nouvel appareillage pressiométrique pour la mesure des

petites déformations. Pour être utilisable elle doit présenter les particularités par rapport l'appareillage Ménard classique en plus de la conception et le système de mesure performant :

- ❖ L'appareil doit avoir la robustesse appropriée pour tester tous les types du sol ;
- ❖ Son montage et son fonctionnement doivent être simple ;
- ❖ Caractérisation de la dégradation des caractéristiques mécaniques des sols lors des séismes et les ruptures des ouvrages ;
- ❖ La mise au point de la démarche qui permet de déduire de l'essai des données effectivement utilisables pour les contrôles et les calculs géotechniques ;
- ❖ Une meilleure connaissance de la détermination des modules de déformations, en vue d'améliorer les modèles de calcul des ouvrages ;
- ❖ Fournir aux ingénieurs praticiens une courbe de dégradation du module de déformation allant des plus faibles taux de déformation aux déformations moyennes avec un seul essai pressiométrique.

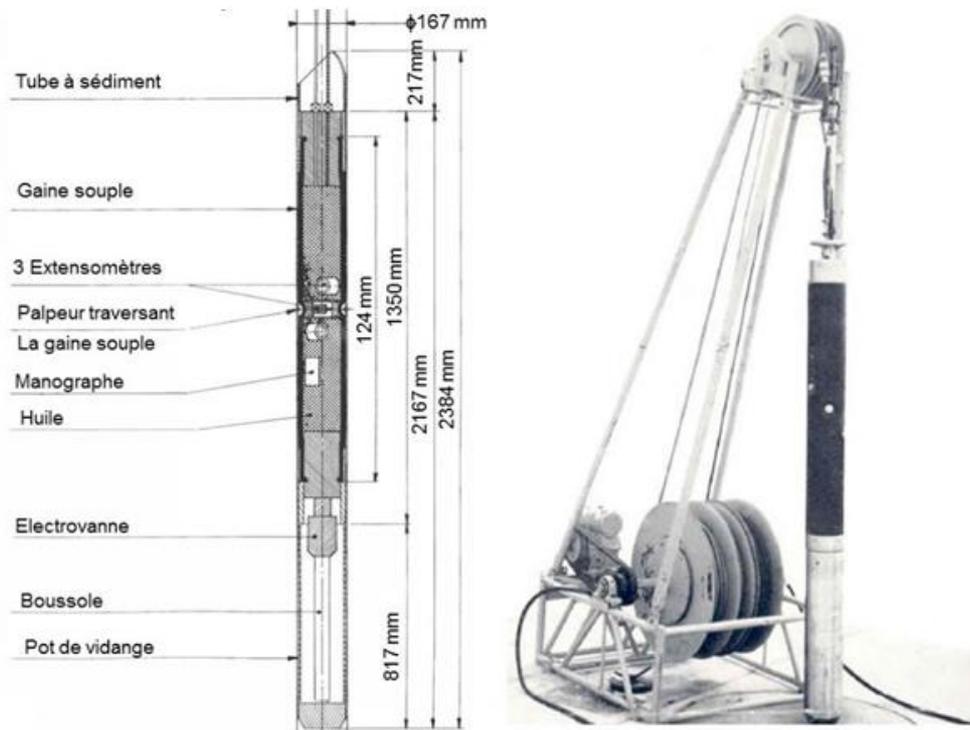
### **3.3. Historique de l'évolution de la technologie de mesure : Etat de l'art**

Il existe plusieurs types de pressiomètres se différencient suivant la conception de la sonde et en particulier du point de vue du système de mesure basé soit sur des manomètres et volumètres mécaniques, où des mesures directement et plus précises par capteurs électriques incorporées à la sonde. Pour cette dernière un palpeur doit suivre librement le mouvement de la membrane sans gêner son expansion, les lectures sont effectuées électroniquement à la surface du sol en reliant la sonde à l'unité de commande avec des fils électriques. Le choix entre ses variantes dépend du problème posé, de la nature des sols et de la précision recherchée dans l'évaluation des paramètres mécaniques du sol.

Dans les décennies précédentes les mesures de déplacement, sont passées des mesures par vernier accédant aux centièmes et aux millièmes de millimètres, aux capteurs de déplacement linéaire LDT qui grâce aux jauges permettent d'accéder au micromètre. La mesure à partir de l'impédance des LVDT a été remplacée par l'utilisation de nouveaux principes comme le magnétisme pour les capteurs à effet Hall, l'électromagnétisme ou électrostatique pour les capteurs de proximité (Reiffsteck, 2002).

La technique de mesure directe par l'utilisation des palpeurs de mesure a été utilisé pour la première fois en 1965 par les services géologiques et mécaniques des roches d'électricité de France (Baguelin et al., 1978), par mettre au point un appareil destiné pour l'étude des caractéristiques mécaniques des roches, permettant à partir d'un simple forage de déterminer les caractéristiques des modules d'élasticité. Cet appareil a été appelé par son auteur COMES du nom de dilatomètre MEDERATEC tiré d'une phrase latine "MESura DEformatio RAdius TEntare Compressio" (figure 3.2), qui veut dire "mesures de déformations radiales dans un forage en compression" (Mazier, 1971).

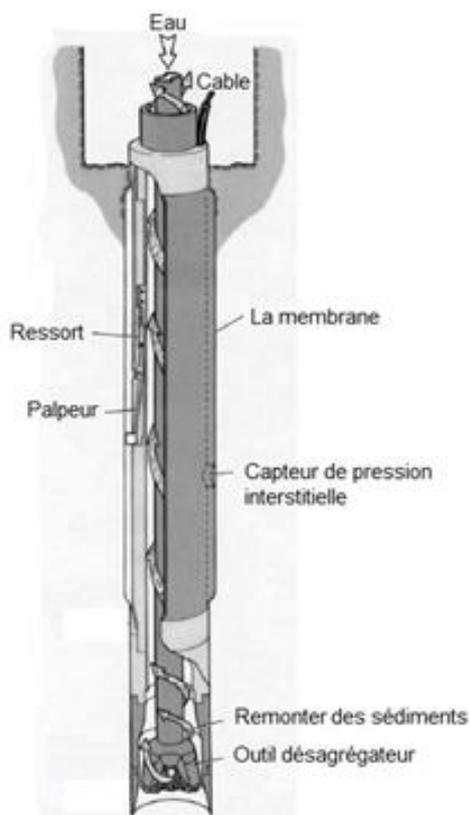
Le dilatomètre MEDERATEC se présente sous la forme d'un cylindre de diamètre 167 mm. Il se compose d'un corps en acier ajouré revêtu d'une gaine souple qui transmet intégralement à la paroi du forage la pression hydraulique de l'huile contenu dans l'appareil. Trois extensomètres logés dans la partie centrale du corps de l'appareil et disposés suivant des diamètres décalés de 120°, permettent de mesurer chacun dans une direction, les déformations du forage sous l'effet des efforts exercés. Des palpeurs, qui traversent l'épaisseur de la gaine souple et qui sont usinés au profil du forage, assurent la liaison directe des extensomètres au rocher. À l'intérieur du MEDERATEC est placé un manographe permettant de mesurer la pression exercée au droit de l'essai et à la surface du sol, un enregistreur multivoie inscrit sur un même graphique, en fonction du temps les indications de la cellule de pression et celles des trois extensomètres.



**Figure 3.2 : Dilatomètre MEDERATEC.**

Selon Baguelin et al. (1978) pour l'étude des sols meubles, la technique de mesure directe a été utilisée première fois dans le géoprobe développé par Thorley et al. en 1969. Par la suite un système similaire de mesure pour suivre les déplacements radiaux de la membrane lors de l'expansion, a été adapté par la majorité des pressiomètres autoforeur (Camkometer) commercialisés dans les pays Anglo-saxons. Le premier type est développé par Wroth et Hughes en 1972 à Cambridge (figure 3.3). Il utilise la méthode de mesure directe par palpeur local équipé de jauges ou poussant par renvoi un LVDT atteint une précision de  $10^{-4}$ , mais elle est soumise au risque de perte en cas d'éclatement de la membrane, et il est équipé d'un capteur de pression interstitielle afin de mesurer la surpression d'eau au cours de l'essai. Ces

systèmes de mesure sont après utilisés par plusieurs chercheurs, avec de nombreuses améliorations. Voir par exemple les travaux de Withers et al. (1986) ; Fahey et Jewell (1990) ; Stewart et al. (1990) ; Clarke et Allan (1992) ; Akbar (2001), dont le but est de fournir aux ingénieurs des données expérimentales sur les propriétés mécaniques des sols, nécessaires pour alimenter leurs codes de calculs de plus en plus développés, qui les aideront à prévoir le comportement du sol au moment de la construction de l'ouvrage. La qualité de ces prévisions dépendra fortement de la qualité des paramètres du sol obtenus, et la qualité de ceux-ci dépendra de la qualité des essais effectués au long de la campagne de reconnaissance.



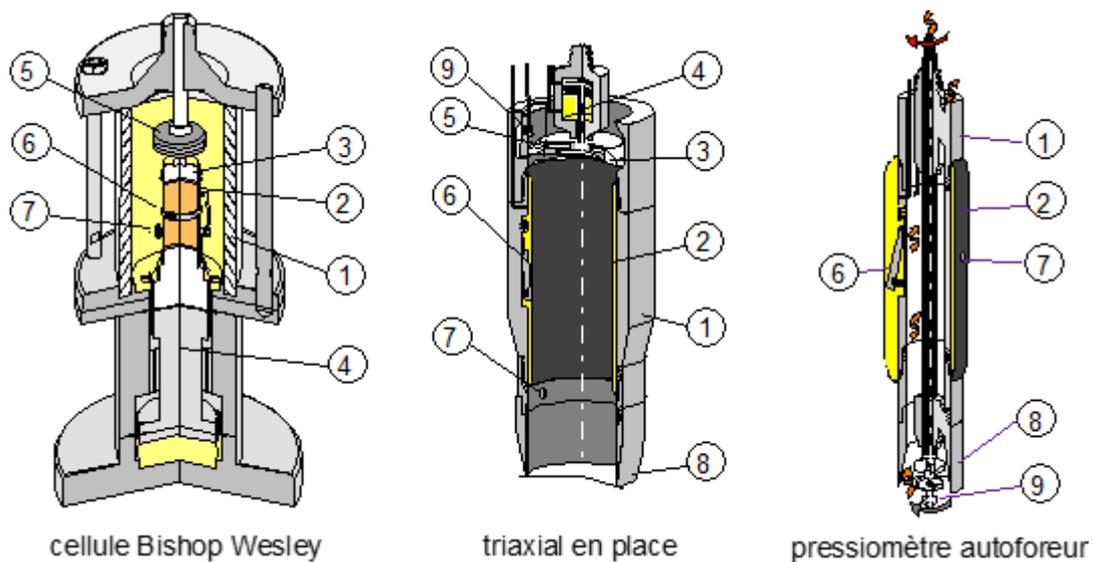
**Figure 3.3 : Pressiomètre autoforeur Cambridge in situ.**

Un essai en place développé à l'IFSTTAR utilise la technique de mesure directe nommé triaxial in situ, son développement est lié au besoin de réaliser un essai in situ qui confine le sol en évitant au maximum le remaniement et en supprimant la phase de forage. Il la fait l'objet du brevet n° 9913792 du 4 novembre 1999 (Borel et Reiffsteck, 2006).

L'essai s'inspire du pressiomètre autoforeur avec deux différences principales : le sol testé est contenu à l'intérieur de la sonde et l'outil désagrégateur est placé en haut de l'appareil (Figure 3.4). Il est constitué d'un carottier à paroi mince portant sur les flancs internes des appareils d'essai ou de mesure. La réalisation de mesures locales permet d'atteindre le domaine des petites déformations, ces mesures sont réalisées en plaçant les capteurs au plus

près de l'éprouvette de sol : des capteurs de déplacement (radiaux et axiaux) et un capteur de pression interstitielle sont fixés sur la membrane.

Dans son principe, l'essai peut être réalisé à l'avancement en testant puis désagrégeant au fur et à mesure de l'enfoncement dans le terrain, le sol qui pénètre à l'intérieur du carottier. Une fois l'appareil descendu à la profondeur voulue, les étapes de l'essai s'inspirent de l'essai triaxial classique : application d'une contrainte horizontale par mise en pression d'une cellule de pression latérale puis application d'une contrainte verticale par l'intermédiaire d'un piston, la contrainte horizontale étant généralement maintenue constante. Il est également possible, après essai, de récupérer le sol pour analyse visuelle des sols en place et/ou essais de caractérisation physique en laboratoire.

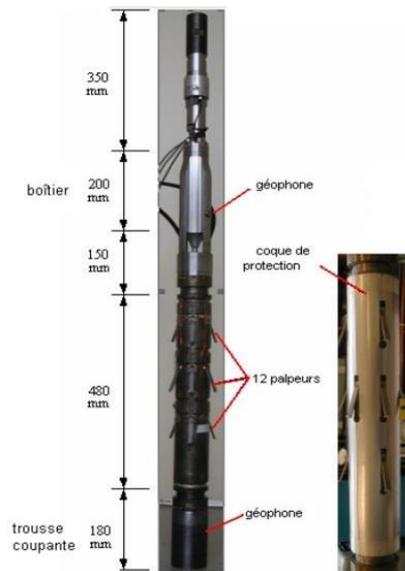


**Figure 3.4 : Essai triaxial in situ (1 corps, 2 membrane, 3 chapeau, 4 piston, 5 capteur de force, 6 capteur de déplacement, 7 capteur de pression, 8 trousse coupante, 9 outil de désagréation) (Reiffsteck et Borel, 2002).**

En complément, un pressiomètre autoforeur de nouvelle génération (PAF 2000), a été développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées pour parvenir à une meilleure connaissance de la détermination de la rupture et des modules de déformation, en vue d'améliorer les lois de comportement des sols ainsi que les modèles de calcul des ouvrages. (Reiffsteck et al., 2005). La connaissance du comportement des sols à des fins de modélisation passe par une amélioration des essais de caractérisation des sols in situ. Il s'ensuit la nécessité de pouvoir accéder de manière fine à certains paramètres de déformations et de rupture du sol. Le développement du PAF 2000 répond à ce besoin. Elle doit permettre de réaliser sur des sols en place les moins remaniés possibles, des essais dans des conditions contrôlées en partant :

- ❖ Des techniques de l'autoforage pour limiter le remaniement.
- ❖ Des techniques d'essais en laboratoires de type triaxial de précision pour la métrologie.

Cet appareil a la particularité de disposer de palpeurs permettant de suivre le déplacement de la membrane lors de l'expansion, pour déterminer un profil continu de modules de déformation des très petites déformations aux grandes déformations, et il est équipé de quatre géophones afin de pouvoir réaliser des mesures de propagation d'ondes lors des essais pressiométriques. La sonde mesure environ 1360 mm de longueur totale et 80 mm de diamètre extérieur et 60 mm de diamètre intérieur. L'appareil se divise en trois parties principales : le boîtier de conditionnement des capteurs, la sonde monocellulaire et la trousse coupante (figure 3.5).



**Figure 3.5 : Description générale de l'appareil PAF 2000. (Nguyen Pham, 2008).**

Tous ces dispositifs de mesure directe par l'utilisation des palpeurs utilisent la pression du gaz pour gonfler la sonde, l'utilisation du gaz représente un certain nombre d'avantages par rapport à l'utilisation de l'eau :

- ❖ Les pièces électriques et mécaniques fonctionnent à sec ;
- ❖ Il n'y a pas de correction due à la charge hydraulique ou la hauteur piézométrique ;
- ❖ Une déflation à la fin de l'essai plus simple par rapport à l'utilisation de l'eau ;
- ❖ Il n'y a pas de correction due à l'expansion propre de l'appareillage.

D'autre part, ils existent certains nombres d'inconvénients associés à ce type d'appareil par rapport au pressiomètre Ménard et au test standard :

- ❖ L'alimentation électrique doit être disponible toute la durée de l'essai ;
- ❖ Les appareils électroniques nécessitent des soins et une maintenance importante lorsqu'ils sont utilisés dans des conditions de terrain ;
- ❖ Un faible espace disponible dans la sonde, pour incorporer les capteurs de déplacement ;
- ❖ Dans un trou de forage mal calibré, l'expansion de la membrane peut être reste insuffisante pour mesurer la pression limite ;

- ❖ La sonde doit être assemblée dans un environnement propre et sec ;
- ❖ Certains types de sondes monocellulaires nécessitent un équipement et des procédures spécifiques pour être étalonnés.

La caractérisation des sols est très importante pour la construction d'infrastructure diverses dans le domaine du génie civil, cela demande une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et sa variabilité spatiale, que l'on ne peut traiter de façon fiable qu'en connaissant la déformabilité des différents sols à de faibles niveaux de déformations. Il est donc nécessaire de décrire le comportement des massifs de sols naturels pour passer au calcul d'un ouvrage. Cela nécessite l'obtention de modules de déformation correspondant au comportement de l'ouvrage en service.

Les difficultés et les limites de l'essai pressiométrique standard dans la mesure des faibles déformations des sols, nous a conduit à s'interroger sur une modification possible de l'appareillage surtout le remplacement du système de mesure de la déformation du sol. Le présent travail présente une contribution dans ce sens.

L'idée fondamentale consiste à développer d'une nouvelle génération d'appareil pressiométrique, qui contribue à une meilleure connaissance des sols notamment dans le domaine des petites déformations et de la caractérisation des modules d'élasticité.

### 3.4. Aspect mécanique de la réalisation d'un nouvel protocole pressiométrique

#### 3.4.1 Proposition d'un modèle de conception

La sonde pressiométrique utilisée au cours de cette recherche est différente de celui de Ménard classique. Cette nouvelle sonde utilise un système pneumatique plutôt qu'un système hydraulique. En d'autres termes, la pression cellulaire est appliquée au moyen d'une membrane remplie d'air et la déformation radiale du sol est mesurée directement à l'aide d'un palpeur de mesure au lieu de déduire les déplacements à partir des variations de volume d'un fluide.

La sonde classique est de diamètre 60 mm, elle se présente sous la forme de trois cellules cylindriques de section circulaire et de même axe, les caractéristiques géométriques de la sonde sont données dans le tableau suivant.

**Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques de la sonde.**

		Notation	Unité	Valeur	Tolérance	
Sonde à gaine souple	Cellule centrale	Longueur	$l_s$	mm	210	+5
		Diamètre extérieur	$d_s$	mm	58	±2
	Cellules de garde	Longueur	$l_g$	mm	120	±15
		Diamètre extérieur	$d_g$	mm	58	±2

### 3.4.2 Acier utilisé pour la confection

Pour la fabrication des différentes pièces fortement sollicitées, il nous a été suggéré d'utiliser pour la modification mécanique un acier de construction faiblement allié au nickel, chrome, molybdène (36NiCrMo16). Ceci permettant d'atteindre des caractéristiques mécaniques très élevées tout en offrant le maximum de sécurité. Il est caractérisé par :

- ❖ Une excellente trempabilité (auto - trempant), même sur pièces de grosses sections ;
- ❖ De remarquables propriétés combinées de résistance à la fatigue et de ténacité à l'état trempé-détendu ;
- ❖ Une remarquable résistance aux surcharges à l'état traité ;
- ❖ Une grande résistance à l'usure ;
- ❖ Une faible déformation au traitement thermique.

Il est utilisé pour nombreuses applications tel que, pièces fortement sollicitées, organes de transmission, pignons, arbres aéronautiques, machine outils. Les compositions et les caractéristiques de cet acier sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 3.2 : Caractéristiques d'acier 36NiCrMo16.**

Caractéristiques	Valeurs
Désignation	36NiCrMo16
Référence	EN 10083-1
Compositions chimiques en %	Carbone : 0,35
	Nickel : 3,80
	Chrome : 1,70
	Molybdène : 0,30
Résistance	1000 N/mm <sup>2</sup>
Limite d'élasticité à 0,2 %	850 N/mm <sup>2</sup>
Allongement	19%

### 3.5. Matériel d'essai : choix des techniques et des outils utilisés

Afin de répondre à l'un des objectifs de cette thèse, une description détaillée de la sonde conçue et réalisée fait l'objet de ce paragraphe. Il s'agit de mettre l'accent sur l'ensemble des points mécaniques nécessaires à l'aboutissement de la sonde et matériel désirés.

#### 3.5.1 La sonde

Le corps principal de la sonde est en acier inoxydable à haute résistance. L'âme de la sonde comme le montre la figure 3.6 est constituée par un cylindre métallique unique servant de support à trois cellules : 1) deux cellules de garde dont la longueur de chacune égale 120 mm et 2) une cellule centrale de mesure de longueur 210 mm. Les trois cellules sont revêtues d'une gaine en caoutchouc. La sonde a un diamètre intérieur de 31 mm, et un diamètre extérieur de 58 mm. Les deux extrémités du corps principal sont identiques, une extrémité est reliée par le contrôleur pression volume (CPV) par l'intermédiaire de tubulures semi-rigides (pour le passage du gaz jusqu'à la cellule centrale de mesure) et l'autre extrémité comportant la purge est protégée par un sabot.



(a)



(b)

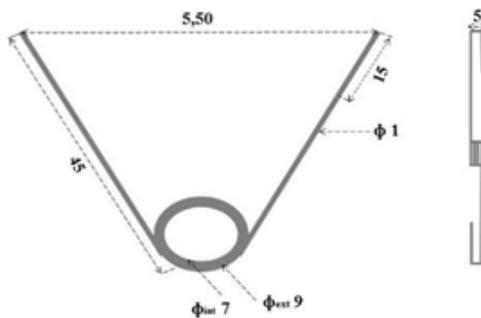
**Figure 3.6 : Corps de la sonde pressiométrique : a) vue schématique SolidWorks ; b) vue réelle.**

### 3.5.2 Système de mesure de la déformation du sol ; Palpeur de mesure

Le dispositif utilisé pour mesurer et contrôler de la déformation du sol lors d'un essai pressiométrique est un palpeur de mesure. Ce dernier est fabriqué en acier inoxydable. Il est composé de deux bras et un siège pour capteur à effet Hall. A la position initiale (pas d'expansion de la membrane), la distance entre les extrémités extérieures des deux bras (haut et bas) du palpeur de mesure est la même que celle du diamètre intérieur de la sonde (soit 41,5 mm). Les bras peuvent s'éloigner radialement à partir de 41,5 mm à un maximum de 71,5 mm.

### 3.5.3 Outil d'expansion : Ressort

Un ressort de torsion enroulé en hélice, a été utilisé entre les deux bras du palpeur. Son rôle essentiel est de restituer un couple. Il travaille par variation de l'écart angulaire entre ces deux bras. Le système d'accrochage de ce type de ressort est simple (figure 3.7) ce qui lui permet un très vaste champ d'application.



**Figure 3.7 : Ressort de torsion.**

### 3.5.4 Emplacement de la membrane et outil de fixation

Les membranes utilisées sont en caoutchouc nitrile renforcé avec des fibres de nylon et un tissu extérieur de protection (figure 3.8). Le diamètre intérieur est égal à 50 mm et le diamètre extérieur vaut 58 mm ce qui produit une épaisseur de paroi de 4 mm dans un état non déformé.

Le système de serrage de la membrane est composé de deux bagues de serrages et deux écrous de blocages, deux joints toriques sont utilisés entre la sonde et la membrane pour assurer une meilleure étanchéité.



**Figure 3.8 : La sonde assemblée avec la membrane.**

### **3.5.5 Système d'application de pression**

La sollicitation appliquée par la sonde (dilatation radiale de la membrane en caoutchouc) s'effectue par le biais d'une source de pression à gaz d'azote comprimé contenu dans un cylindre équipé de deux manomètres et un Mano détendeur permet de réguler à la pression voulue les 200 bars de la bouteille (figure 3.9). Le premier manomètre indique la pression disponible dans le cylindre et le second affiche la pression qui séjourne dans le contrôleur pression volume (CPV).

Il est vivement recommandé d'utiliser du gaz sec car l'humidité peut endommager le capteur à effet Hall.



**Figure 3.9 : Bouteille d'azote.**

### **3.6. Etalonnage du système de mesure**

Cette partie présente le montage et l'étalonnage de la partie électronique de l'appareillage, l'étalonnage du capteur comprend l'ensemble des opérations qui permettent d'explicitier, sous forme graphique ou algébrique, la relation entre les valeurs mesurées et celles de la grandeur électrique de sortie et ceci, compte tenu de tous les facteurs d'influence susceptibles de modifier la réponse du capteur, ces facteurs peuvent être :

- ❖ Soit des grandeurs physiques liées au mesurande et auxquelles le capteur est sensible par exemple sens et vitesse de variation du mesurande, propriétés physiques du support matériel du mesurande.
- ❖ Soit des grandeurs indépendantes, auxquelles le capteur est soumis pendant son utilisation et qui peuvent modifier sa réponse par exemple grandeurs d'influence d'ambiance, température, humidité ou grandeurs d'influence d'alimentation, fréquence des tensions nécessaires au fonctionnement du capteur.

Un étalonnage est réalisé pour les différents capteurs dont nous aurons besoin afin de fournir un moyen de conversion de la sortie analogique en unités de pression et d'expansion radiale lors d'un essai pressiométrique et de s'assurer du fonctionnement correct du matériel (fiabilité, reproductibilité et représentativité), il comprend :

- ❖ Le capteur à effet Hall, et son schéma de mesure.
- ❖ Le capteur de pression.

Nous avons volontairement laissé la présentation et la description de ces deux capteurs après une description de système d'acquisition par souci de présenter les résultats avec chaque capteur séparément.

#### **3.6.1 Système d'acquisition**

##### **3.6.1.1 Le boîtier USB-6000**

L'acquisition de données (DAQ) consiste à transformer un phénomène électrique ou physique tel que la tension, le courant, la température, la pression, ou le son en données numériques lisibles avec un ordinateur.

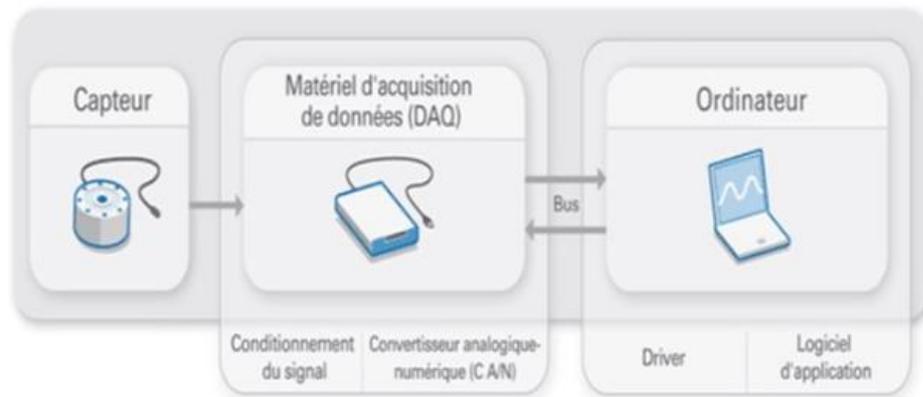
Un système d'acquisition de données est un ensemble de trois éléments : 1) capteur ; 2) matériel d'acquisition de données et 3) un ordinateur doté d'un logiciel programmable. La figure 3.10 montre une photo de ces éléments.

Par opposition aux systèmes de mesure traditionnels, les systèmes d'acquisition de données basés sur PC tirent profit des capacités de puissance de traitement, de productivité, d'affichage et de connectivité des ordinateurs standard pour fournir une solution de mesure plus puissante, flexible et économique.

Le matériel d'acquisition de données agit comme l'interface entre un ordinateur et les signaux du monde extérieur. Sa fonction principale consiste à numériser les signaux

analogiques entrants afin qu'une interprétation aisée par ordinateur soit possible. Les trois principaux éléments d'un matériel d'acquisition de données utilisé pour mesurer un signal sont :

- ❖ Le circuit de conditionnement de signaux ;
- ❖ Le convertisseur analogique/numérique ;
- ❖ Le bus d'ordinateur.



**Figure 3.10 : Eléments d'un système d'acquisition de données.**

L'acquisition de données dans notre cas se fait grâce au boîtier du National Instrument USB-6000 qui est un matériel peu onéreux (figure 3.11). Il offre des fonctionnalités d'acquisition de données élémentaires pour des applications telles que l'enregistrement de données simple, les mesures portables et les travaux pratiques dans l'enseignement supérieur.



**Figure 3.11 : Boîtier d'acquisition de données USB-6000.**

Les caractéristiques techniques du boîtier USB-6000 données par le constructeur National Instruments sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.3 : Caractéristiques du boîtier USB-6000.**

<b>Caractéristiques</b>	<b>Valeur</b>
<b>Général</b>	
Famille de produits	DAQ multifonction
Type de mesure	Tension / Numérique
Alimentation USB	Alimenté par bus
Système d'exploitation / Cible	Windows
<b>Entrée analogique</b>	
Voies asymétriques	8
Résolution d'entrée analogique	12 bits
Gamme de tension	-10 V+10 V
Précision	26 mV
Impédance d'entrée	1 M Ohm
<b>E/S numérique</b>	
Voies bidirectionnelles	4
Niveaux de logique	LVTTL / TTL
<b>Compteurs / Timers</b>	
Source de fréquence max	5 MHz
Encombrement	32 bits

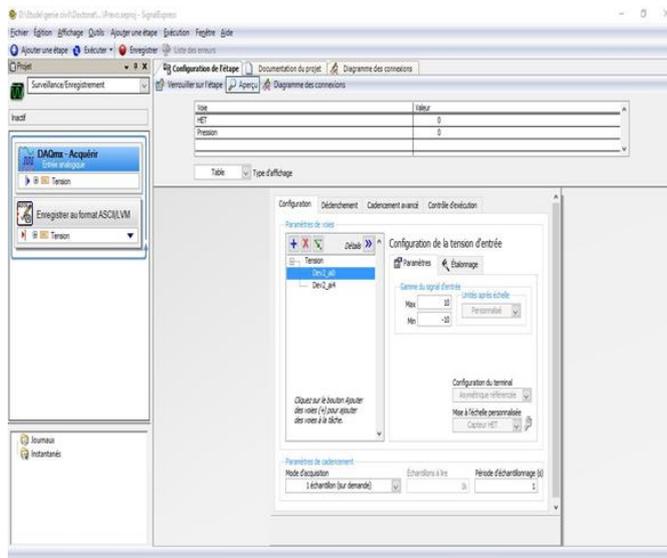
### **3.6.1.2 Programme NI SignalExpress**

Afin d'enregistrer de données à partir de matériel d'acquisition National Instruments USB-6000, nous avons utilisé le logiciel SignalExpress du même fournisseur permettant d'acquérir, analyser et présenter rapidement et sans programmation les données de nombreux périphériques et d'instruments d'acquisition de données.

Ce logiciel nous aide à convertir les valeurs numériques des tensions transmises par USB-6000 en valeurs numériques de pression, et de déplacement suivant les canaux sur lesquels les capteurs sont branchés.

Nous avons la possibilité d'enregistrer les signaux dans un fichier de mesure basé texte (.lvm), ou dans un fichier ASCII générique (.txt ou .csv), et ça à partir d'une fonction préconstruite dans NI SignalExpress, « Enregistrer au format ASCII/lvm ». Les fichiers enregistrés peuvent être importés en tableau format Excel pour être conservés et traités ultérieurement.

La figure 3.12 présente l'interface homme machine utilisée.



**Figure 3.12 : Interface logiciel NI SignalExpress.**

### 3.6.2 Etalonnage du capteur de déplacement (effet Hall)

Les mesures de déplacement de notre sonde utilisent des technologies récentes avec des capteurs à effet Hall pour le déplacement de la membrane. Selon Reiffsteck et Borel (2002), l'intérêt principal de ce type de capteur est de permettre des mesures de position ou de déplacement latéral à travers une paroi non ferromagnétique séparant la sonde de l'objet support de l'aimant.

L'effet Hall fut découvert par le physicien américain Hall Edwin Herbert (1855-1938). Cet effet consiste dans l'apparition d'une différence de potentiel entre les bords d'un conducteur placé dans un champ magnétique perpendiculaire. Cette tension de Hall est une force électromotrice due à la déviation des porteurs de charge par les forces de Lorentz (anisotropie de la densité de charge).

Le principe du capteur repose sur le fait que lorsqu'un semi-conducteur traversé par un courant, est soumis à un champ magnétique dont les lignes de force sont perpendiculaires à la fois à la plaque et au courant, tout déplacement dans le sens du courant générera une tension continue proportionnelle au champ magnétique (Asch, 1991 ; Clayton et al., 1989).

Le capteur à effet Hall est constitué par la sonde, plaquette généralement semi-conductrice parcourue par un courant, aux bornes de laquelle est mesurée la tension Hall, et par l'aimant qui produit un champ d'induction  $B$  dont la valeur sur la sonde dépend de sa position.

L'aimant destiné à créer le signal dans le capteur à effet Hall est un matériau en terre rare au néodyme fourni par société RS Components. Il possède un pôle nord et un pôle sud, peut être utilisé dans différentes applications d'attraction, de fixation et de positionnement comme le montre la figure 3.13.



**Figure 3.13 : Aimant disque utilisé.**

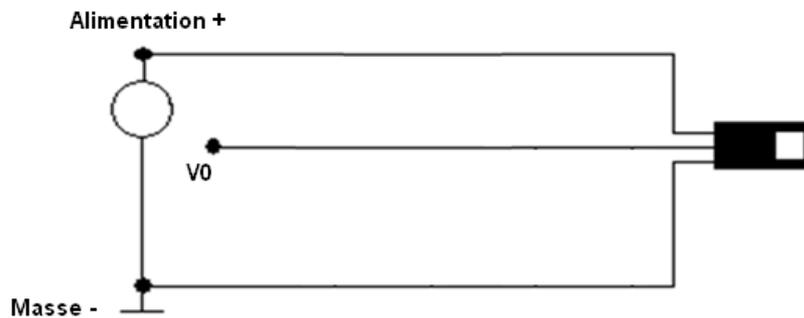
Les caractéristiques techniques d'aimant sont regroupées dans le tableau suivant

**Tableau 3.4 : Spécifications techniques d'aimant utilisé.**

Caractéristiques	Valeur
Fabricant	Eclipse Magnetics
Référence	N802
Epaisseur	3 mm
Diamètre	4 mm
Type d'aimant	Disque
Force de traction	0,7kg
Matériau	Néodymium
Type de fixation	Sans

### 3.6.2.1 Montage électrique du capteur à effet Hall

Le capteur mis en œuvre est un capteur à effet Hall ratiométrique linéaires de marque Honeywell de référence SS94A2 et SS94A1F, en céramique qui produit une tension de sortie proportionnelle à l'intensité du champ magnétique auquel il est soumis. Ce capteur ne nécessite pas la réalisation du montage électronique complexe. Le montage et le principe de fonctionnement sont simples comme indiqué sur la figure 3.14. Il est intéressant de faire attention au changement thermique puisque ce capteur est très sensible à la température.



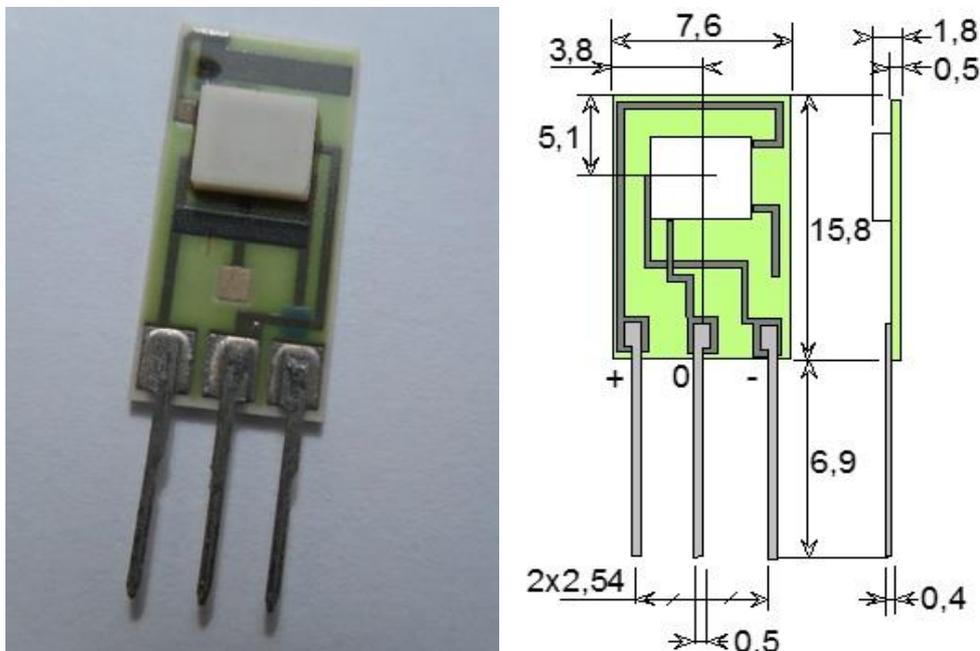
**Figure 3.14 : Schéma électronique d'un capteur à effet Hall.**

Le capteur est alimenté en tension continue par l'utilisation d'une source d'alimentation KERT 0-15 V sur une des pattes notées +, une autre notée - est reliée à la masse et la troisième notée 0 sert à la mesure qui utilise la masse comme référence. Ce type de capteur

dispose d'une zone sensible de 3,80 millimètres de course (figure 3.15). Les spécifications techniques des capteurs testés sont regroupées dans le tableau 3.5.

**Tableau 3.5 : Spécifications techniques des capteurs.**

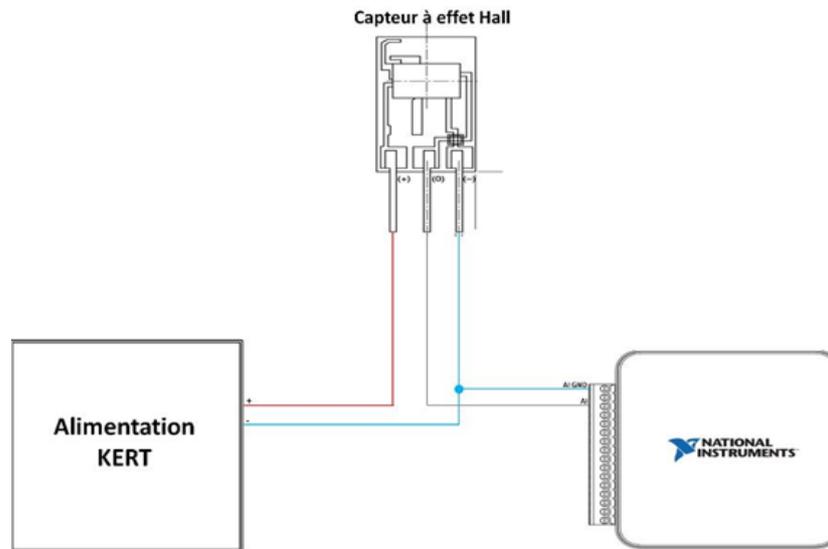
Caractéristiques	Capteur SS94A2	Capteur SS94A1F
Tension d'alimentation	6,6 à 12,6 V c.c.	6,6 à 12,6 V c.c.
Courant de commutation	1 mA.	1 mA.
Type de terminaison	CL	CL
Tension de sortie	4,00 ± 0,04 V	4,00 ± 0,08 V
Longueur	7.62 mm	7.62 mm
Largeur	15.24 mm	15.24 mm
Profondeur	1.78 mm	1.78 mm
Temps de réponse	3 µs	3 µs
Caractéristiques magnétiques pour V c.c.	8 V	8 V
Etendue de mesure	-500 à +500 gauss	-100 à +100 gauss
Linéarité	-0,8 typique - 1,5 max.	-0,8 typique - 1,5 max.
Température d'utilisation	-40 à 125 °C	-40 à 125 °C



**Figure 3.15 : Capteur à effet Hall type Honeywell.**

L'étalonnage a été effectué en laboratoire en conformité à la méthodologie décrite dans le paragraphe suivant. Cependant, la figure 3.16 regroupe une photo d'ensemble de montage en question.

Un câble électrique à trois fils a été utilisé pour relier l'extrémité du capteur au boîtier d'acquisitions des donnée USB 6000 et à la source d'alimentation KERT 0-15v comme le montre la figure suivante.



**Figure 3.16 : Montage capteur à effet Hall.**

### **3.6.2.2 Méthodologie d'étalonnage du capteur à effet Hall**

L'étalonnage du mouvement radial des bras contre la variation de la sortie du capteur a été effectué avant la mise en place de la membrane sur la sonde. Nous devons établir la relation entre la tension émise par le capteur, enregistrée par le boîtier d'acquisition National Instruments, et le mouvement radial des bras du palpeur. Cette relation sera rentrée dans le programme sous NI SignalExpress pour sortir directement les déplacements du palpeur en mm.

La sonde a été fixée en position horizontale avec toutes les pièces nécessaires pour réaliser l'étalonnage. Ensuite, un pied à coulisse digital été utilisé pour mesurer le déplacement relatif du bras, la mesure réalisée tous les millimètres jusqu'à l'obtention du déplacement maximal du bras soit 30 mm. La procédure a été réalisée sur un seul bras du palpeur l'autre reste fixe. A chaque intervalle on mesure la variation de la tension correspondant par l'utilisation du driver NI-DAQmx (figure 3.17), de lecture USB-6000 et le logiciel NI SignalExpress.

La variation de la tension mesurée a été représentée en fonction du mouvement radial des bras (en mm), puis nous ajoutons une courbe de tendance sur la courbe d'étalonnage avec son équation.

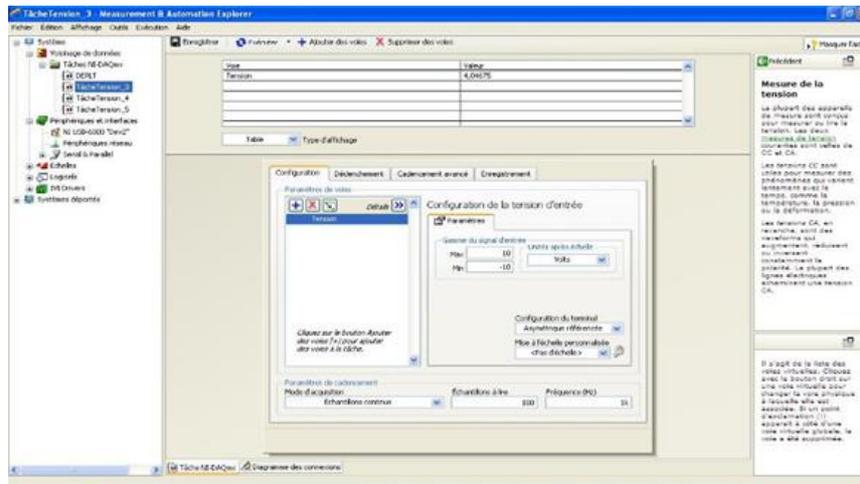


Figure 3.17 : Exemple d'acquisition de mesure avec le logiciel NI SignalExpress.

L'étalonnage réalisé dans un premier temps par l'utilisation de deux capteurs différents à savoir SS94A1F et SS94A2 pour mettre en évidence l'effet de type de capteur sur les résultats trouvés. La différence entre les deux capteurs est dans la plage d'intensité de champs magnétique mesurable. Le capteur SS94A1F mesure dans des intervalles de [-100, +100] Gauss, par contre le capteur SS94A2 mesure dans [-500, +500] Gauss. La figure 3.18 représente cette influence.

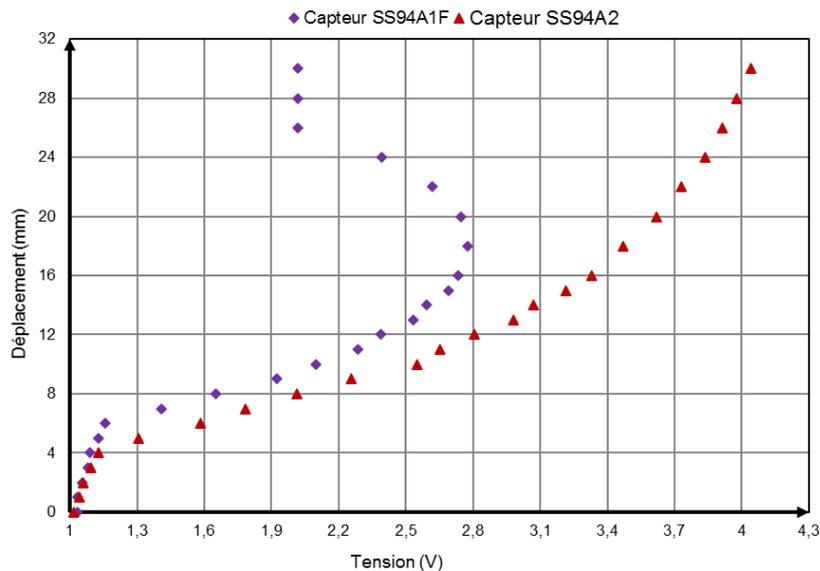
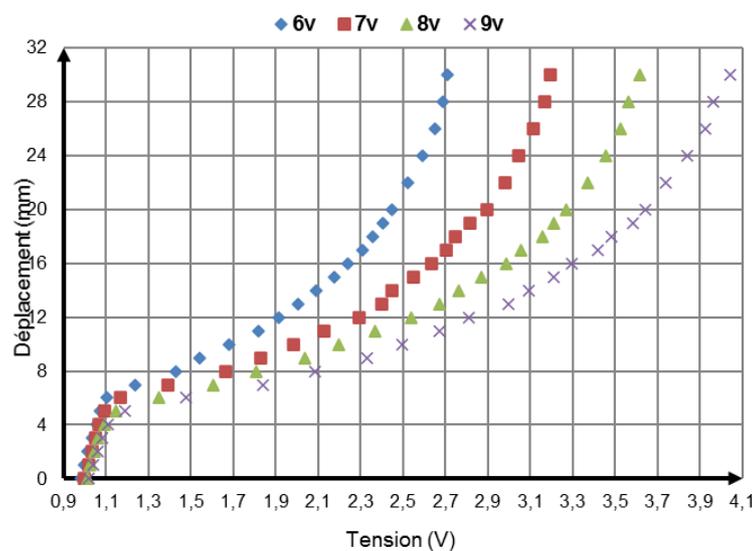


Figure 3.18 : Effet des capteurs SS94A1F et SS94A2 sur la mesure.

La figure 3.18 montre la variation de déplacement en fonction de la tension pour les deux capteurs. Nous observons que le capteur SS94A1F ne peut couvrir correctement l'ensemble de la gamme des mesures souhaitable, faute de détection de champ magnétique. Il semble qu'il est limité à un déplacement égal à environ 18 mm. Il a été constaté sur la même figure que l'unicité de la réponse est compromise. Nous pouvons faire une même lecture de tension à deux valeurs de déplacement différentes. Par conséquent l'utilisation de ce capteur est

abandonnée. Toutefois, le capteur SS94A2 couvre sans ambiguïté une gamme de déplacement plus importante qui est la course de notre palpeur. La tension mesurée est en relation avec le déplacement enregistré. Il est clair si non évident que ce déplacement ne dépasse pas 30 mm. Ce résultat en concordance avec la réalité semble acceptable. C'est donc le capteur SS94A2 qui sera utilisé dans la suite de notre travail.

Par la suite nous avons testé l'influence de la tension d'alimentation sur la réponse du capteur. Nous avons pu remarquer que la tension d'alimentation affecte la réponse du capteur. La figure 3.19 justifie cette démarche. Elle met en évidence qu'une augmentation de 1 volt laisse augmenter la plage de la tension mesurable ce qui induit par voie de conséquence une précision dans le déplacement mesuré. Ceci est plus important que la tension augmente. Pour les cas examinés ici 6v, 7v, 8v, 9v, il s'avère judicieux de prendre par la suite une alimentation de 9v au lieu d'une autre alimentation. Néanmoins, pour les quatre courbes nous enregistrons une augmentation de tension avec le déplacement jusqu'à une valeur asymptotique. Les valeurs faibles de déplacement n'affectent pas cette constatation de précision. Ces essais ont été effectués avec un seul aimant positionné dans la partie supérieure de bras N°1.



**Figure 3.19: Courbe d'étalonnage du capteur à effet Hall à plusieurs tensions.**

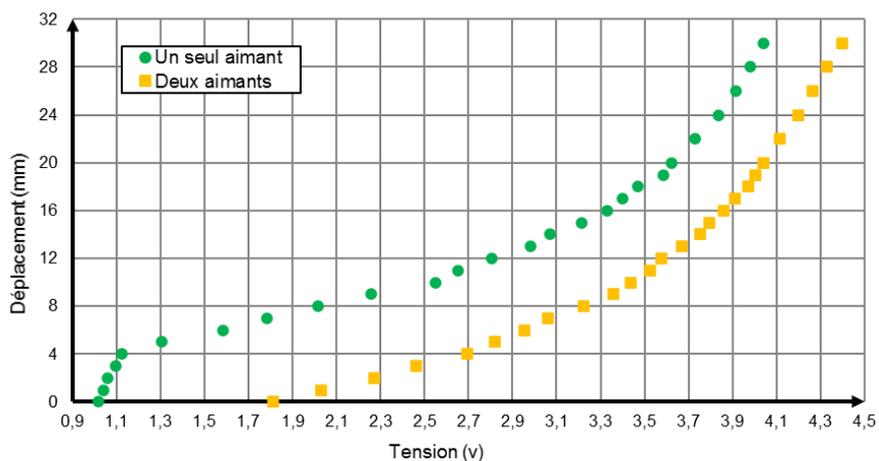
A ce stade nous avons malheureusement constaté que les résultats obtenus en termes de pression et déformation ne semblent pas en cohérence. Le problème venant sans doute de la courbe d'étalonnage de capteur à effet Hall.

On remarque sur figure 3.18 une lecture linéaire courte et droite dans les volts = 1 ~ 1,2v puisque dans cet intervalle on est très proche du champ magnétique créé par l'aimant du bras 1 de palpeur de mesure. Au-delà de plage de mesure de 4mm nous remarquons tout de suite que la réponse du capteur à effet Hall présente une non linéarité ce qui est justifier par la diminution du champ magnétique autour du capteur. Plus on augmente le champ magnétique autour du capteur à effet hall on obtient une meilleure linéarisation dans sa réponse. A cet effet une autre

série d'essais a été réalisée avec l'augmentation de diamètre de l'aimant (même position) mais sans vain, c'est-à-dire résultat non acceptable. Nous avons alors envisagé d'élargir le champ magnétique pas l'ajout d'un autre aimant dans la partie inférieure de même bras. Cette tâche nous a pris un temps considérable mais il n'est pas présenté dans ce manuscrit de thèse.

Les paragraphes suivants éclaircir ces propos.

On a constaté que la variation de la réponse du capteur à effet Hall en fonction de la polarisation magnétique est très importante. Deux tests ont été réalisés : le premier avec un seul aimant et le second avec deux aimants. La figure 3.20 illustre l'apport de double polarisation. Le cas de deux aimants semble plus réaliste et tends vers une linéarisation de la réponse. Noter à ce niveau que l'orientation apposée des deux aimants est plus favorable dans la linéarisation de la réponse. Un autre point important est celui de la précision dans le domaine des petites déformations sujet de notre étude. Il est clair à partir de la figure 3.34 que le cas de deux aimants apporte plus de précision. Par la suite nous avons donc utilisé deux aimants, un en haut et un en bas du bras N°1.



**Figure 3.20 : Influence de la polarisation magnétique sur la réponse du capteur.**

Pour s'assurer de la reproductibilité de ce test, nous avons effectué l'étalonnage avec cette dernière configuration trois fois différentes en affinant la relation entre la tension émise par le capteur (enregistrée par le boîtier d'acquisition) et le déplacement du bras de palpeur. Cette relation déduite de la figure 3.21 et exprimée sous la forme d'un polynôme d'ordre 3 sera implémentée dans le programme NI SignalExpress pour donner directement les déplacements en mm.

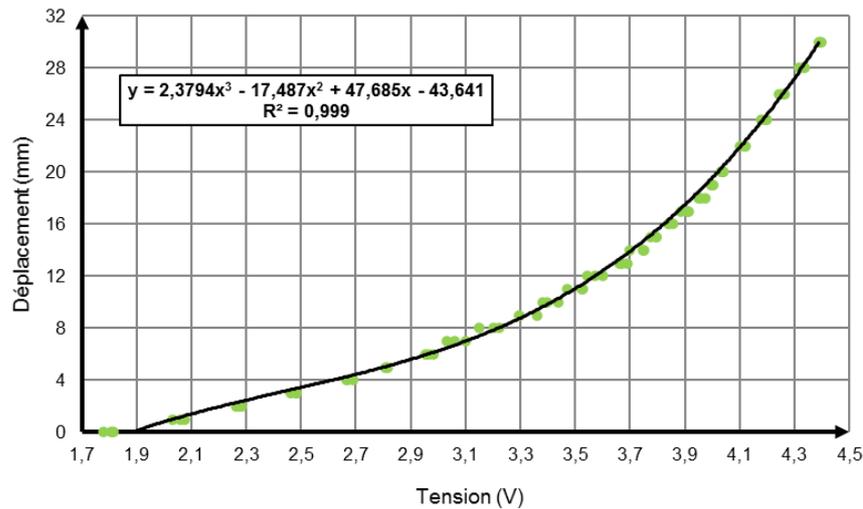


Figure 3.21 : Test de reproductibilité pour la configuration choisie.

### 3.6.2.3 Evaluation de la performance du capteur à effet Hall

Un capteur est un dispositif électronique qui donne une variation de signal de sortie lorsque la mesurande change, la précision de ce dernier dépend de trois facteurs à savoir : 1) la sensibilité, 2) l'hystérésis, et 3) la répétabilité.

Selon Clarke (1995) la **sensibilité** représente le quotient entre le signal à l'entrée et la sortie, pour une mesure donnée, c'est donc la pente de la courbe de réponse de ce capteur. Le capteur utilisé à une sensibilité de 5 mV / Gauss, cela signifie que pour chaque changement d'un Gauss la sortie varie d'une amplitude de 5 mV.

L'**hystérésis** caractérise l'aptitude du capteur à fournir la même indication lorsqu'on atteint une même valeur du mesurande soit par variation croissante ou décroissante.

La **répétabilité** est exprimée en pourcentage (%) signifie l'étroitesse de l'accord entre les résultats de mesures successifs d'une même grandeur par la même méthode, le même observateur, et on utilisant le même instrument de mesure. Elles donnée par l'expression suivante :  $R(\%) = \frac{V_{max} - V_{min}}{V_{max}} \times 100$

Un exemple de calcul de la répétabilité de ce capteur est résumé dans le tableau 3.6, il montre des valeurs de répétabilité appropriée.

Tableau 3.6 : Calcul de la répétabilité de capteur à effet Hall.

Expansion en (mm)	Lecture tension en volts			Moyenne (volts)	Répétabilité R(%)
	Etalonnage 1	Etalonnage 2	Etalonnage 3		
0	1,809	1,815	1,778	1,801	2,039
1	2,030	2,077	2,061	2,056	2,263
2	2,272	2,282	2,261	2,272	0,920
3	2,461	2,482	2,482	2,475	0,846
4	2,692	2,665	2,671	2,676	1,003
5	2,818	2,807	2,813	2,813	0,390
6	2,954	2,965	2,981	2,967	0,906

7	3,059	3,033	3,101	3,065	2,193
8	3,222	3,149	3,201	3,191	2,266
9	3,359	3,296	3,296	3,317	1,876
10	3,438	3,380	3,395	3,404	1,687
11	3,527	3,469	3,522	3,506	1,644
12	3,574	3,543	3,600	3,572	1,583
13	3,669	3,663	3,690	3,674	0,732
14	3,753	3,700	3,747	3,733	1,412
15	3,795	3,795	3,774	3,788	0,553
16	3,858	3,842	3,842	3,847	0,415
17	3,910	3,884	3,915	3,903	0,792
18	3,973	3,952	3,957	3,961	0,529
19	4,005	3,994	3,999	3,999	0,275
20	4,041	4,031	4,041	4,038	0,247
22	4,115	4,099	4,120	4,112	0,510
24	4,199	4,178	4,194	4,190	0,500
26	4,262	4,241	4,257	4,253	0,493
28	4,330	4,315	4,336	4,327	0,484
30	4,399	4,388	4,388	4,392	0,250

Il est bien connu que les mesures du capteur à effet Hall sont affectées par deux facteurs : 1) la présence d'un champ magnétique externe, et 2) la température. Les propriétés magnétiques d'un sol sont en fonction de la nature des phases qui le composent et de leurs proportions. La grande majorité des phases constitutives des sols (quartz, calcite, phase argileuse à faible teneur en fer) n'ont qu'un faible caractère magnétique. Pour cela, les auteurs considèrent que l'effet du magnétisme des sols étudié n'a aucun effet sur les mesures du capteur. Concernant la température du sol en surface, elle varie d'environ 2 à 3°C avec celle en profondeur. Le gradient moyen est de 3 °C tous les 100, par exemple, à 10 m, nous pouvons supposer une température proche de la température moyenne au niveau du sol, plus ou moins 0,30 °C. Pour cela, la température des sols ambiantes n'a aucun effet sur les mesures du capteur.

### 3.6.3 Etalonnage du capteur de pression

La recherche d'une bonne précision dans les mesures a porté essentiellement sur la mesure de la pression appliquée à la sonde, pour cela un capteur de marque KELLER a remplacé les manomètres à lames utilisés habituellement, et qui a pour fonction d'acquérir la pression et de transmettre cette information à un enregistreur EV-06 comme le montre la figure 3.22.



**Figure 3.22 : Capteur de pression KELLER utilisé et régulateur numérique EV-6.**

Cette gamme de capteur de pression offre de bonne caractéristique de précision, de stabilité et de fiabilité. Il est utilisé pour des applications typiques telles que contrôles de réfrigération, de compresseurs à air, de circuits hydrauliques, de pompes à vide. L'élément sensible à la pression dans le capteur est un élément piézorésistif en silicium micro usiné de haute stabilité, monté flottant dans l'huile de remplissage du capteur. Ce dernier est fermé par une fine membrane séparatrice recevant la pression à mesurer. Les spécifications techniques de ce capteur sont regroupées dans le tableau 3.7 ci-dessous.

**Tableau 3.7 : Spécifications techniques de capteur KELLER.**

<b>Caractéristiques</b>	<b>Valeur</b>
Modèle	PAA-21S/100
Signal de sortie	0-10 V c.c.
Tension d'alimentation	13-28 V c.c
Consommation	4 mA max.
Type	03 fils
Linéarité	$\pm 0,2$ % typ. / $\pm 0,5$ % max.
Température de service	-20...80 °C
Gamme de mesure	0– 10 MPA

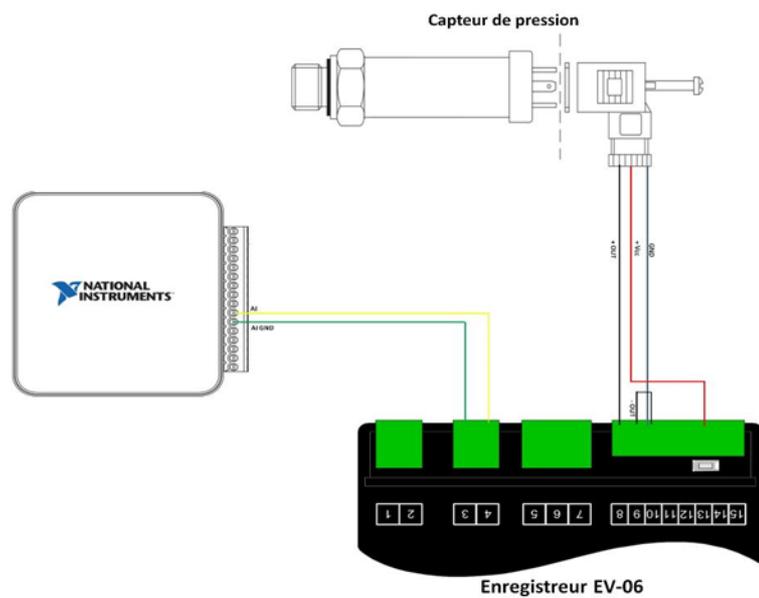
### **3.6.3.1 Montage du capteur avec L'enregistreur EV-06**

Le capteur de pression est positionné au niveau du contrôleur pression volume. Il peut être placé à n'importe quel endroit sur le circuit de la mise en pression d'air (figure 3.23)



**Figure 3.23 : Raccordement de capteur de pression.**

Un câble électrique à trois fils a été utilisé pour relier l'extrémité du capteur de pression avec l'enregistreur EV-06, et de l'enregistreur vers le boîtier d'acquisition des données comme il est indiqué dans la figure 3.24.



**Figure 3.24: Montage du capteur de pression.**

### 3.6.3.2 Méthodologie d'étalonnage

La procédure d'étalonnage du capteur de pression est la même que celle utilisée pour le capteur à effet Hall. On applique des pressions pendant 30 secondes (valeurs maintenues constantes) et on mesure la tension correspondant à chaque valeur de pression avec l'indicateur EV-06 et le logiciel d'acquisition des données. L'étalonnage préliminaire du capteur de pression a été effectué à l'aide d'un contrôleur type Jean Lutz représenté sur la figure 3.25.

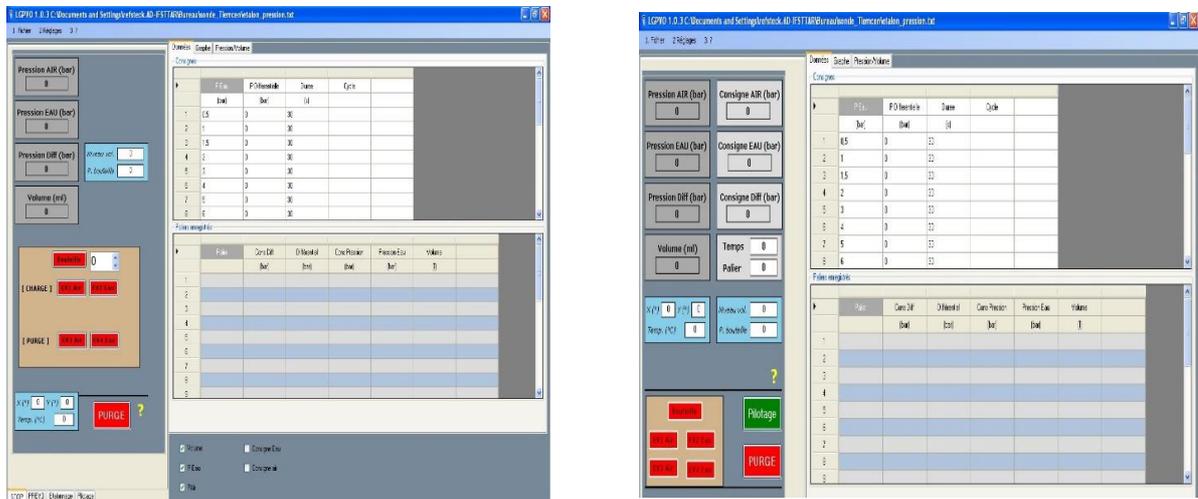


**Figure 3.25 : Matériel type Jean Lutz.**

L'amplitude des paliers de pression a été choisie à un maximum de 3 MPa, le pilotage est réalisé à partir d'un fichier de consigne et à l'aide d'un logiciel de pilotage spécifique (PREVO) installé sur un ordinateur portable relié au contrôleur par un câble USB.

Le programme de pilotage comporte 4 écrans (figure 3.26) :

- ❖ STOP : permettant de piloter le CPV en un mode quasi manuel ;
- ❖ PREVO : réalisant le pilotage par palier selon un mode opératoire Ménard du CPV ;
- ❖ Etalonnage : permettant de faire les mises à l'échelle ;
- ❖ Pilotage : permettant le pilotage à partir d'un fichier de consigne.



**Figure 3.26: Capture d'écran du programme de pilotage PREVO.**

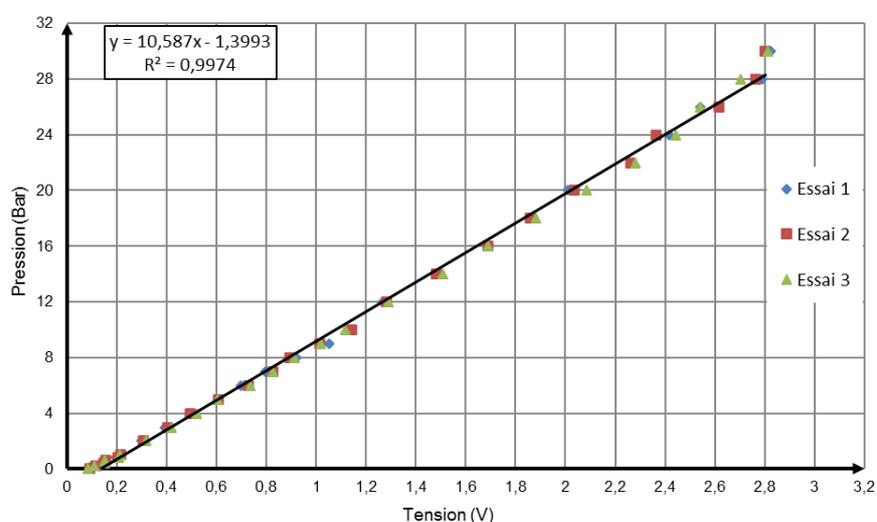
On ouvre à l'aide du programme le fichier d'essai puis les robinets ouverts correctement, on peut lancer l'essai. La structure du fichier de consigne comporte trois colonnes : une colonne des consignes de pression, une autre de pression différentielle et la dernière contient la durée de palier. Il s'agit d'un fichier de format Txt.

**Tableau 3.8 : Structure typique d'un fichier consigne.**

Fichier de format texte		
Pression d'eau (Bar)	Pression différentielle (Bar)	Durée (s)
0,5	0,00	30
1	0,00	30
1,5	0,00	30
2	0,00	30
3	0,00	30
4	0,00	30
5	0,00	30
6	0,00	30
7	0,00	30
8	0,00	30
10	0,00	30
12	0,00	30
14	0,00	30
16	0,00	30
18	0,00	30
20	0,00	30
22	0,00	30
24	0,00	30
26	0,00	30
28	0,00	30
30	0,00	30

Les résultats de l'étalonnage sont représentés dans la figure 3.46 avec l'équation de la droite obtenue par régression linéaire. C'est cette équation qui a été implémentée avec le logiciel SignalExpress. On observe une variation rapide et sensiblement linéaire de la tension en fonction de la pression appliquée. Encore une autre fois l'étude de la répétabilité a été effectuée pour s'assurer de la cohérence des résultats.

Selon l'équation donnée sur la figure 3.27, la pression atmosphérique local semble être de 1.399 Bar. Cette pression est assez différente de la pression atmosphérique réelle à cause des conditions météorologiques locales existantes, la situation géographique et l'altitude.



**Figure 3.27 : Courbe d'étalonnage du capteur de pression.**

### 3.7. Conclusion

Le développement d'un nouvel appareillage comprend non seulement la construction de l'appareil d'essai lui-même, mais aussi des études préalables d'opportunité et de faisabilité, la validation des solutions technologiques en laboratoire et sur site... sans oublier la mise au point de la démarche qui permet de déduire de l'essai des données effectivement utilisables pour les contrôles et les calculs dans le domaine de l'ingénierie géotechniques.

L'appareillage pressiométrique développé dans ce chapitre est significativement différent du pressiomètre classique Ménard notamment dans le système de mesure de la déformation radiale du sol qu'utilise un palpeur équipé d'un capteur à effet Hall au lieu de déduire les déformations à partir des variations de volume d'un fluide. Ce qui donne une précision élevée par rapport à la méthode classique. Il s'agit de l'une des contributions de notre de travail de thèse (avantage principal de montage développé). Par voie de conséquence le matériel vise une détermination plus précise et une meilleure qualité des caractéristiques mécaniques d'un sol étudié.

Ce projet, en cas de succès, peut prendre une part importante au sein des outils disponibles pour quantifier les paramètres mécaniques des sols. Cette recherche, si elle n'aboutit pas, va servir à étudier les nouvelles techniques de mesure et de pilotage, applicables aux essais in situ. Le chapitre suivant apporte des éléments de réponse à cette question. Il s'agit d'une présentation détaillée de l'ensemble des essais réalisés en place, avec les interprétations nécessaires en réponse à la question principale de la mesure de petites déformations.

Nous avons donc pu réussir avec succès la partie d'étalonnage des deux capteurs utilisés dans notre étude à savoir le capteur effet de Hall et le capteur de pression. Le tableau 3.9 récapitule les équations mathématiques retenues pour une meilleure précision. Ce qui permet le passage des valeurs en volts aux valeurs en bar dans le cas du capteur de pression et en mm pour le capteur à effet Hall.

**Tableau 3.9 : Equations d'étalonnage.**

<b>Capteur à effet Hall</b>	<b>Capteur de pression</b>
$Y = 2,3794x^3 - 17,487x^2 + 47,685x - 43,641$	$Y = 10,587x - 1,3993$
$R^2 = 0,999$	$R^2 = 0,9974$

## **Chapitre 4**

### **Validation de l'appareillage et études expérimentales**

## **4.1. Introduction**

Le chapitre précédent a fait l'objet d'une description détaillée de l'ensemble des aspects mécaniques et électroniques de l'appareillage développé dans cette thèse. En complément de la méthodologie adoptée le présent chapitre est divisée en trois parties complémentaires : 1) dans un premier temps une description détaillée de l'ensemble des tests de calibrage et des essais de validation de l'appareillage proposé a été menée montrant ainsi la faisabilité d'une éventuelle exploitation de ce matériel. 2) dans un second temps une campagne des essais expérimentales in situ a été réalisée pour répondre à la problématique évoquée dans l'introduction générale de notre thèse.

## **4.2. Protocole de mesure, test et validation de la conception proposée**

Le planning expérimental initial consiste à faire des essais de validation afin de tester les limites de l'appareillage développé. Pour des raisons purement expérimentales (simplicité, maîtrise, homogénéité...) nous avons opté pour l'utilisation d'un matériau sableux de comportement et de caractéristiques connus dans une cuve métallique de telle manière que le prototype simule les conditions réelles de l'essai.

Bien que ces essais soient réalisés au laboratoire nous avons pu analyser les performances, les limites et les insuffisances de notre appareillage. Les différents résultats obtenus montrent clairement les domaines des déformations qui peuvent être exploités par le nouvel pressiomètre. Par voie de conséquence les modules de cisaillement sont déterminés.

Afin de mettre en exergue la qualité de cette expérimentation de validation, des essais pressiométriques classiques type Ménard ont été effectués en même temps. L'intersection, l'exploitation et la comparaison de l'ensemble des tests de validation montre l'apport des modifications effectuées sur l'appareillage.

### **4.2.1. Essais en cuve**

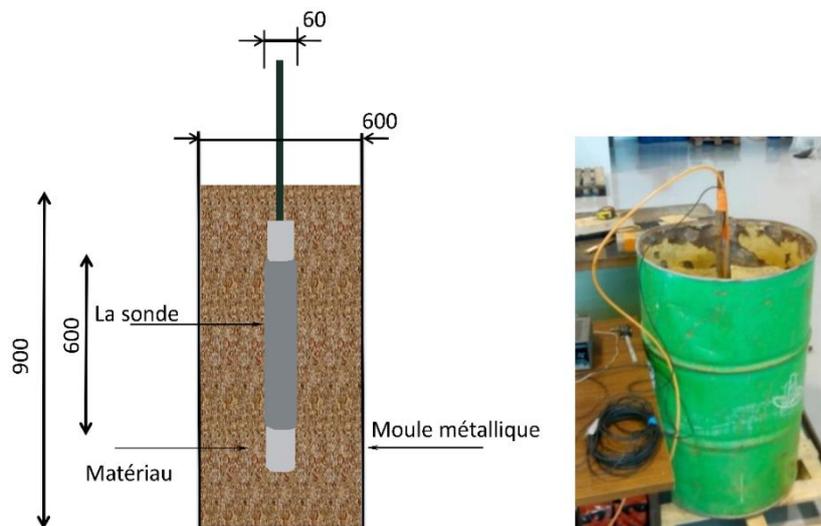
Nous avons réalisé des essais pressiométriques en laboratoire dans une cuve de sable de la Seine selon la méthodologie classique définie par la norme européenne NF EN ISO 22476-4 (AFNOR, 2015), ainsi que des essais d'expansion à vitesse de pression constante. Par la suite nous avons effectué des essais avec un cycle de déchargement-rechargement en suivant la procédure décrite par Combarieu et Canépa (2001), elle-même en cohérence avec la norme NF P 94-110-2 et des essais pressiométriques multi cycles. L'ensemble des essais sont réalisés avec le contrôleur pression volume Jean Lutz. Ce dispositif permet un contrôle numérique avec asservissement de l'ensemble des paramètres de l'essai. La Figure 4.1 montre une vue générale de banc d'essai.



**Figure 4.1 : Vue générale de poste de travail.**

#### 4.2.1.1. Description de la cuve et caractéristiques du sable

La cuve utilisée est un baril de 90 cm de hauteur et 60 cm de diamètre. Elle est remplie de sol sableux de la Seine disponible au niveau du laboratoire SRO de l'IFSTAR-Paris. Les caractéristiques du sable sont connues, la Figure 4.2 montre une coupe verticale de la cuve avec le matériau et le matériel.

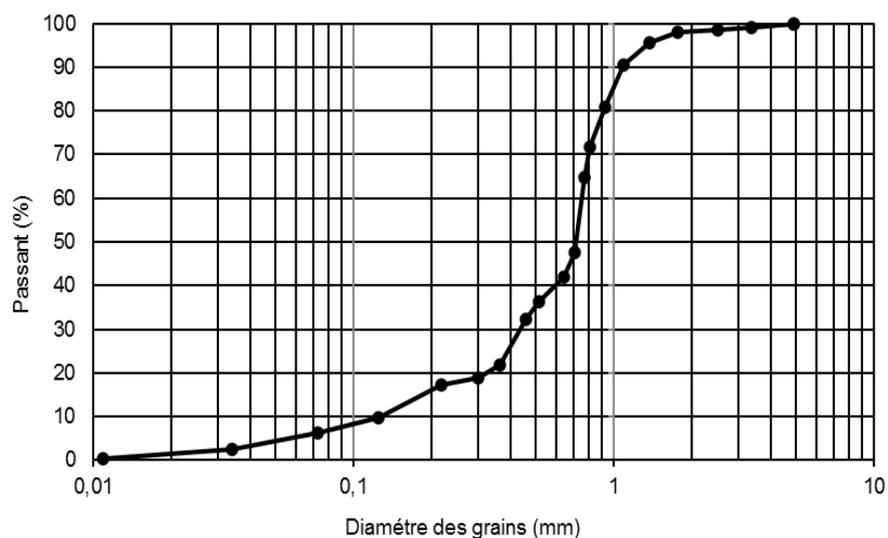


**Figure 4.2 : Cuve à sable utilisée pour les essais.**

Les caractéristiques du sable utilisé sont résumées dans le Tableau 4.1 qui présente les valeurs des indices de vides et des masses volumiques. La Figure 4.3 donne la courbe granulométrique de ce matériau.

**Tableau 4.1 : Caractéristiques de sable.**

$D_{50}$ (mm)	$C_u$	$C_c$	$e_{min}$	$e_{max}$	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> )
0,71	6,33	1,17	0,423	0,568	2,65	1,69	1,861



**Figure 4.3 : Courbe granulométrique du sable de Seine.**

#### 4.2.1.2. Essais dans sable lâche

##### 4.2.1.2.1. Essais PANDA 3®

Des essais pénétrométriques avec PANDA 3® (Pénétrömètre autonome numérique dynamique assisté par ordinateur) sont réalisés avant chaque essai avec l'appareillage pressiométrique développé comme le montre la Figure 4.4. L'objectif est de valider la confection des éprouvettes de sol afin de garantir une homogénéité de la densité relative (confection des éprouvettes à densité relative constante). Cette dernière est nécessaire pour contrôler en toute rigueur la pertinence, la faisabilité et la répétabilité des essais et donc la qualité de la mesure obtenue avec le pressiomètre développé.



**Figure 4.4 : Essai PANDA 3® dans la cuve de sable.**

#### a) Description sommaire du PANDA 3®

Le PANDA 3® est un prototype de pénétromètre dynamique à énergie variable développé par la société Sol Solution. Il a été conçu sur la base du pénétromètre PANDA développé par

Gourvès en 1991. Le principe de l'essai est simple : «au cours du battage, on vient mesurer dans la tige, au voisinage de l'enclume, les variations de déformation  $\varepsilon(t)$  et d'accélération  $a(t)$  entraînées par l'onde créée par l'impact du marteau sur l'enclume. Pour chaque impact du marteau, et sous condition de découpler les ondes descendantes et ascendantes  $\varepsilon_d$  et  $\varepsilon_r$ , on calcule l'enfoncement  $s_p(t)$  et la force résultante  $F_p(t)$  en pointe. En assimilant la pointe à une petite plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur  $z$ , il est possible de tracer la courbe de charge-enfoncement autant qu'il y a d'impact du marteau (Benz, 2009).

Une méthodologie analytique d'exploitation de cette courbe permet d'estimer les différents paramètres du sol tels que :

- ❖ La résistance à la pénétration dynamique ( $q_d^{p3}$ ),
- ❖ Le module de déformation pénétrométrique ( $E_{kd}$ ),
- ❖ La vitesse d'ondes de compression ( $V_p$ ) et de cisaillement ( $V_s$ ) dans le sol,
- ❖ Le coefficient d'amortissement linéaire de Smith ( $J_s$ ), et
- ❖ Le coefficient rhéologique  $\alpha$  ( $(E_{kd}) / (q_d^{p3})$ ).

Bien que le domaine d'application du pénétromètre PANDA soit celui de la caractérisation géotechnique de la plupart de sols présents en surface (Escobar, 2015) ; l'application PANDA 3® a été conçue dans un esprit purement recherche au laboratoire.

#### **b) Présentation du matériel PANDA 3®**

Comme il est schématisé dans Figure 4.5, l'ensemble PANDA 3® est composé des éléments suivants :

- ❖ 1 tête de mesure instrumentée ;
- ❖ 1 UCA (Unité Centrale d'Acquisition) ;
- ❖ 1 marteau de battage anti rebond ;
- ❖ Tiges de 50 cm de longueur et 14mm de diamètre ;
- ❖ Portes pointes PANDA 3® ;
- ❖ 12 pointes PANDA 3® dévissables de section transversale 4 cm<sup>2</sup> ;
- ❖ 1 extracteur de tiges manuel ;
- ❖ 2 clés de 10 ;
- ❖ Le logiciel Dynawave sur clé USB.

Afin de réaliser des essais avec le PANDA 3® on suit les étapes suivantes :

- ❖ Prendre la pointe de 4 cm<sup>2</sup> et la visser sur la porte pointe ;
- ❖ Visser la porte pointe sur une tige de 50 cm ;
- ❖ Visser entre elles les 2 tiges ;
- ❖ Assurer le serrage de ces éléments à l'aide des 2 clés de 10 sur les méplats de la tige ;
- ❖ Prendre la tête de mesure et la visser sur le haut de la tige ;
- ❖ Relier l'UCA à la tête de mesure à l'aide du câble prévu à cet effet ;

- ❖ Relier l'UCA à un PC via le câble USB ;
- ❖ Allumer le PC, lancer le logiciel Dynawave (vérification ®), renseigner le numéro de série de la tête de mesure utilisée ;
- ❖ Commencer l'essai ;



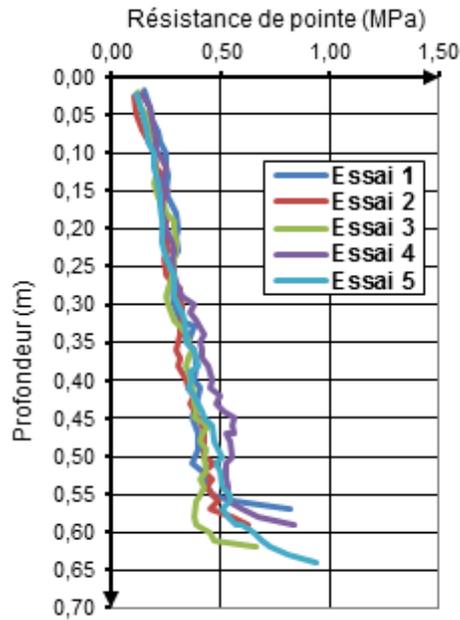
**Figure 4.5 : Vue d'ensemble du PANDA 3®.**

Pour connaître la densité de sable une corrélation entre la densité relative et la résistance à la pénétration dynamique existe. Il est évident que si les résultats des différents tests ont la même résistance dynamique signifie que la densité est aussi identique. On présente sur la Figure 4.6 les courbes obtenues pour les différents essais réalisés dans la cuve de sable.

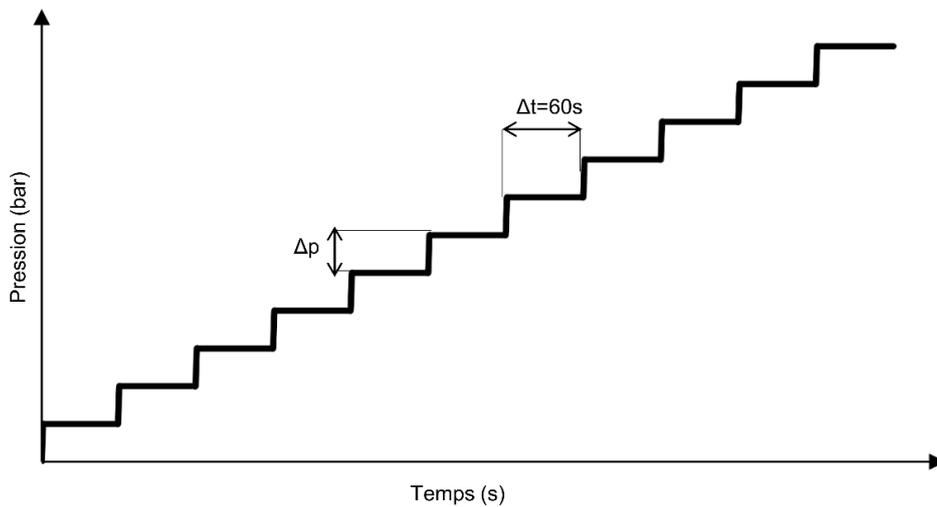
Les pénétrogrammes ce qui indique une bonne homogénéité du sable montrent que le sol a été mis en œuvre au laboratoire de manière quasi identique puisque les valeurs de la résistance de pointe sont pratiquement les mêmes. Ces résultats permettent d'assurer que les conditions initiales identiques sont assurées pour l'ensemble des tests pressiométriques effectués.

#### **4.2.1.2.1. Essais monotones selon la norme NF EN ISO 22476-4**

En premier temps les essais monotones ont été réalisés sur la cuve de sable lâche en conformité avec la norme NF EN ISO 22476-4 (AFNOR, 2015), chaque palier de chargement est maintenu constant pendant une minute comme le schématise la Figure 4.7.



**Figure 4.6 : Variation de la résistance dynamique en fonction de la profondeur.**



**Figure 4.7 : Procédure de chargement monotone selon la norme NF EN ISO 22476-4.**

Pour chaque essai on enregistre en temps réel la pression appliquée et le déplacement de la membrane lors de l'expansion. On présente tout d'abord les résultats des essais monotones (courbes brutes et corrigées), puis la variation du module de cisaillement obtenu. Un essai d'étalonnage est effectué avant la réalisation des essais afin de connaître la résistance propre de la membrane comme le montre la Figure 4.8.

La Figure 4.9 représente la courbe de résistance propre de la membrane à  $t = 1$  s et à  $t = 60$  s. Elle figure aussi la courbe double hyperbolique qui schématise l'allure de la forme de la courbe d'étalonnage. La valeur de la pression corrigée est déduite directement de la pression brute déduite de la pression d'étalonnage par l'expression suivante :

$$p_c = p_r - p_e \quad (4.1)$$

Avec :  $p_c$  : pression corrigée

$p_r$  : pression au niveau du contrôleur

$p_e$  : Pression due à la résistance de la membrane

La correction est donnée par l'expression de la courbe double hyperbolique suivante :

$$p = A_1 + A_2 * \varepsilon_r + \frac{A_3}{A_5 - \varepsilon_r} + \frac{A_4}{A_6 - \varepsilon_r} \quad (4.2)$$

Le processus d'itération est effectué par Microsoft Excel, pour obtenir les 6 coefficients «  $A_i$   $i=1$  à  $6$  » reliant la pression ( $p$ ) à la déformation radiale ( $\varepsilon_r$ ).

$$A_1 = 2,495 \quad A_2 = 0,052 \quad A_3 = 0,002 \quad A_4 = -227,416 \quad A_5 = -0,010 \quad A_6 = 99,826$$



**Figure 4.8 : Photo de la sonde pressiométrique pendant la phase d'étalonnage.**

On rappelle que la gaine utilisée est une des plus souples disponible auprès des fabricants (Figure 4.8). La mise en place de la sonde est l'opération la plus délicate, vu que le sol étudié est un sable lâche, la sonde a été mise en place par enfoncement. Une fois la sonde mise en place, l'essai d'expansion peut débuter.

La Figure 4.10 représente l'ensemble des essais effectués sur le sable lâche. La quasi superpositions des résultats bruts montre clairement la répétabilité des essais ce qui montre encore une fois l'importance des mesures effectuées ainsi que leur précision.

Par contre la Figure 4.11 représente les mêmes résultats d'essais après correction en tenant compte de la résistance propre de la membrane. On observe que les courbes sont moins groupées, ceci est lié à l'influence de la précision. La valeur de la correction étant du même ordre de grandeur que la mesure corrigée.

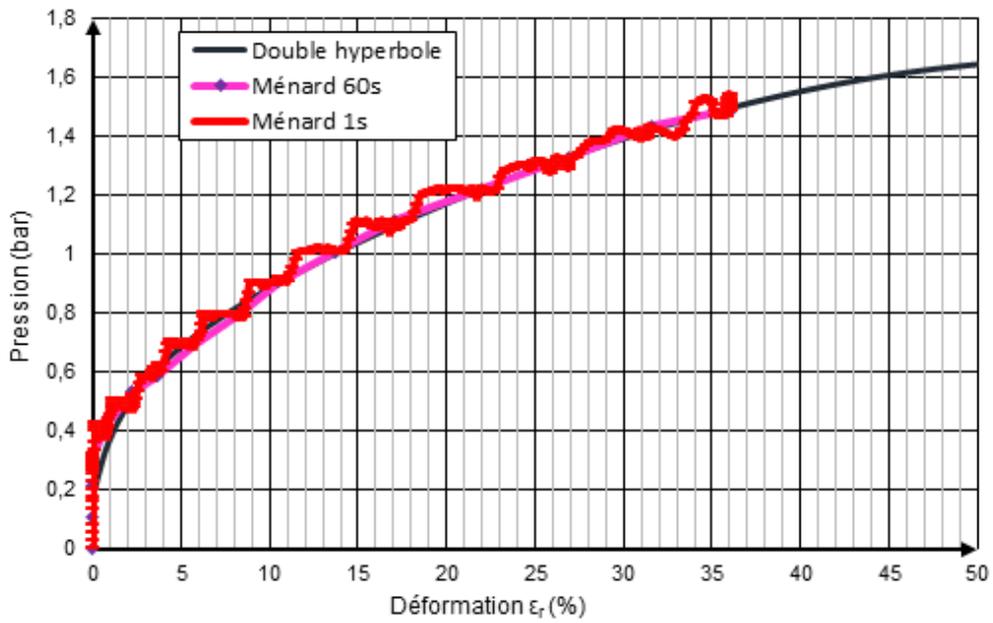


Figure 4.9 : Courbe d'étalonnage de la sonde.

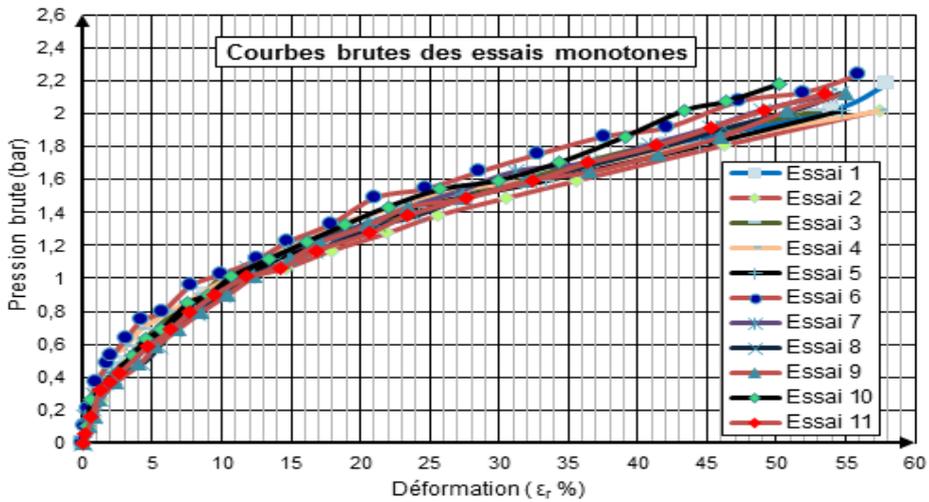


Figure 4.10 : Résultats des essais monotones selon la norme NF EN ISO 22476-4. Courbes brutes.

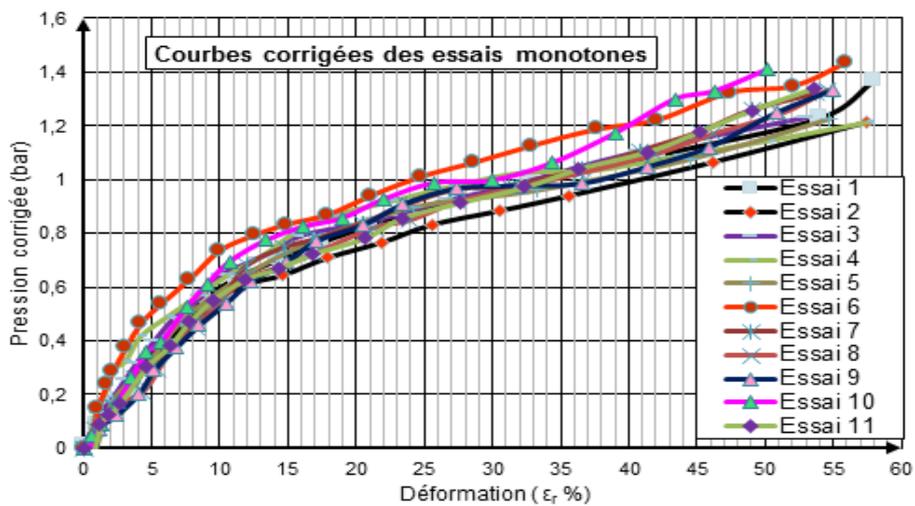


Figure 4.11 : Résultats des essais monotones selon la norme NF EN ISO 22476-4. Courbes corrigées.

Une première constatation est que le résultat obtenu ici dans les deux figures précédentes montrent une bonne cohérence avec la théorie dans le cas d'un chargement monotone. Aucun problème de répétitivité ne se pose dans l'ensemble de planning expérimental. Nous pouvons dire à ce stade que le fonctionnement de notre appareillage est correct, le chargement cyclique fera l'objet des paragraphes suivants.

Afin de répondre aux objectifs fixés dans l'introduction générale de cette thèse, nous avons calculé à partir de ces résultats, les valeurs de module de cisaillement ( $G$ ) et sa dégradation en fonction de la déformation comme le montre la Figure 4.12. Ce module est déduit par calcul après mesure la pression et la déformation comme le montre l'expression suivante :

$$G = \frac{1\Delta p}{2\varepsilon_r} \quad \text{et} \quad \varepsilon_r = \frac{\Delta R}{R_0} \quad (4.3)$$

$\Delta R$  : est la variation du rayon de la cavité ;                       $R_0$  : est le rayon initial de la cavité

Les figures suivantes (4.12. a-b et c) montrent comment se manifeste la dégradation du module de cisaillement à titre d'exemple.

#### **4.2.1.2.1. Essais monotones chargement continue**

A partir de dépouillement des essais précédents nous sommes en mesure de faire une hypothèse qui semble acceptable concernant le chargement continu. Dans ce paragraphe un nouveau chargement continu non conforme à la norme est proposé comme le montre la Figure 4.13. à vitesse constante et proche de celle de l'essai par palier, nous pouvons améliorer considérablement la mesure en petites déformations par l'acquisition d'un plus grand nombre de points.

Il s'agit de charger progressivement le sol par une rampe de pression conformément à la procédure citée dans la Figure 4.13 jusqu'à atteindre le déplacement maximal du palpeur de mesure. Les résultats de ces essais sont représentés sur Figure 4.14 et Figure 4.15 bruts et corrigés respectivement.

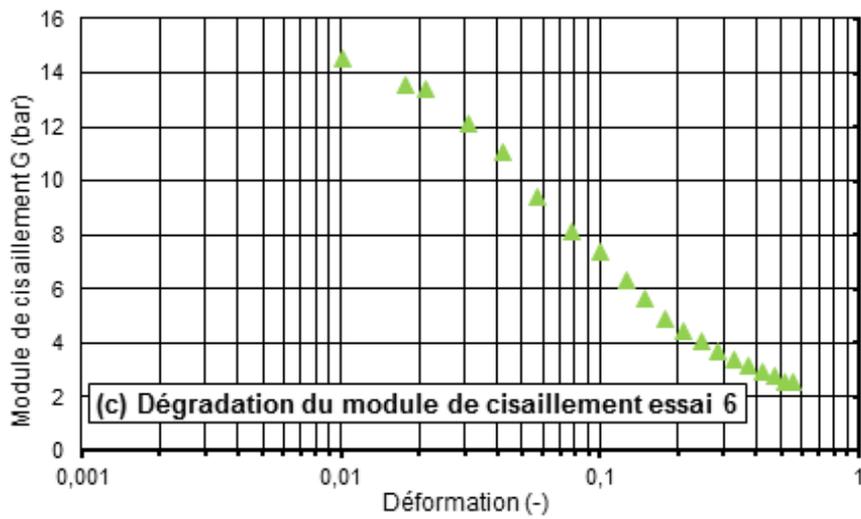
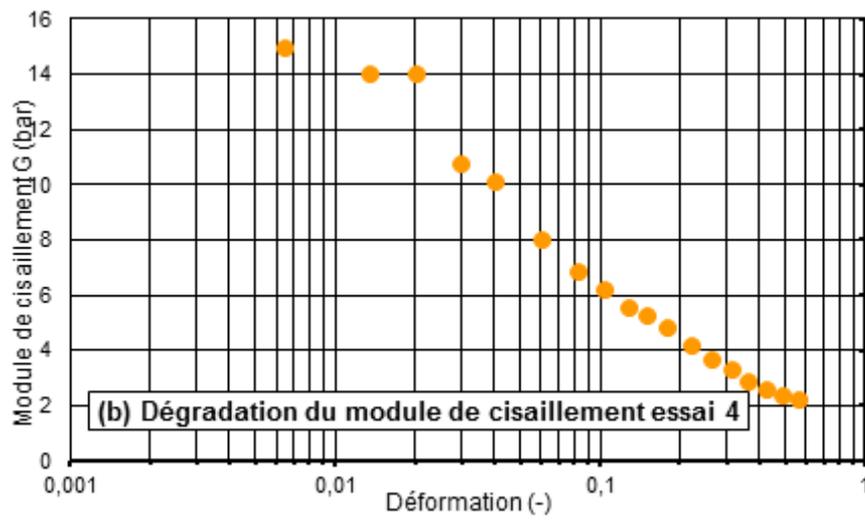
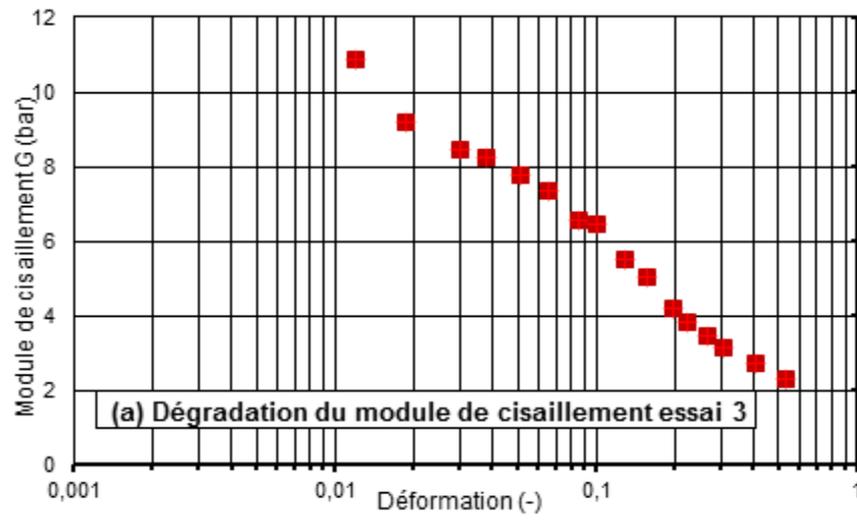


Figure 4.12 : Dégradation du module de cisaillement. (a) Essai 3 ; (b) Essai 4 et (c) Essai 6.

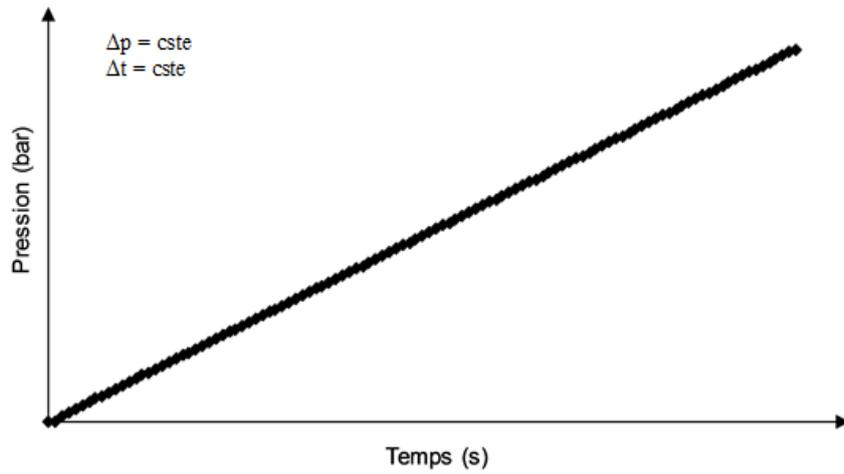


Figure 4.13 : Procédure de chargement continu proposé.

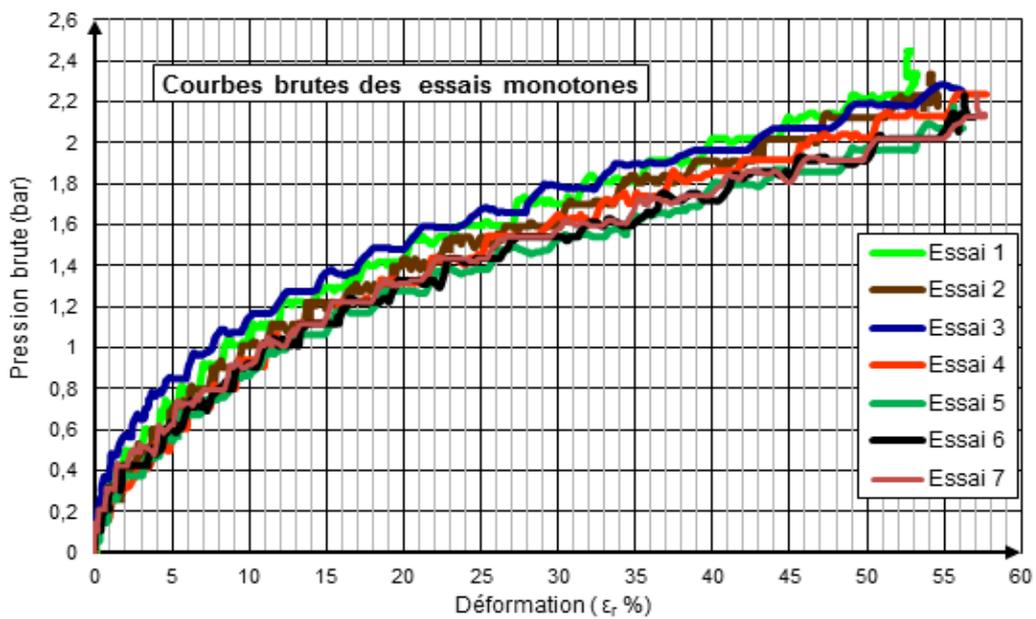


Figure 4.14 : Résultats bruts d'essais monotone chargement continu cas sable lâche.

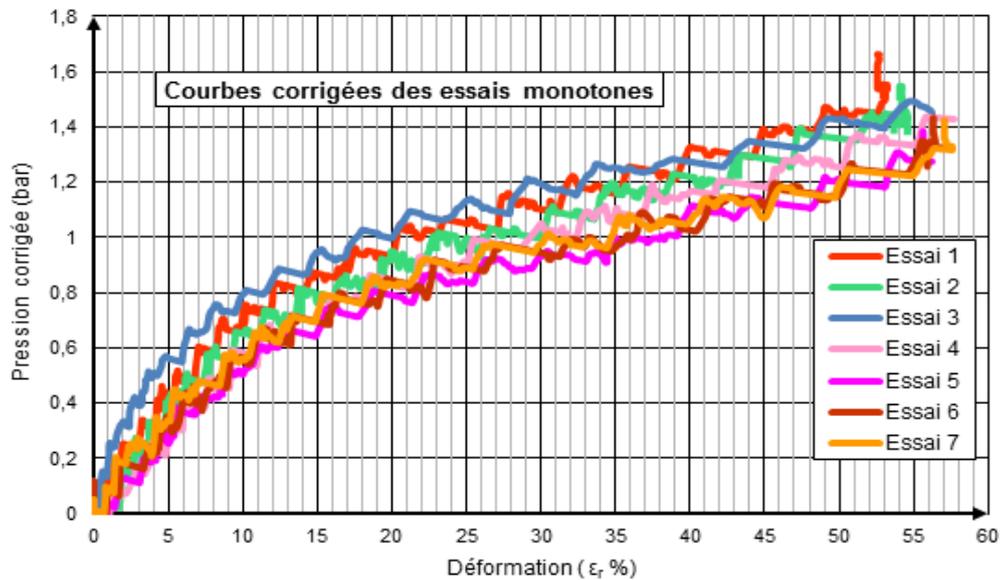


Figure 4.15 : Résultats corrigés d'essais monotone chargement continu cas sable lâche.

D'une manière similaire nous avons procédé à l'évaluation de la dégradation du module de cisaillement pour ce chargement continu chaque seconde. La Figure 4.16 montre clairement cette dégradation en fonction de la déformation.

Un double apport de l'hypothèse faite au début de ce paragraphe : 1) Amplitude des modules mesurés est plus importante que le chargement normalisé ; 2) élargissement de la zone de mesure des petites déformations. Cette procédure répond d'une manière plus rigoureuse aux objectifs de notre travail. Cependant, la durée de l'essai en chargement continu est pratiquement quatre fois plus importante que celle de chargement normalisé. Quelques améliorations restent à faire pour lisser la courbe au niveau de l'asservissement. Mais cet aspect lié au CPV Jean Lutz ne sera pas traité dans le cadre de cette thèse.

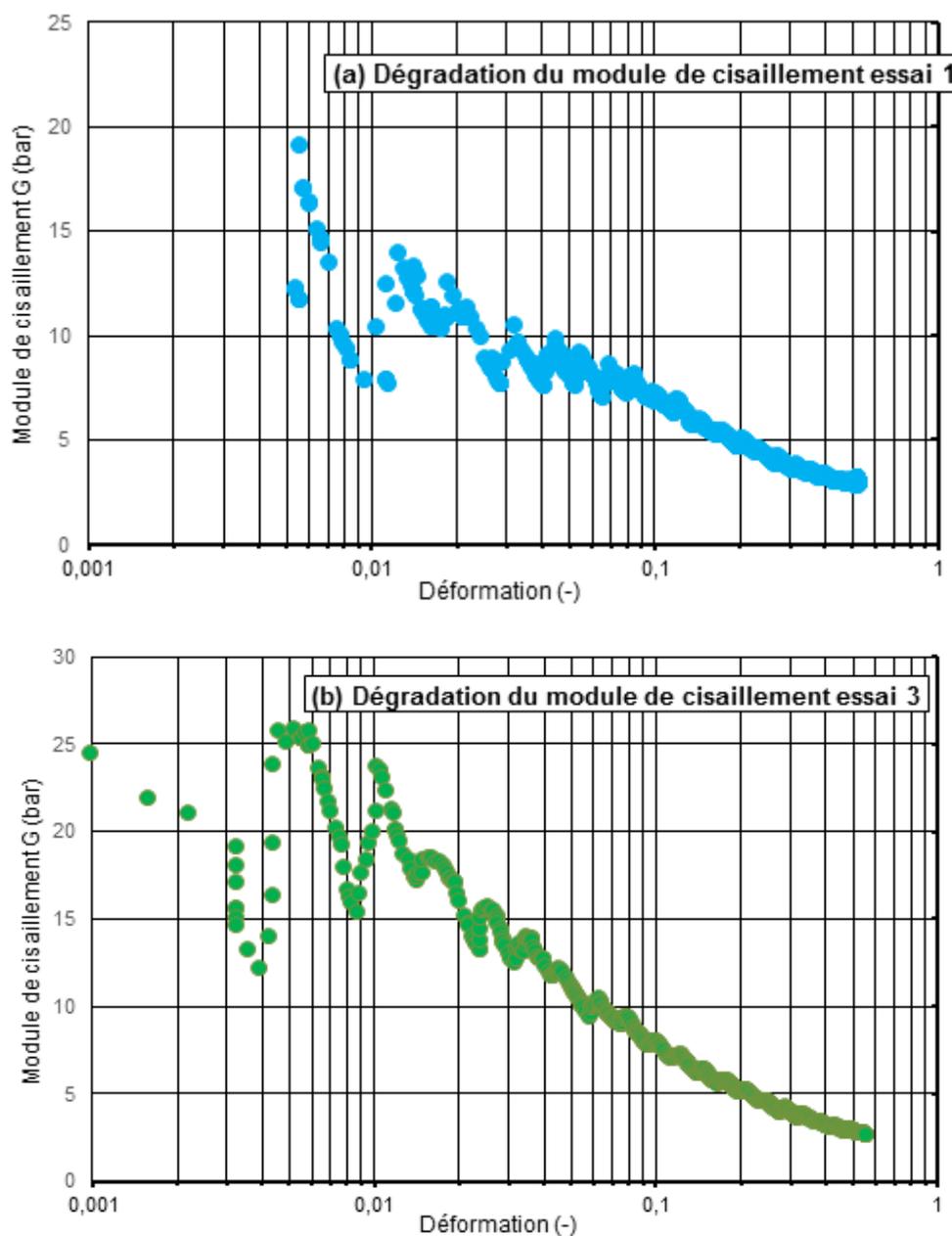


Figure 4.16 : Evolution des modules de cisaillement  $G$  avec la déformation de la cavité

#### 4.2.1.2.2. Essais cycliques

##### a) Essais mono-cycle

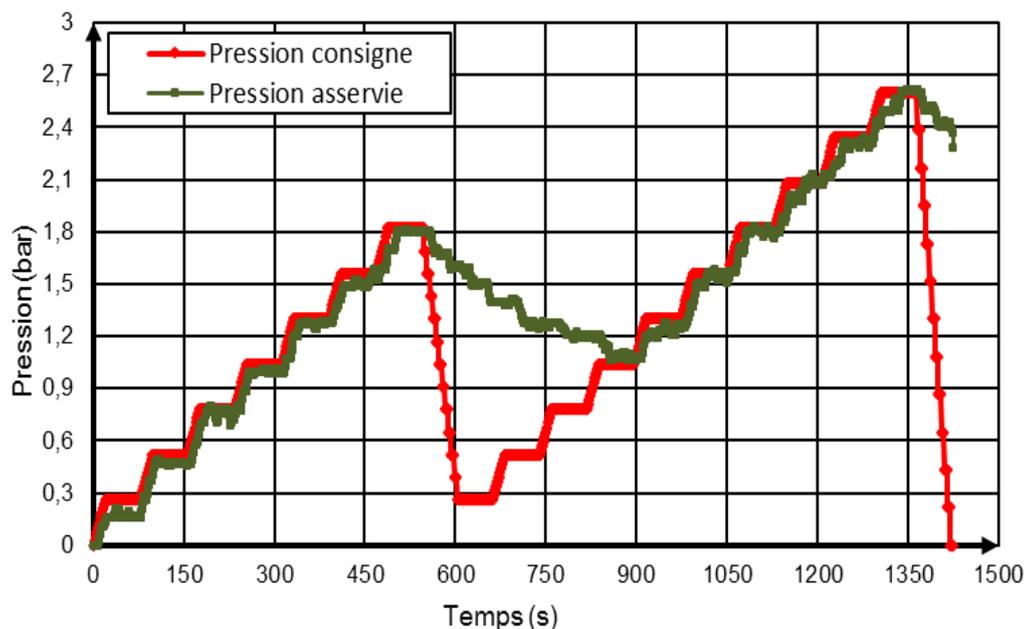
Cette partie présente les résultats des essais cycliques mono-cycle dont l'objectif est de tester la capacité de l'appareillage proposé à réaliser des essais cycliques, ces essais sont réalisés selon la norme NF P 94-110-2, avec boucle de déchargement-rechargement.

Le problème induit par le paramètre de la fermeture des électrovannes a été soulevé lors des essais réalisés. Nous avons constaté un mauvais asservissement des consignes de pression. Cette difficulté est surmontée par la suite.

Pour régler d'une manière automatique le contrôleur pression volume (PREVO), les paramètres suivants sont pris en compte par défaut :

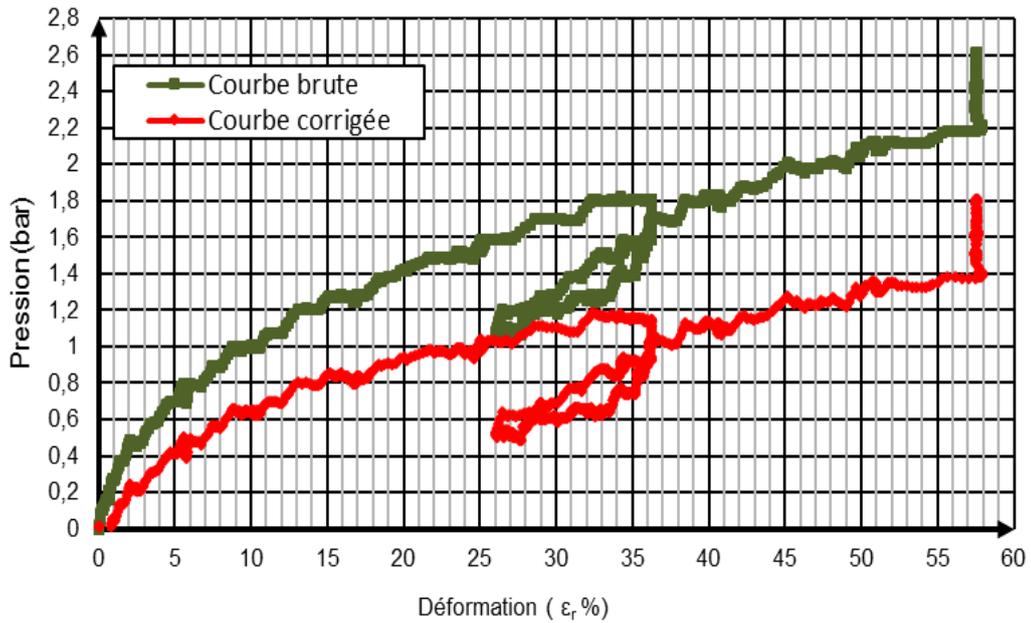
- ❖ La pression double (= 1,5) sera active lorsque le PREVO pilote les deux pressions (consigne) en même temps ;
- ❖ La pression simple (= 2) sera active lorsque le PREVO pilote une seule pression (consigne). Noter que l'autre pression a déjà atteint sa valeur de pression ;
- ❖ La pression en vidage (= 0,5) sera active lorsque le PREVO exécute une pression asservie supérieure à la pression consigne.

La Figure 4.17 montre clairement la non-conformité entre la valeur consigne et la valeur asservie. Donc comme l'indique là on remarque que la valeur consigne n'a pas été asservie.



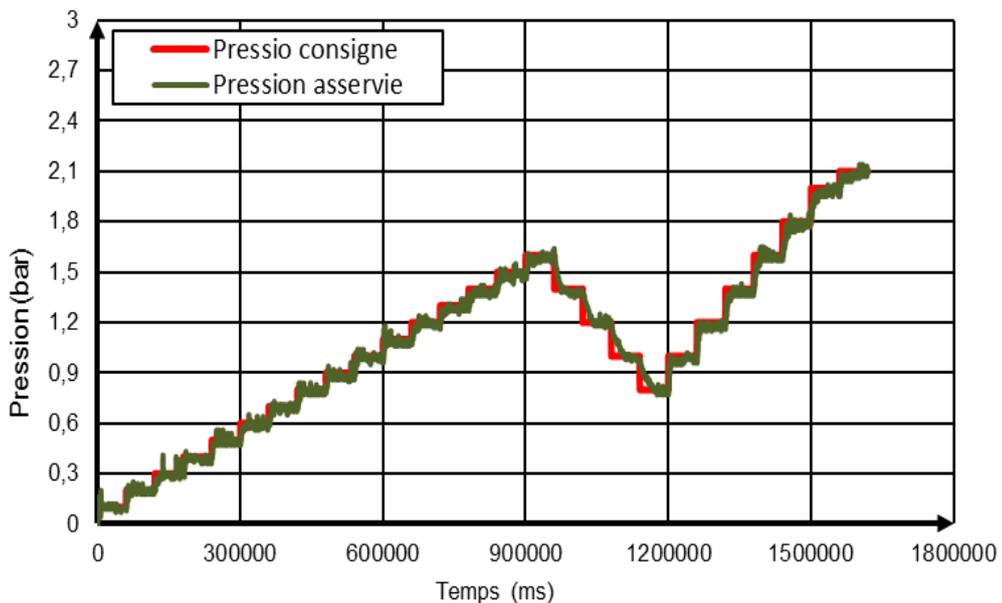
**Figure 4.17 : Incohérence entre signal de pression consigne et signal de pression asservie. Cas de Chargement mono-cycle.**

La Figure 4.18 représente les courbes brute et corrigée de la pression en fonction de la déformation radiale.



**Figure 4.18 : Courbe brute et corrigée d'essai mono cycle.**

Finalement nous avons pu résoudre ces problèmes d'asservissement en adaptant les réglages de l'automate CPV : Gain double 3,5 ; Gain simple 3,5 ; Gain vidage 6. La Figure 4.19 présente la comparaison du signal de consigne et de la mesure en pression, on observe que l'asservissement répond très bien à la commande donc le problème d'asservissement a été résolu.



**Figure 4.19 : Cohérence entre signal de pression consigne et signal de pression asservie.**

Premièrement on remarque que les deux signaux délivrés par les deux capteurs était bruité d'un bruit haute fréquence venant de l'enregistreur, Cependant, nous pouvons constater que l'appareil a la possibilité de réaliser des essais cycles en suivant le protocole de la norme et celui développé par Combarieu et olivier (2001).

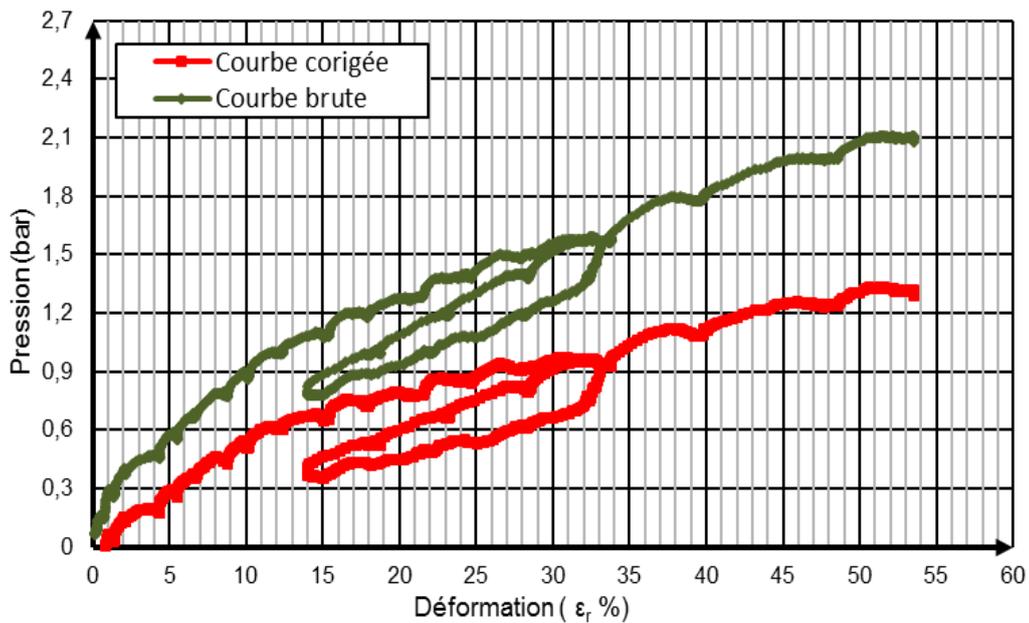


Figure 4.20 : Résultat d'essai après réglage du problème d'asservissement.

### b) Essais Multi-cycles

Comme pour les essais monotones on utilise le contrôleur pression volume Jean-Lutz. Le pilotage est réalisé à l'aide d'un logiciel spécifique (PREVO) installé sur un ordinateur portable relié au contrôleur. Le logiciel a été développé spécialement pour la réalisation des essais pressiométriques cycliques. Les données d'entrées sont les valeurs des pressions en fonction du temps sur un cycle (Figure 4.21).

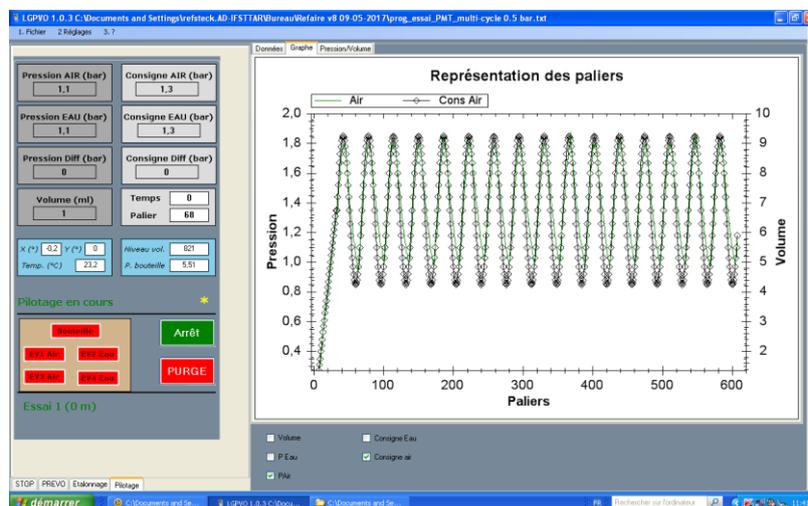


Figure 4.21 : Capture d'écran de pilotage des essais pressiométriques cycliques.

Afin de tester et valider le matériel développé, nous avons sollicité cycliquement la sonde pressiométrique. La pression dans la cavité varie suivant un signal sinusoïdal donné par la formule suivante comme le suggère Dupla (1995) :

$$p_{cav} = p_0 * (1 + Rc * \sin(\omega t)) ; \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4.4)$$

Avec :  $P_{cav}$  : la pression dans la cavité.  $P_0$  : la pression horizontale en place.  $R_c$  : le rapport de sollicitations cyclique.  $\omega$  : la pulsation.  $T$  : le temps.

Pour tous ces essais, la pression moyenne dans la cellule pressiométrique est égale à une pression moyenne équivalente à la pression de fluage non corrigée déduite des essais monotones. La variable qui change lors des essais est la pression de demi-amplitude  $\Delta p_{cyc}$  (Figure 4.22), elle est choisie selon les différentes valeurs de rapport de sollicitation cyclique  $R_c$  tel que :

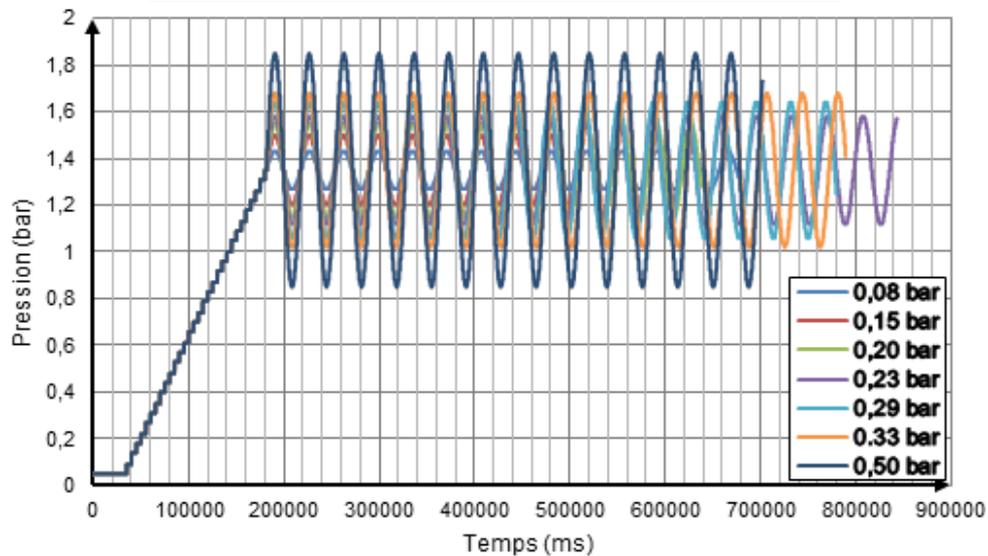
$$R_c = \frac{\Delta p_{cyc}}{p_{cav,i}} \quad (4.5)$$

Avec :  $p_{cav,i} = p_0$  : la pression horizontale en place.  $\Delta p_{cyc}$  : la pression de demi-amplitude.

Les différents cas de chargement testés sont présentés dans le tableau suivant :

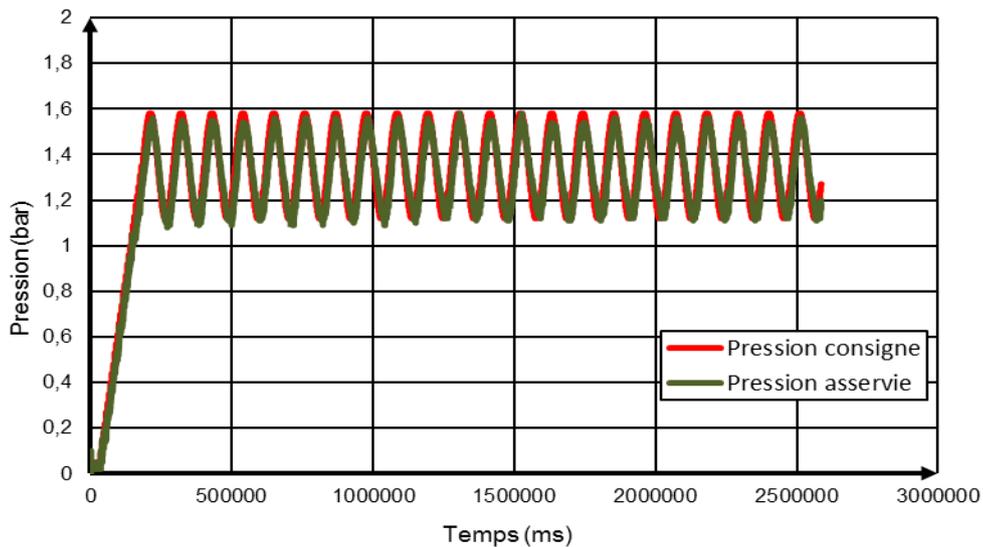
**Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif des essais cycliques réalisés**

$R_c$	$\Delta P_{cycl}$ (Bar)
1,7	0,08
3,2	0,15
4,2	0,20
4,9	0,23
6,2	0,29
7	0,33
10,6	0,50



**Figure 4.22 : Consigne de chargement cyclique pour multiple valeurs de  $\Delta P_{cycl}$ .**

Néanmoins, on a pu vérifier sur la Figure 4.23, que la pression mesurée est très proche du signal de consigne, ce qui confirme que le programme d'asservissement fonctionne bien.

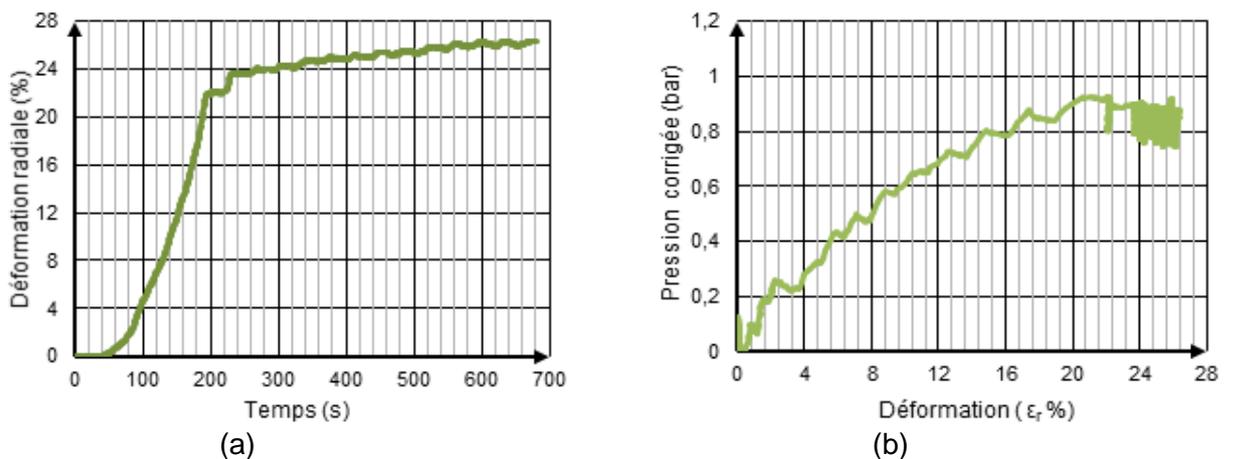


**Figure 4.23 : Comparaison du signal de consigne et de mesure en pression.**

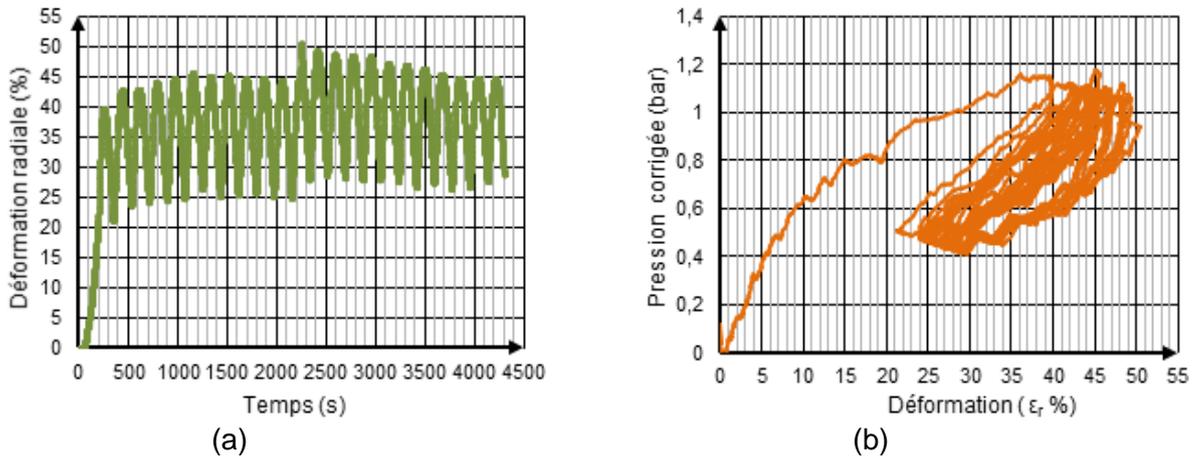
On peut remarquer que lorsqu'il s'agit des petits cycles de chargement, comme par exemple dans le cas d'une demi-amplitude égale à 0,08 bar, il est difficile d'identifier les boucles dans la l'évolution de la pression en fonction de la déformation radiale. Cette dernière ne présente presque pas de cycles comme le montre la Figure 4.24.

Par contre quand il s'agit des cycles relativement élevés, comme dans le cas d'une demi-amplitude égale à 0,50 bar, on enregistre clairement les boucles dans les deux présentations graphiques. Il ressort de cette présentation que la courbe déformation radiale en fonction du temps (Figure 4.25.a) suit le chargement cyclique en pression (Figure 4.22).

Cette constatation est encore plus lisible et prononcée dans la courbe pression déformation autant que la pression est élevée comme le montre la Figure 4.25.b. Par conséquent, l'effet d'hystérésis est nettement observé.



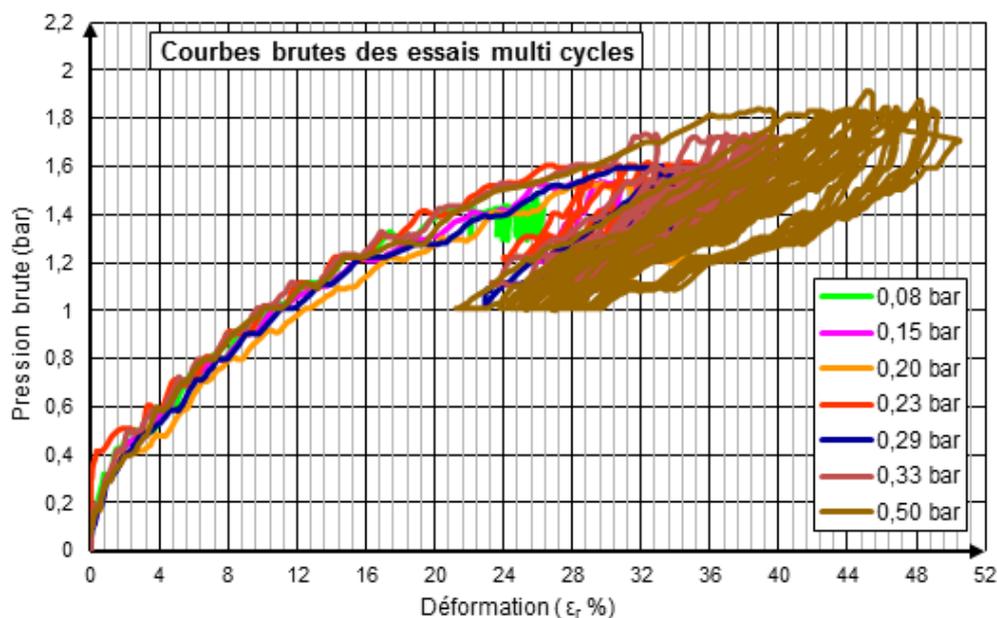
**Figure 4.24 : (a) Courbe de la variation de déformation au cours du temps, (b) Courbe pression-déformation pour la demi-amplitude 0,08 bar.**



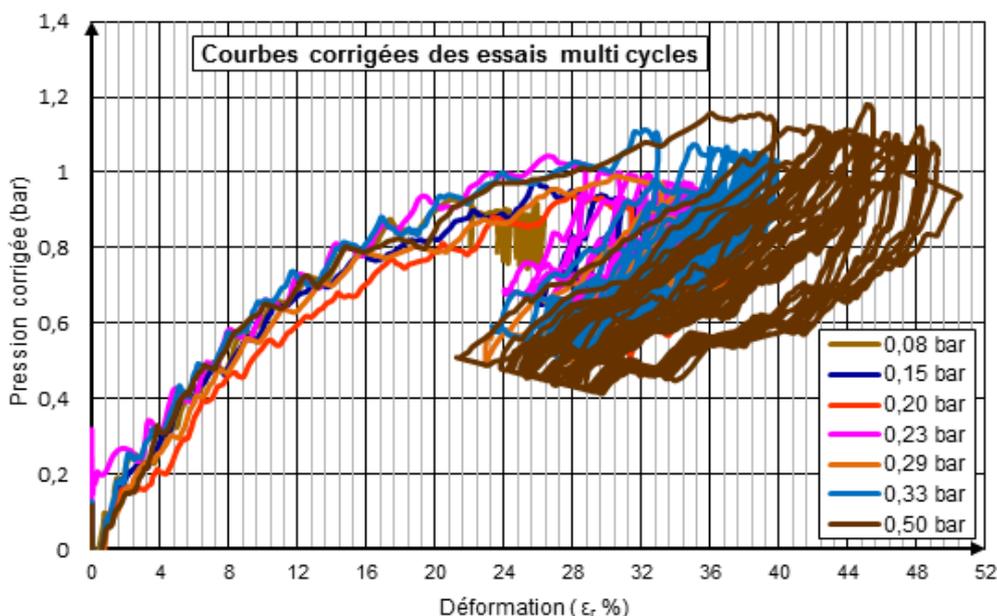
**Figure 4.25 : (a) Courbe de la variation de déformation au cours du temps. (b) Courbe pression-déformation pour la demi-amplitude 0,50 bar.**

Finalement et dans un souci de tester la performance du matériel, des essais multi cycles ont été réalisés pour différentes valeurs de demi-amplitude. Les résultats des pressions brutes et corrigés en fonction de la déformation sont représentés sur les Figure 4.26 et Figure 4.27 respectivement. Ces dernières seront dépouillées pour une estimation fiable du module de cisaillement sujet de notre étude.

Globalement nous pouvons dire à la vue des essais réalisés que les résultats obtenus (Figure 4.26 et Figure 4.27) ont montré le bon fonctionnement de la sonde développée et permettre de réaliser des essais cycliques dans des conditions maîtrisées. Cependant, certaines difficultés subsistent toujours comme entre autres le bruit des signaux enregistrés. Cette difficulté est en relation directe avec le système pilotage plutôt car le signal de déformation est propre. Il ressort pour l'ensemble des essais effectués une partie monotone qui s'étale de zéro jusqu'à la pression de fluage non corrigée théoriquement (dans notre cas égale à 0,7 Bar), suivie d'une phase cyclique qui se manifeste autant que le nombre des cycles autour de la demi amplitude choisie.



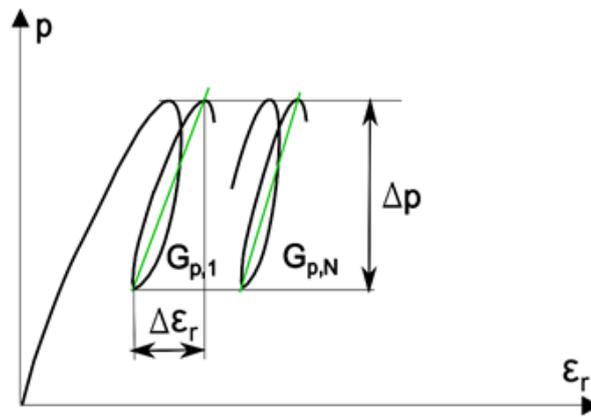
**Figure 4.26 : Résultats des essais multi-cycles. Courbes brutes**



**Figure 4.27 : Résultats des essais multi-cycles. Courbes corrigées**

Pour répondre à l'objectif fixé c'est-à-dire l'évaluation des modules en petites déformations nous sommes en mesure de faire une exploitation basée sur l'évolution de l'aire caractéristique des boucles de chargement déchargement qui donne le module sécant des boucles d'hystérésis. Ce module est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion du cycle N schématisé sur la Figure 4.28.

La boucle parcourue dans ces séquences de déchargement/remise en charge est de forme ellipsoïdale. Elle représente l'énergie dissipée en déformation plastique. L'évolution de l'inclinaison des cycles ou module au cours des cycles permette d'évaluer le comportement du sol. On peut évaluer le durcissement ou l'adoucissement cyclique et l'accumulation de déformation, la stabilisation ou la relaxation ou l'effet rochet.



**Figure 4.28 : Calcul des modules des cycles**

Malheureusement, lors de la création des fichiers d'asservissement des essais cycliques une erreur s'est produite (pression de fluage non corrigée imposée est le double de celle prévue) pour le lancement des cycles. La conséquence de cette mauvaise manipulation est que la dégradation des modules de cisaillement est presque identique à celle de chargement monotone (Figure 4.12). Il en résulte que la dégradation des modules de cisaillement liée à l'action des cycles attendue n'est plus lisible.

#### 4.2.1.3. Essais sur sable dense

Dans le but de répondre d'une manière scientifique à l'objectif fixé (mesure de déformations faibles) et valider le potentiel d'application de l'appareillage, il nous a semblé intéressant de faire des essais dans le cas d'un sable dense. Le but est ainsi double : 1) tester le bon fonctionnement et 2) montrer les limites et le domaine de mesure de l'appareillage développé.

Après saturation complète, le compactage à l'aide d'une masse très lourde a été réalisé. Nous avons essayé de produire un compactage maximal (indice des vides minimal) pour les quatre tests effectués. La mise en place de la sonde pressiométrique a été effectuée à l'aide d'une tarière à main comme le présente la Figure 4.29



a) Tarière



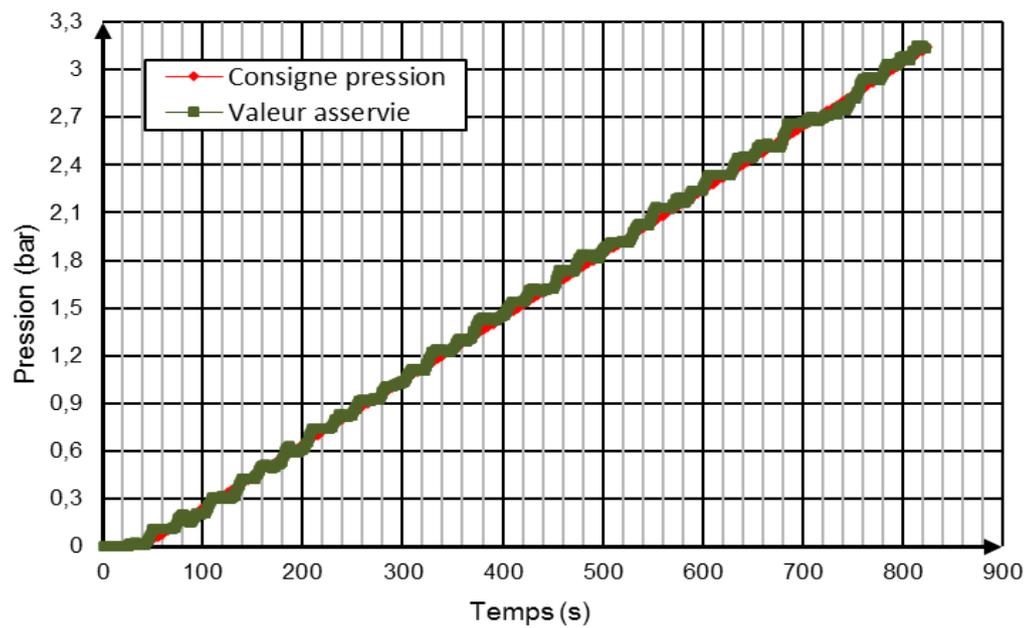
b) Cuve de sable



c) Trou réalisé

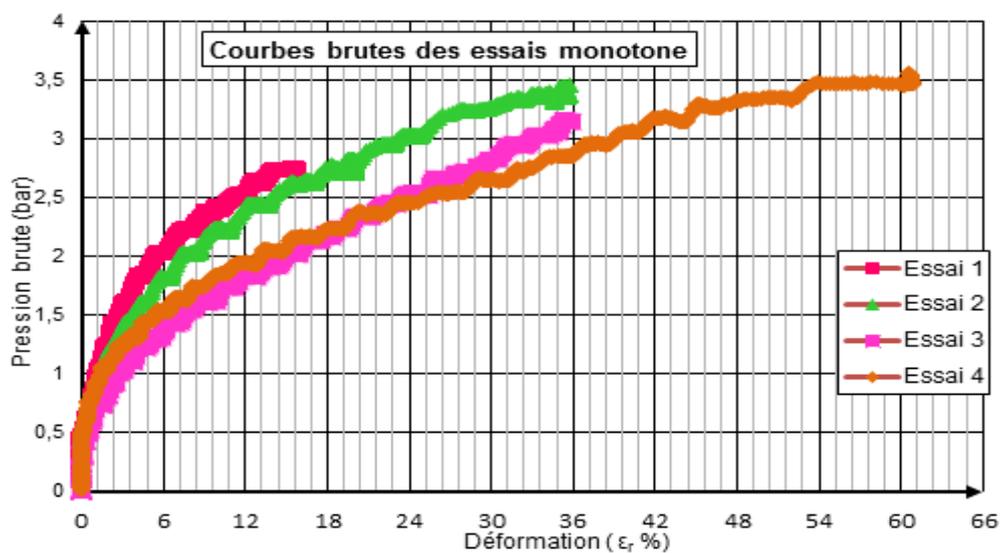
**Figure 4.29 : Utilisation d'une tarière à main pour la mise en place de la sonde.**

La Figure 4.30 montre la bonne réponse de système d'asservissement au signal consigne. Ce résultat encore une autre fois justifie la bonne cohérence et la validation des mesures effectuées.

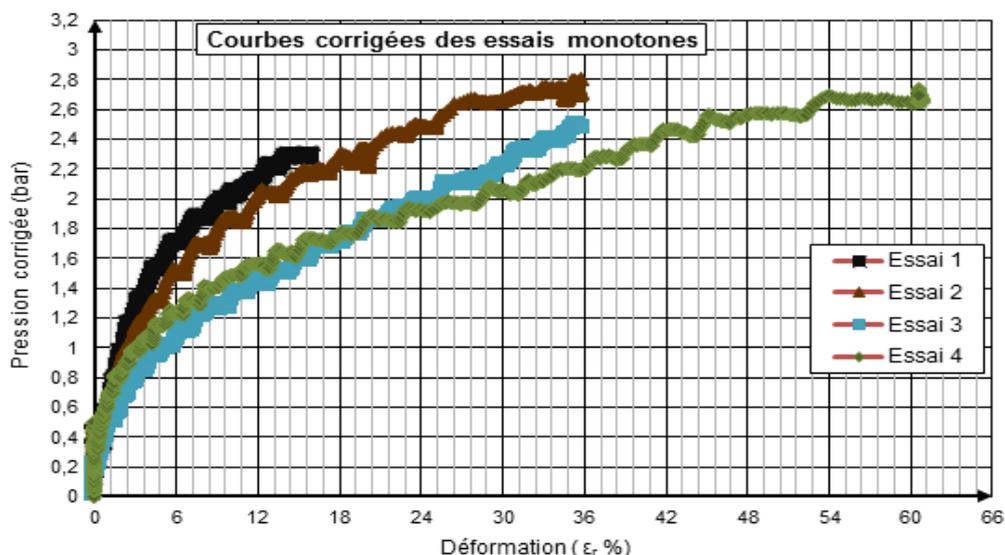


**Figure 4.30 : Comparaison signal consigne et valeur asservie.**

Nous donnons ci-dessous les résultats que nous avons obtenus des courbes brutes (Figure 4.31) et les résultats après correction (Figure 4.32) pour ces différents essais.



**Figure 4.31 : Résultats des essais monotones sur le sable dense. Courbes brutes**



**Figure 4.32 : Résultats des essais monotones sur le sable dense. Courbes corrigées.**

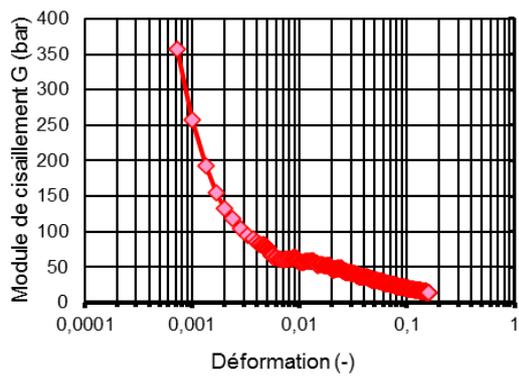
Le dépouillement des résultats précédents donne les courbes d'évolution du module de cisaillement du sable dense (essai 1 à 4) en fonction de la déformation radiale comme le présente la Figure 4.33.

Il ressort les conclusions suivantes :

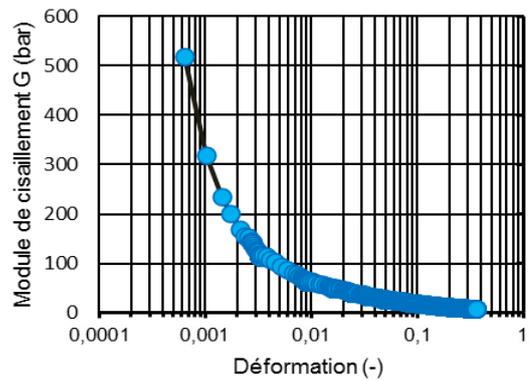
- ❖ La variation de  $G$  en fonction de la déformation radiale est fortement non linéaire ;
- ❖ L'existence d'un domaine de petites déformations pour lequel le module de cisaillement atteint une valeur maximum d'environ 90 MPa autour d'une déformation de  $10^{-4}$ , après il décroît jusqu'à sa valeur minimale nulle où le sol est proche de la rupture.
- ❖ Enfin, il faut préciser que le module d'un matériau est un paramètre qui dépend non seulement, comme nous l'avons vu, du niveau de déformation auquel s'effectue la mesure, mais aussi de la densité de sol.

#### **4.2.2. Comparaison avec essai pressiométrique Ménard standard**

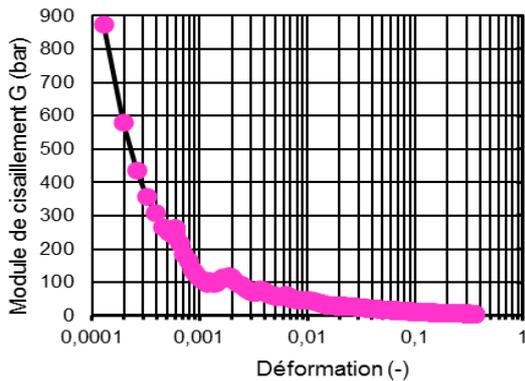
Après avoir présenté les différents résultats d'essais obtenus dans la cuve de sable, on cherche à valoriser le nouvel appareillage pressiométrique dans le cadre de l'évaluation du module de cisaillement sous des domaines de petites déformations. Pour comparer les résultats du module de cisaillement obtenu nous avons réalisés des essais classiques Ménard sur un échantillon de sable de la Seine. Sur la Figure 4.34 est présentée une vue globale du poste de travail pour les essais dans le sable sec.



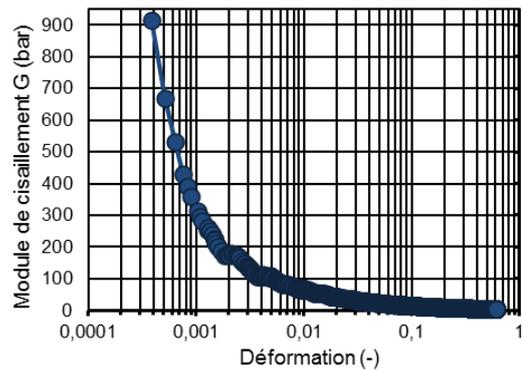
(a)



(b)

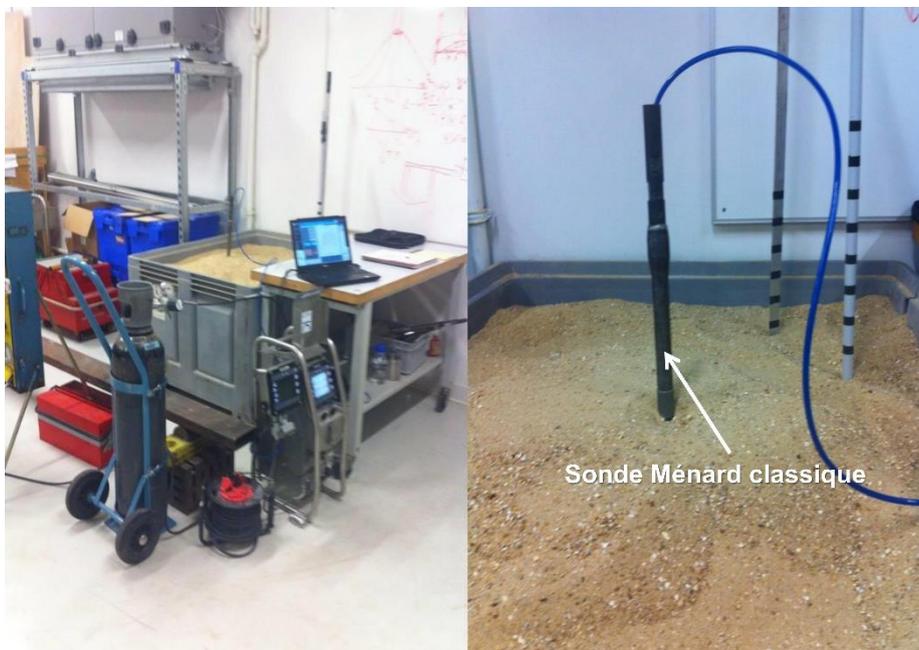


(c)



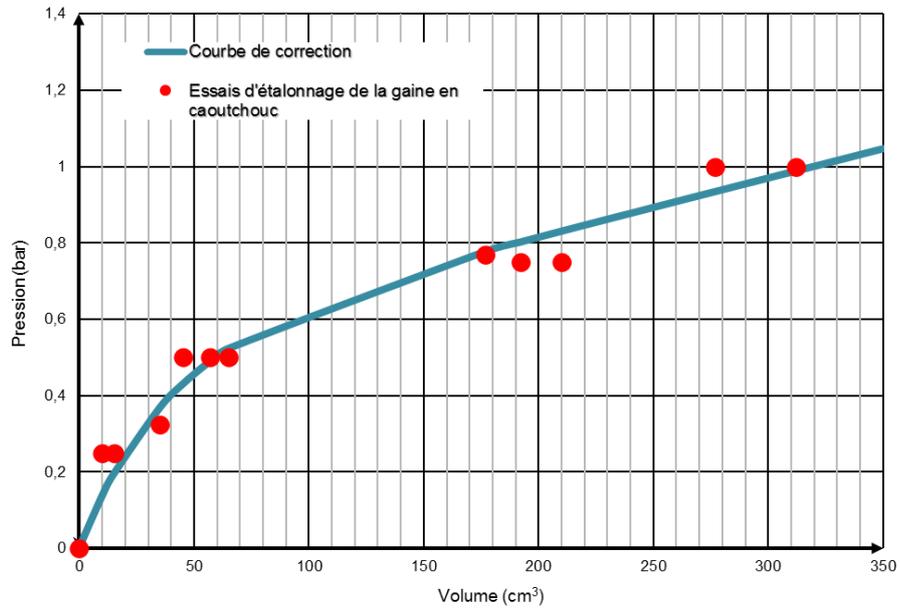
(d)

**Figure 4.33 : Résultats de dégradation du module de cisaillement. (a) essai 1, (b) essai 2, (c) essai 3 et (d) essai 4.**



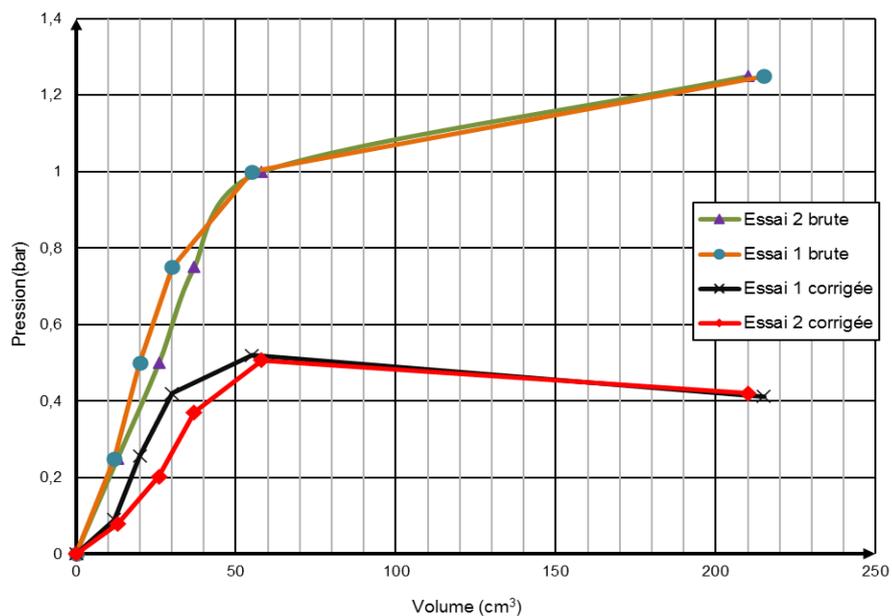
**Figure 4.34 : Vue globale du poste de travail des essais classique Ménard.**

Les valeurs des pressions butes sont corrigées en utilisant les résultats d'étalonnage de la résistance propre de la membrane avant l'essai (Figure 4.35).



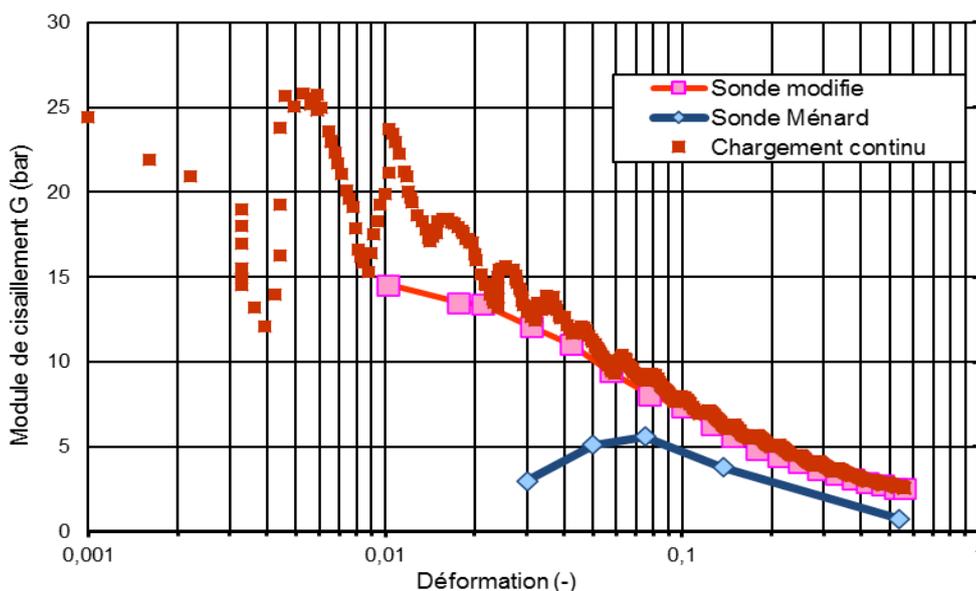
**Figure 4.35 : Courbe d'étalonnage de la gaine en caoutchouc.**

Les courbes pression-volume corrigées et brutes des essais réalisées sont présentés dans la figure suivante.



**Figure 4.36 : Courbes pressions-volumes des essais classiques Ménard.**

La Figure 4.37 présente la comparaison entre la dégradation du module de cisaillement obtenu avec l'appareillage développé et celle de Ménard classique. On remarque que le nouvel pressiomètre permet d'avoir une évaluation du module à un taux de déformation plus en adéquation avec ce qui est généré par un séisme  $10^{-3}$  à  $10^{-2}$  alors que le matériel et le protocole standard du Ménard est plutôt autour de  $10^{-2}$  -  $10^{-1}$ .



**Figure 4.37 : Comparaison entre module de cisaillement déterminé par le pressiomètre développé et celle de Ménard classique.**

### 4.2.3. Synthèse des résultats

Nous avons présenté la mise en œuvre du dispositif expérimental sur des éprouvettes de sol en laboratoire (moules métalliques), dans un massif artificiel assimilé à un massif in situ. Le massif est constitué soit des couches de sable dense ou des couches de sable lâche. Premièrement, d'après les résultats des essais menés avec le matériel développé, les courbes expérimentales obtenues expliquent et montrent la faisabilité de l'appareil développé.

Deuxièmement, les premiers tests en cuve que nous avons effectués donnent des résultats encourageants c'est-à-dire une dégradation du module de cisaillement qui ressemblait sensiblement à ce que nous espérions obtenir, donc suivant les résultats de validation trouvés, il nous apparaît que le pressiomètre développé permet de caractériser les sols et la détermination de la dégradation du module de cisaillement allant des faibles taux de déformations à des moyens ou grandes déformations.

Au terme de cette investigation dans les moules, les résultats obtenus sont satisfaisants et suffisent pour conclure de manière définitive quant à la procédure d'essai expérimentale, au moins dans l'état actuel des choses. Nous sommes maintenant en mesure d'effectuer avec le matériel préconisé et en suivant la procédure clairement établie des essais in situ dans des conditions réelles.

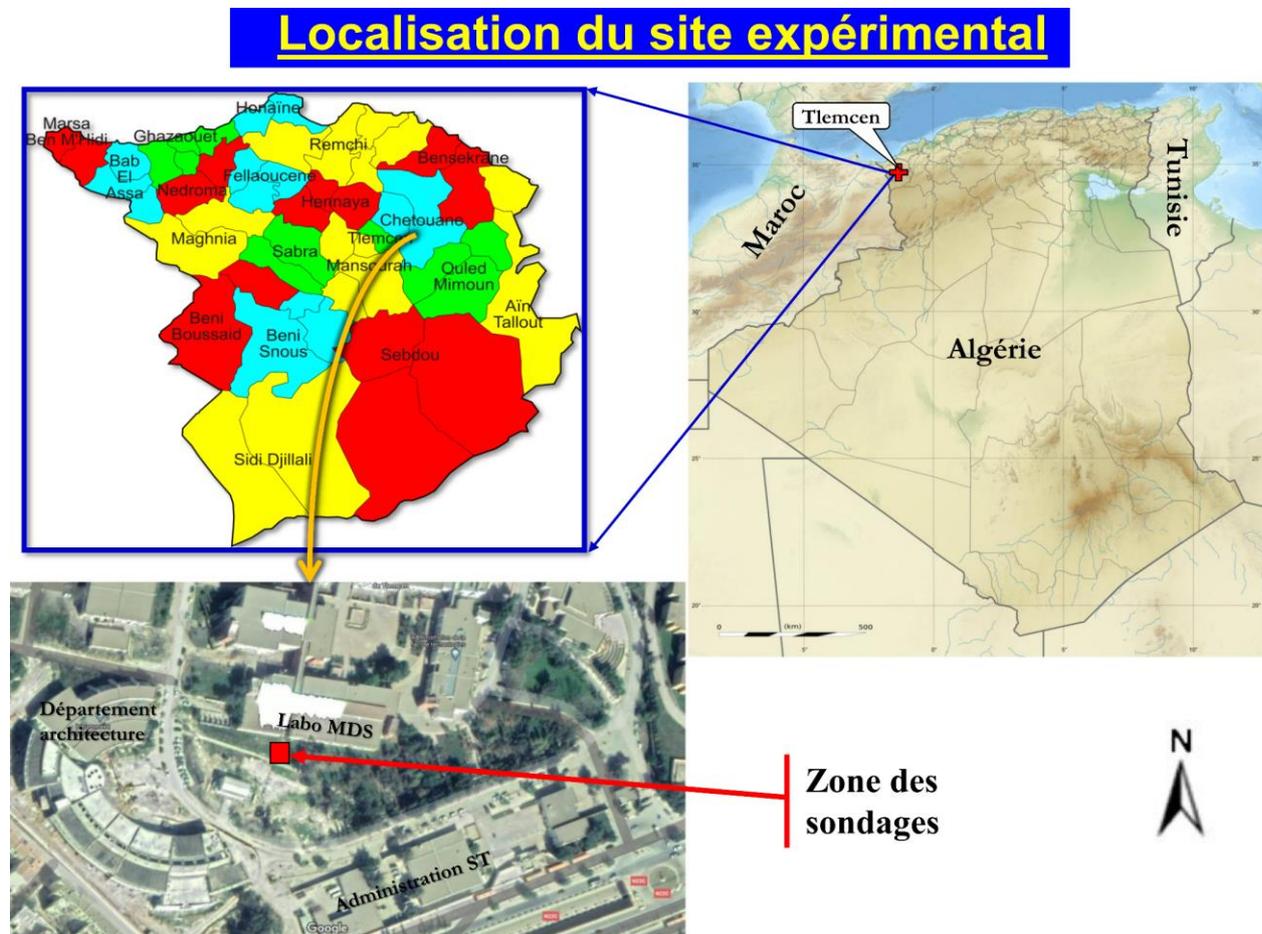
## 4.3. Essais in situ

### 4.3.1. Présentation du site expérimental

#### 4.3.1.1. Contexte géographique

La partie expérimentale, dans le cadre des travaux de recherche relatifs à ce mémoire de thèse, comporte plusieurs séries d'essais en vraie grandeur réalisés sur un seul site

expérimental. Ce site est situé à campus de l'université Abou Bekr Belkaïd, faculté de technologie, commune de Chetouane, wilaya de Tlemcen. Le territoire de la commune de Chetouane est situé au centre de la wilaya de Tlemcen, à environ 5 km au nord-est du centre-ville de Tlemcen. La commune représente la partie nord de l'agglomération de Tlemcen. La Figure 4.38 montre la localisation géographique de la zone d'étude.



**Figure 4.38 : Situation géographique de la zone d'étude**

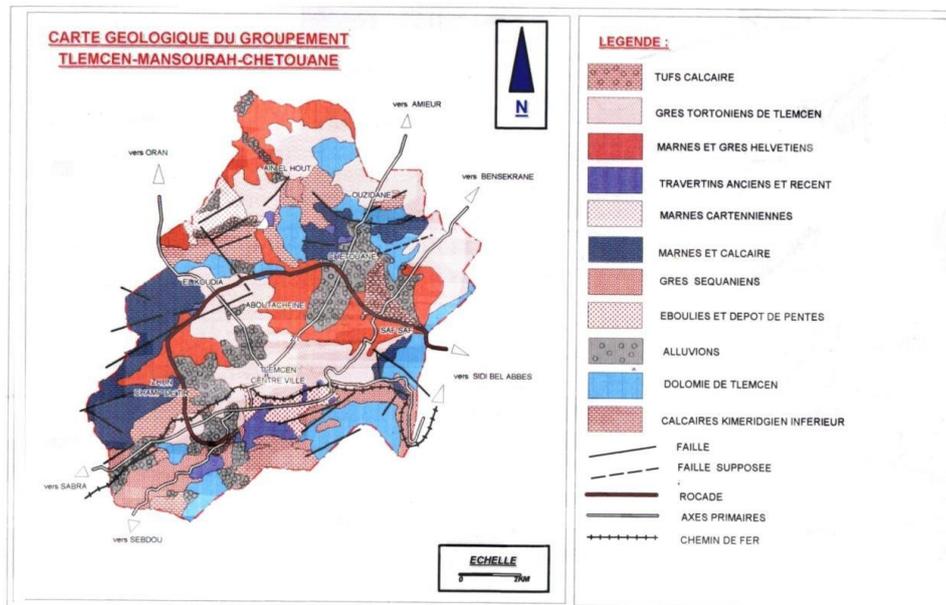
Le choix s'est porté sur ce site du fait, de la proximité au laboratoire géotechnique de l'université où se situent les matériels de mise en œuvre pour les essais envisagés et dans un souci d'éviter tous problèmes de transport des matériels nécessaire pour l'expérimentations. Nous avons pu appliquer sur ce site l'ensemble des essais contenus dans notre programme expérimental. Une vue du site est présentée sur la Figure 4.39.



**Figure 4.39 : Photos du site expérimental de Chetouane**

#### 4.3.1.2. Contexte géologique et géomorphologique

D'après la carte géologique de la wilaya de Tlemcen, établie à l'échelle 1/50.000<sup>ème</sup>, le terrain prévu pour l'expérimentation appartient à la période géologique du Miocène, caractérisé par les marnes et argiles.



**Figure 4.40 : Extrait de la carte géologique du groupement TLEMCEN-MANSOURAH-CHETOUANE au 1/50 000<sup>ème</sup>, (Aïssa mamoune, 2002).**

D'une manière générale, la géologie du groupement est caractérisée par deux grandes familles : des formations assez tendres au nord, constituées par les marnes du bassin Miocène



Pour ce faire, une série de pénétrations dynamiques, poussées jusqu'au refus, au moyen du pénétromètre dynamique lourd ont été réalisés. Ce type d'essai consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre. L'opérateur relève le nombre de coup nécessaire pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé de 20 cm. Par la suite, on trace en fonction de la profondeur la résistance de pointe dynamique  $R_p$  calculée à l'aide de la formule des Hollandais, donnée comme suit :

$$R_p = \frac{M}{e(M + M')} \cdot \frac{M \cdot g \cdot H}{A} \quad (4.6)$$

Avec :

A : section droite de la pointe

H : hauteur de chute

e : pénétration moyenne par coup

g : accélération de la pesanteur.

M : masse du mouton

M' : somme des masses du train des tiges,

de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

Les résultats des essais de pénétration dynamique sont illustrés par des pénétrogrammes de la Figure 4.42, qui donnent la variation de la résistance dynamique de pointe  $R_p$  (en bars) en fonction de la profondeur (en mètres). Au terme de ce type d'essai ; les tiges métalliques ont été poussées jusqu'à 8m sans connaître le refus, à l'exception les essais 2, 3 et 4, où le refus enregistré est semi profonds (5.20 à 7m). L'allure générale des pénétrogrammes est sensiblement la même à savoir un comportement quelque peu chahuté, représenté par des petits zigzags.

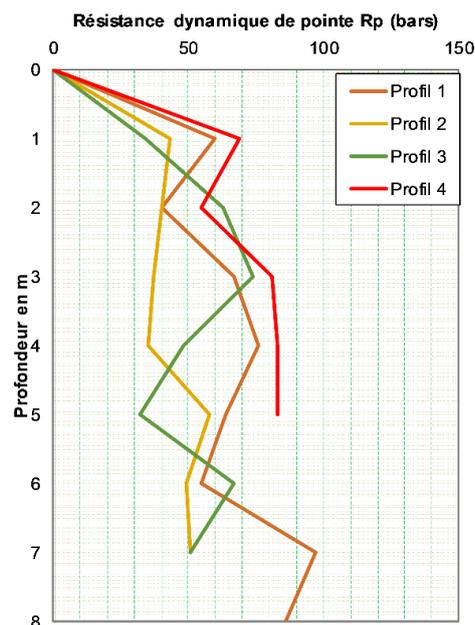


Figure 4.42 : Profil pénétrométrique de la zone d'étude

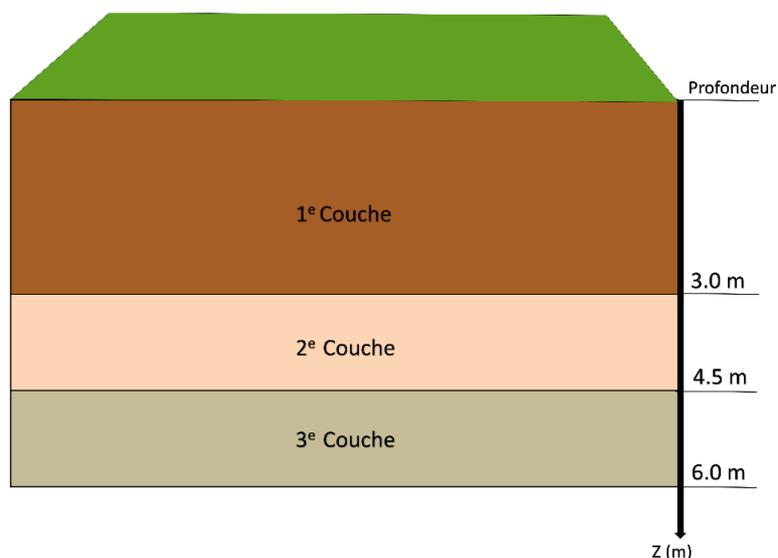
### 4.3.2. Réalisation du forage

Dans le cadre d'une campagne de reconnaissance géotechnique, la réalisation du forage est une source d'informations importantes. Une machine de forage de marque Sedidril, modèle S80 a été employée pour les sondages destructifs utilisés pour les essais pressiométriques (Figure 4.43). La sondeuse est installée sur une remorque routière à un essieu, dont la stabilité du porteur est assurée par deux vérins de calages manuels. La méthode de foration utilisée c'est le forage à la tarière mécanique hélicoïdale continue de diamètre 63 mm. C'est un type des forages en rotation qui ne nécessite pas la boue de forage, utilisé dans les terrains peu consolidés, du type argile, sable argileux, sable et gravier. Les tarières hélicoïdales forent rapidement dans les argiles et les terrains non consolidés à faible profondeur et à vitesse lente. Lorsque cette tarière est visée dans le sol, les débris remontent dans son pas de vis.



**Figure 4.43 : Machine de forage employée dans le cadre des expériences géotechniques in situ**

Comme il est courant dans une étude géotechnique, les débris de forage (ou cutting) permettent au sondeur de pouvoir établir un rapport préliminaire du site en se basant essentiellement sur le constat visuel, son expérience et sa connaissance de la géologie régionale. Cette estimation, « grossière », a permis de constater un dépôt de trois différentes couches du sol sur les six premiers mètres environ (Figure 4.44). L'identification et la classification des sols rencontrés sera discutée dans les paragraphes suivantes.



**Figure 4.44 : Différentes couches des sols rencontrés.**

### 4.3.3. Campagnes des reconnaissances mis en œuvre et planning expérimental

Une campagne de validation du nouvel appareillage pressiométrique sur le site de Chetouane a été planifiée dont plusieurs séries d'essais pressiométriques in situ ont été réalisés. La campagne expérimentale des essais comporte six (06) sondages pressiométriques. La fréquence de mesures dans chaque sondage égale 01 mètre jusqu'à atteindre la profondeur 5 m. Le Tableau 4.3 présenté ci-après, donne un aperçu détaillé de l'ensemble des techniques de reconnaissance mises en œuvre sur le site. L'implantation de l'ensemble des investigations est reportée sur la Figure 4.45.

**Tableau 4.3 : Programme de reconnaissance mis en œuvre sur le site expérimental**

<b>MPMT : Appareillage Ménard classique. NPMT : Appareillage développé. SP : Sondage pressiométrique</b>			
<b>Appareillage</b>	<b>Sondage</b>	<b>Profondeur (m)</b>	<b>Type de Sollicitation</b>
MPMT	SP1	1 à 5 m	Essais monotones selon la norme européenne NF EN ISO 22476-4
	SP2	1 à 3 m	
NPMT	SP3	1 à 5 m	Essais d'expansion à vitesse de chargement constante
	SP4		
	SP5	1 à 5 m	Essais avec boucle de déchargement-rechargement
	SP6	1 à 5 m	Essais multi-cycles

### Implantation des sondages

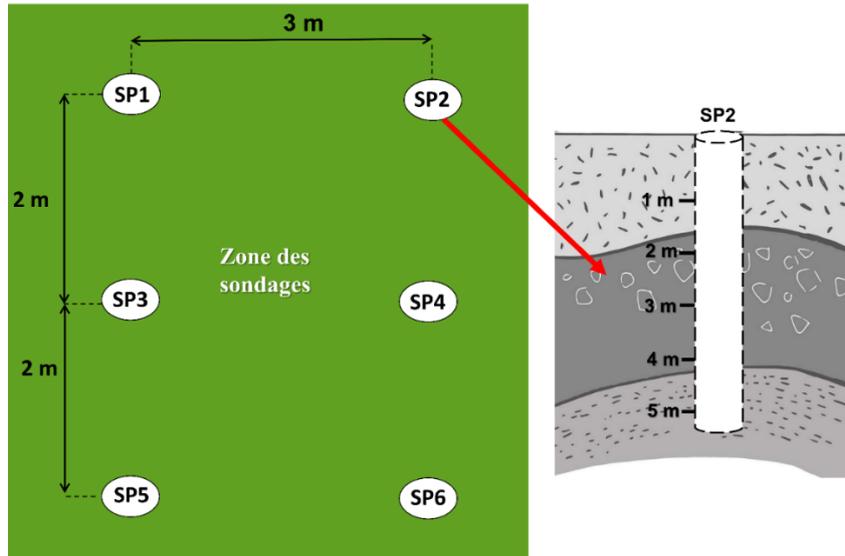


Figure 4.45 : Schéma d'implantation des sondages

#### 4.3.3.1. Essais au pressiomètre Ménard classique - MPMT

Dans un premier temps des essais pressiométriques type Ménard classique ont été réalisés en conformité de la norme Européenne en vigueur NF EN ISO 22476-4 (AFNOR, 2015). L'objectif principal de la réalisation de ces essais est de comparer les résultats obtenus en termes de l'évaluation du module de cisaillement sous des domaines de petites déformations avec celle réalisés avec l'appareillage développé. Le programme de chargement doit être du type de celui représenté sur la Figure 4.46, c'est-à-dire que la pression doit être augmentée par des pas de pression identique et que chaque pression doit être maintenue constante pendant une durée  $\Delta t$  fixée.

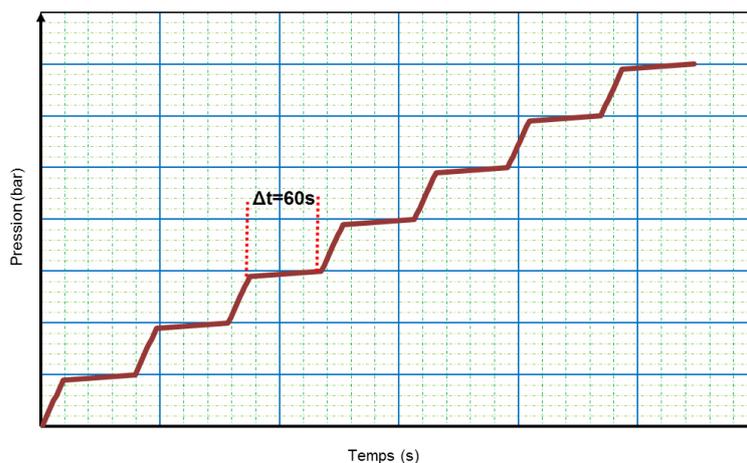
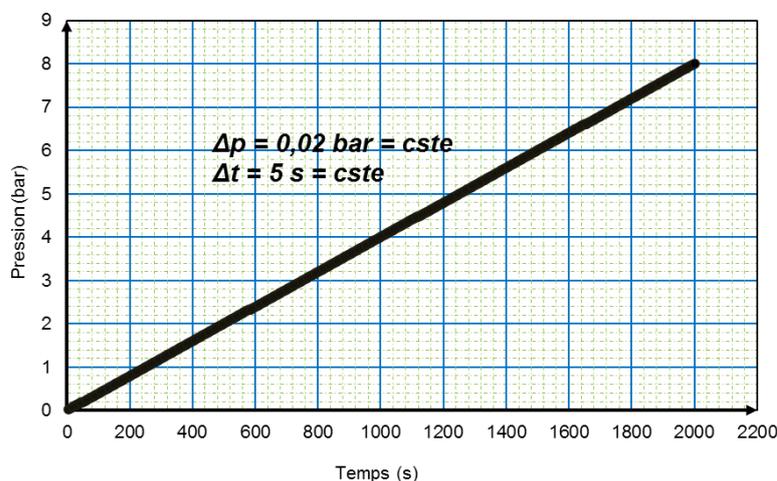


Figure 4.46 : Programme de chargement selon la norme NF EN ISO 22476-4

#### 4.3.3.2. Essais d'expansion à vitesse de chargement constante - NPMT

Des essais de chargement continu ont été réalisés comme proposé par Briaud (1992) ainsi que par le projet de norme européenne de l'essai au pressiomètre autoforeur (CEN,

2012). Ces essais sont effectués avec une vitesse de chargement de 0,02 bar sous une pression constante et un intervalle du temps constant pour déterminer les petites déformations. L'objectif est d'analyser le gain en précision sur le module par l'acquisition d'un nombre de points plus important. La Figure 4.47 présente le programme de chargement d'un essai pressiométrique à vitesse de chargement constante. Les essais à vitesse de chargement constante ont été réalisés dans les deux forages SP3 et SP4.



**Figure 4.47 : Procédure d'essais d'expansion à vitesse de chargement constante**

#### 4.3.3.3. Essais avec boucle de déchargement-rechargement - NPMT

Le développement des essais pressiométriques avec boucle de déchargement-rechargement (essais mono-cycle) réside surtout dans le fait que cette procédure permettrait de mesurer in-situ un module de cisaillement plus représentatif du comportement du sol en petite déformation que l'essai traditionnelle. Dans le cadre de projets d'ouvrages souterrains ou de fondations, la connaissance de ce module est importante pour appréhender le comportement dynamique des sols que ce soit pour des calculs en déformation mettant en œuvre la méthode des éléments finis ou des méthodes analytiques. Dans ce paragraphe, on décrit la méthode d'essai que nous avons suivie pour la réalisation des essais pressiométriques avec boucle de déchargement-rechargement. La Figure 4.48 illustre les notions adoptées et la procédure de chargement suivie.

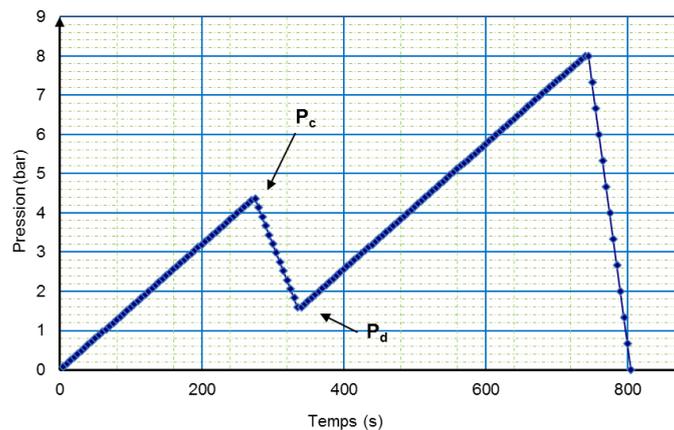
Un essai pressiométrique avec boucle de déchargement-rechargement suit le même principe de chargement que celui de l'essai standard, si ce n'est l'insertion d'une phase de déchargement. L'essai est divisé en trois phases, la première est une phase de chargement monotone sans palier jusqu'à une pression  $P_c$  proche de la pression de fluage ( $P_c \cong P_f$ ). Pendant la deuxième phase est réalisé un déchargement partiel direct, c'est-à-dire sans palier, jusqu'à la pression ( $P_d$ ) donnée par l'inégalité de l'équation (4.7). Combarieu et Canépa (2001) ont écrit qu'il est souhaitable que l'amplitude des déformations soit le plus grand possible, ce qui a été retenu dans la norme expérimentale XP P94-110-2. Puis, la troisième phase consiste

en un rechargement avec des paliers de pression de même amplitude que ceux adoptés lors du chargement, jusqu'à la pression limite  $P_l$  ou jusqu'à la pression maximale possible à atteindre.

$$P_0 < P_d < \frac{P_c}{2} \quad (4.7)$$

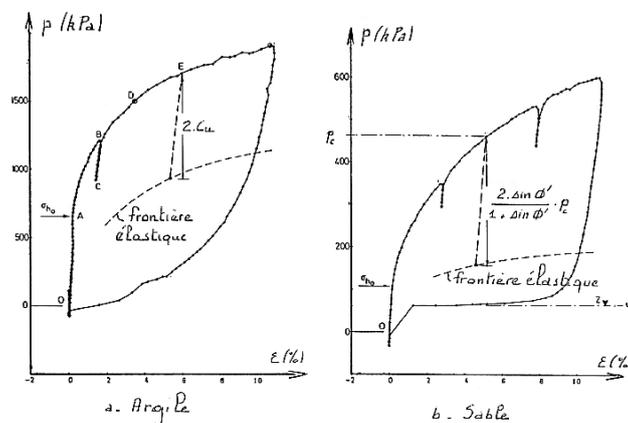
Selon les mêmes auteurs, l'amplitude du cycle ( $P_c - P_d$ ) pour les sols purement cohérent ne doit pas être supérieure à deux fois la résistance au cisaillement non drainée ( $2 \times C_u$ ). Par contre dans le cas d'un sol purement frottant (sable) on utilise l'expression suivante :

$$P_c - P_d \approx P_c * \frac{2 \cdot \sin(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')} \quad (4.8)$$



**Figure 4.48 : Procédure d'essai pressiométrique avec boucle de déchargement-rechargement**

La figure ci-après montre deux courbes types d'expansion pressiométrique avec une boucle de déchargement-rechargement réalisées dans une argile et dans un sable avec un pressiomètre autoforeur. Sur ces figures sont reportés en traits interrompus les courbes qui délimitent la frontière théorique d'un comportement élastique du sol en déchargement. Afin de tester l'appareillage développé à réaliser des essais pressiométriques avec boucle de déchargement-rechargement, cinq essais ont été réalisés dans des conditions réelles répartis sur un seul forage noté SP5.



**Figure 4.49 : Exemple d'essais pressiométriques avec boucles de déchargement-rechargement réalisés au pressiomètre autoforeur (Wroth, 1982)**

#### 4.3.3.4. Essais multi-cycle au nouvel pressiomètre - NPMT

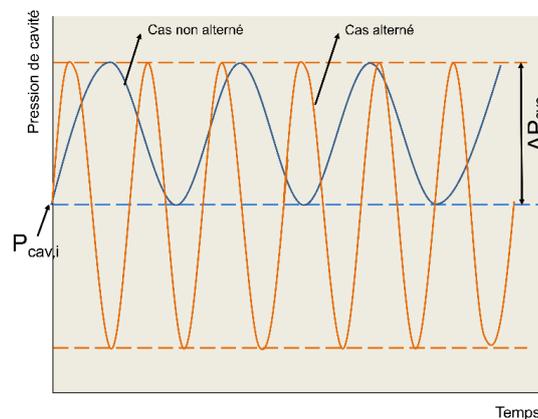
Afin de tester la fiabilité de l'appareillage proposé, des essais multi-cycles ont été menés sur le site expérimental de Chetouane. L'intérêt de réalisation de plusieurs cycles, c'est-à-dire chargement/déchargement des boucles avec le pressiomètre, est apparu très tôt (Baguelin et al., 1981). Cependant, un seul cycle est insuffisant pour identifier l'évolution des caractéristiques du sol sous charge cyclique (Dupla et Canou, 2003). Avec un nombre suffisant de cycles, il est possible d'observer une augmentation du volume ou de la pression interstitielle pour identifier une défaillance représentative de la liquéfaction.

La pression dans la cavité varie suivant un signal donné par l'équation (4.9), ce qui implique un chargement de forme sinusoïdale comme le suggère Dupla et Canou (2003). La variable qui change lors des essais est la pression de demi-amplitude  $\Delta p_{cyc}$ , elle est choisie selon le rapport de la contrainte cyclique (CSR) tel que :

$$p_{cav} = p_0 * (1 + CSR * \sin(\omega t)) ; \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4.9)$$

$$CSR = \frac{\Delta p_{cyc}}{p_{cav,i}} \quad (4.10)$$

La pression initiale  $P_{cav,i}$  utilisée pour démarrer l'essai est définie comme la pression horizontale en place ( $p_0$ ). Elle est estimée par la méthode proposée par Briaud (1992). Le chargement cyclique peut être alterné, ou le déviateur de contrainte cycle entre  $\pm \Delta p_{cyc}$  ou non alterné, si la grandeur asservie ne change pas de signe au cours de la sollicitation. Dans nos essais, on réalise des cycles non alternés, qui sont plus faciles à mettre en œuvre dans la pratique que des cycles alternés et on choisit un nombre représentatif de cycles, soit 30 cycles, qui permettent d'obtenir une partie importante des déformations de la cavité. La Figure 4.50 illustre les paramètres de la sollicitation cyclique.



**Figure 4.50 : Définition des paramètres de la sollicitation cyclique pressiométrique**

On résume les paramètres retenus pour les essais :

- Essai cyclique ; \* Essai à pression contrôlée ; \* Essai non alterné ; \* Niveau de sollicitation  $CSR = 0,8$  ; \* Nombre de cycles = 30

#### 4.3.4. Analyses et interprétations des essais au pressiomètre Ménard - MPMT

Deux sondages pressiométriques Ménard classique ont été réalisés dans notre site SP1 et SP2. Dans la Figure 4.51, il est possible de voir la composition d'un pressiomètre Ménard classique. Il est composé de deux parties principales : la sonde pressiométrique et le contrôleur pression-volume appelé CPV. Ces deux parties sont reliées par des tubulures semi-rigides en plastique. La sonde utilisée au cours de la campagne d'essais, c'est une sonde type G à cellule emboîtées muni d'une membrane avec lamelles métalliques.



**Figure 4.51 : Matériel pressiométrique Ménard classique utilisé pour le site de Tlemcen**

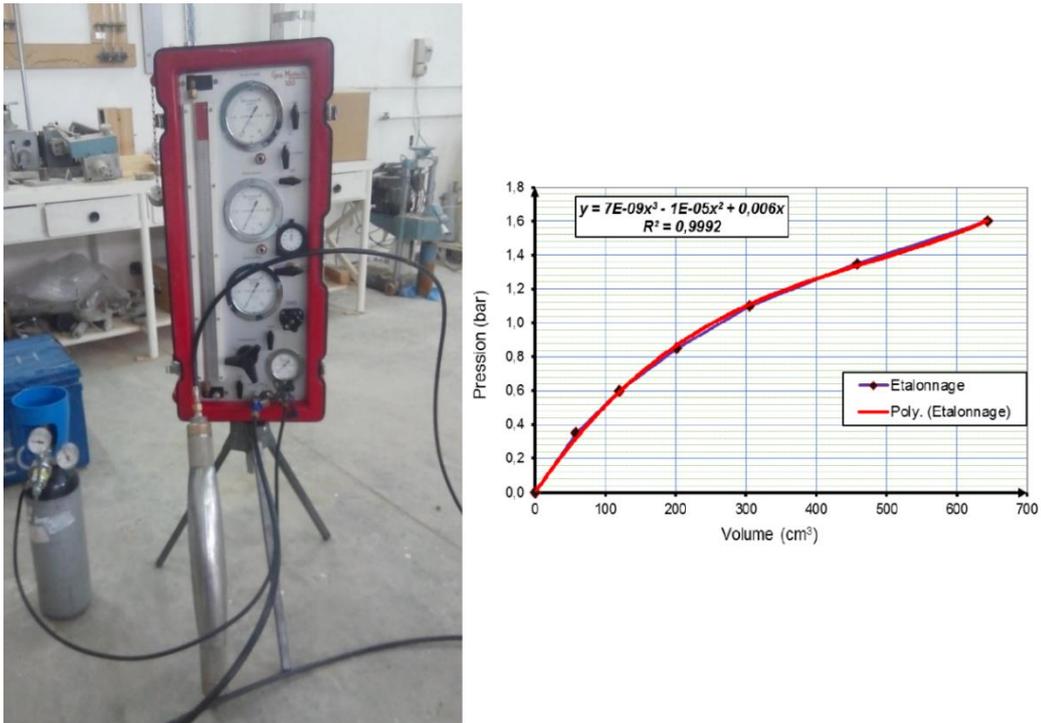
La courbe représentée par les valeurs obtenues sur le terrain par l'opérateur ou enregistrées par l'enregistreur est appelé « courbe brute », on appelle « courbe corrigée » la courbe obtenue après application des corrections sur : l'expansion propre de l'appareillage ; la résistance propre de la sonde (la membrane) ; la charge hydraulique.

##### 4.3.4.1. Résistance propre de la membrane

Chaque type de membrane équipant la cellule centrale de mesure est caractérisé par une résistance propre limite déterminée par un essai d'expansion. Pour déterminer cette résistance la membrane doit être mise en pression par pas de pression ( $\Delta p$ ) de 10kPa (0,1 bar). Chaque pression est maintenue pendant une durée de 60 s. Le volume du liquide  $V_{60}$  injecté en fin de palier est mesuré afin de tracer la courbe :  $V_{60} = f(p)$ . L'essai d'étalonnage de la membrane a été réalisé au laboratoire MDS-Tlemcen selon la procédure indiquée sur la norme NF EN ISO 22476-4. La Figure 4.52 représente la courbe de la résistance propre de la membrane obtenue, ainsi que l'équation d'étalonnage.

Pour des pressions ne dépassent pas 25 bars, la compressibilité de l'eau, la variation de volume du CPV et des gaines sont négligeables par rapport à la compressibilité du sol. Cela n'est plus vrai pour les hautes pressions. A cet effet, nous n'avons pas pris en compte cette

correction due à l'expansion propre de l'appareillage, par contre la correction due à la charge hydraulique est réalisée suivant l'équation (1.2) donnée dans le chapitre 1 de cette thèse.

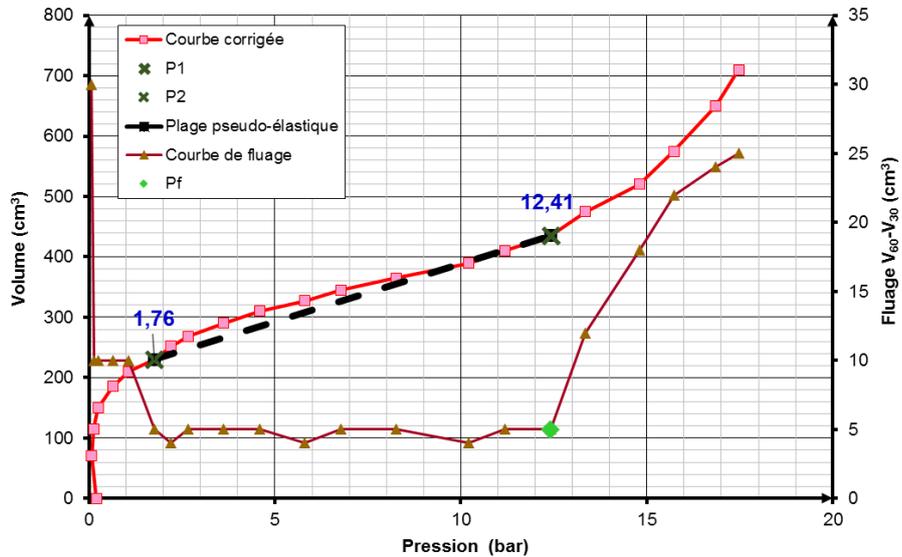


**Figure 4.52 : Réalisation d'un essai de résistance propre de la membrane et sa courbe obtenue.**

#### 4.3.4.2. Résultats sondage SP1

Pendant la réalisation de l'essai en augmentant la pression par paliers de pression égaux, les données de volume et de pression correspondant de la cellule de mesure sont notées pour construire la courbe pressiométrique ou courbe d'expansion (Figure 4.53). En abscisse est indiquée la pression et en ordonnée la variation de volume.

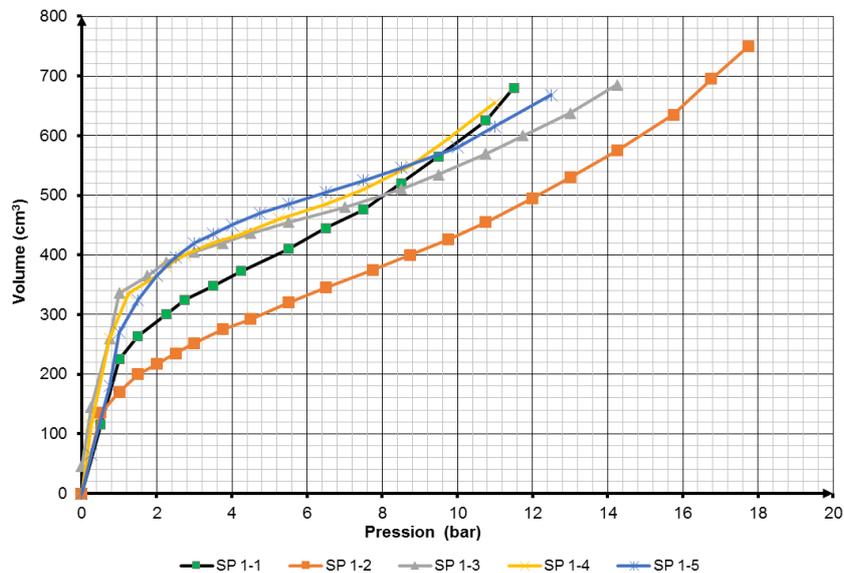
Il est à noter qu'un essai préliminaire a été réalisé le premier jour pour vérifier l'ensemble de la procédure d'essai, et surtout d'évaluer la valeur des paliers de pression qui sera utilisée lors des essais. On présente ci-après un résultat typique (courbe corrigée), on observe une phase initiale de mise en contact de la membrane avec la paroi du forage, La pression mesurée, d'environ 1,76 bar, nous donne directement la valeur de la pression horizontale en place ( $\sigma_{ho}$ ).



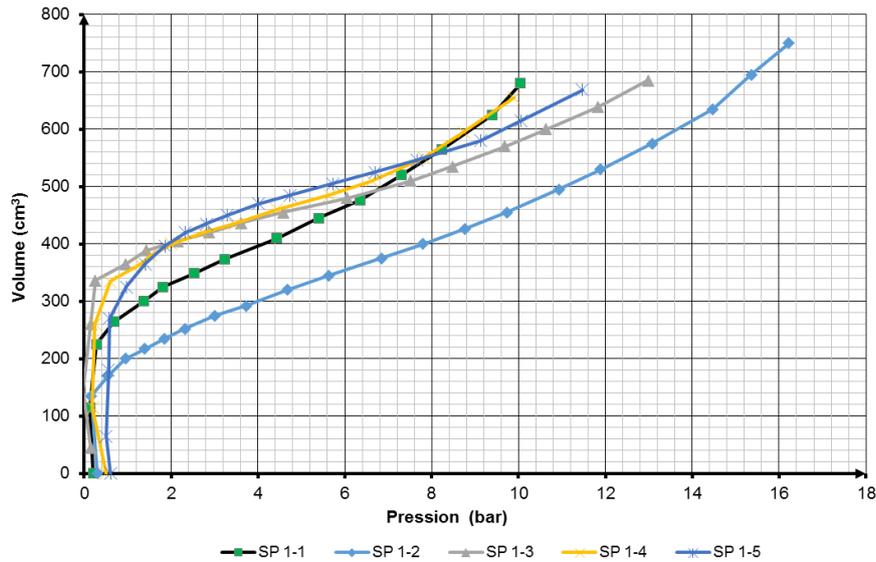
**Figure 4.53 : Courbe pressiométrique Ménérd type - exemple pour calculer les paramètres pressiométriques**

L'analyse de la Figure 4.53 permet de déterminer trois phases distinctes de l'essai. La première phase correspond à une remise en contact entre la sonde et la paroi du forage. La deuxième correspond à la déstructuration progressive du massif qui se rapproche d'une déformation linéaire qui permet de ce fait le calcul du module pressiométrique Ménérd ( $E_M$ ), dans un intervalle délimité par deux valeurs particulières de pression ( $p_1$  et  $p_2$ ) correspondant sensiblement, pour la première, à la pression horizontale des terres au repos  $\sigma_{h0}$  et pour la seconde, à la pression de fluage pressiométrique  $p_f$ . Au-delà du point de fluage, la courbe tend rapidement vers une asymptote donnant la pression limite de rupture du sol ( $p$ ).

Dans ce qui suit, nous présentons que de la mesure du module de cisaillement  $G$ , qu'est en relation directe avec le module pressiométrique Ménérd  $E_M$ . Les résultats obtenus sont exposés ici suivant la profondeur de réalisation.



**Figure 4.54 : Courbes pressiométriques Ménérd brutes**



**Figure 4.55 : Courbes pressiométriques Ménéard corrigées**

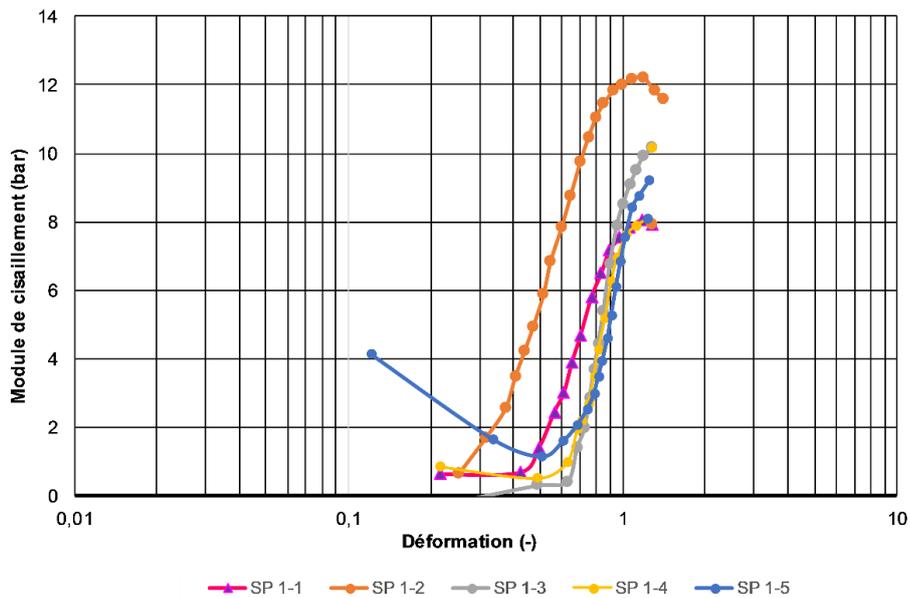
Le module de cisaillement  $G$  du sol est mesuré directement par l'expression suivante :

$$G = \frac{\Delta p}{\frac{\Delta V}{V_0}} \tag{4.11}$$

Où

$\Delta p$  est la variation de la pression appliquée au bord de la cavité ;  $\Delta V$  est la variation du volume de la cavité correspondant à  $\Delta p$  ;  $V_0$  est le volume de la cavité initiale

Cette relation suppose un comportement élastique linéaire isotrope du sol dans lequel l'essai est réalisé. Ce n'est bien sûr pas le cas. Ce type de relation est néanmoins encore appliqué pour l'exploitation courante des essais pressiométriques.



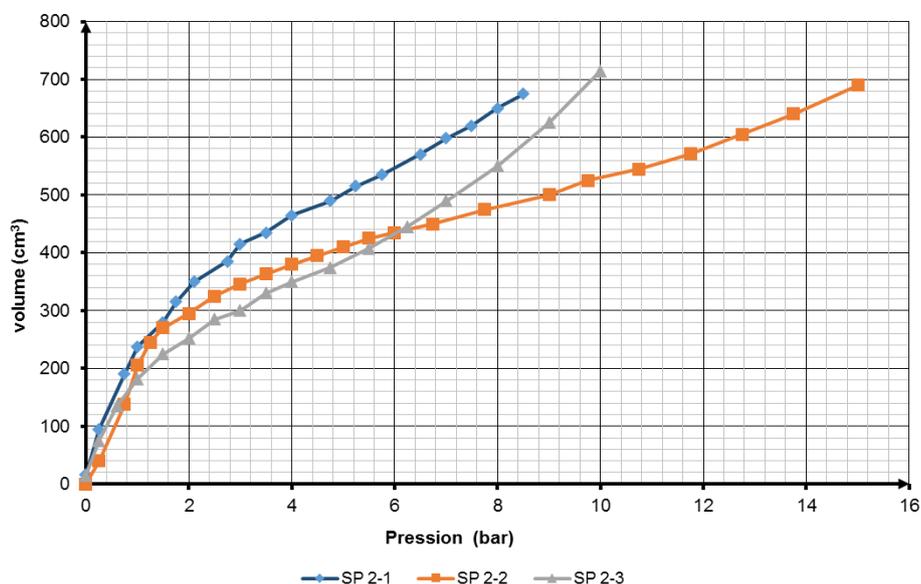
**Figure 4.56 : Courbes d'évolution des modules de cisaillement en fonction de la déformation, sondage SP1.**

La Figure 4.56 montre l'évolution des modules de cisaillement en fonction de la déformation pour l'ensemble des essais effectués dans le sondage SP1. Elle met en évidence les points suivantes :

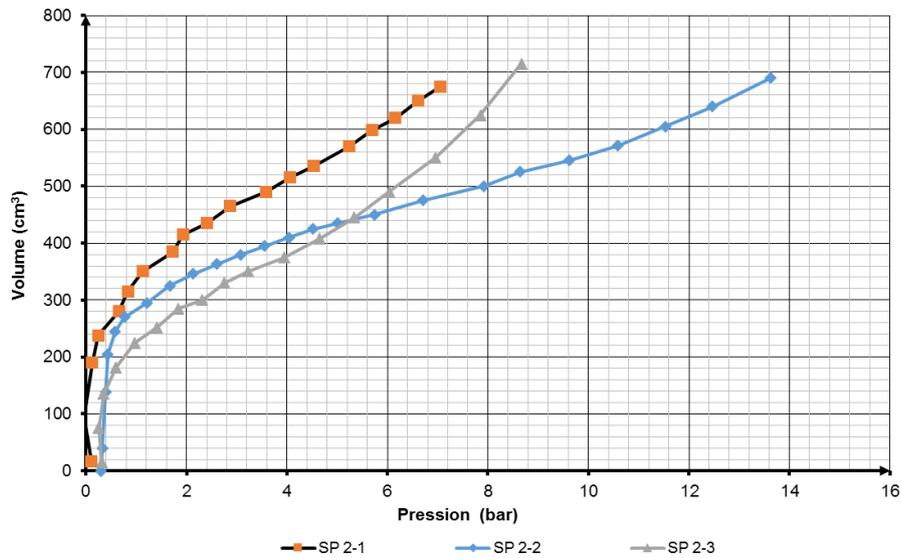
- La variation de  $G$  en fonction de la déformation est pratiquement la même pour l'ensemble des essais réalisés,
- Il n'y a pas dans les sols un seul module de cisaillement, mais une infinité selon la plage des efforts dans laquelle on travaille,
- L'existence d'un domaine de grandes déformations correspondant à des déformations supérieures à  $1.10^{-1}$  où le sol approche de la rupture et les modules de cisaillement sont très faible, de l'ordre de 12 bars,
- Les modules de cisaillement que l'on trouve dans la Figure 4.56, sont tout à fait inacceptables et sous-estiment les propriétés du sol,
- Il est clair que lorsqu'on s'intéresse aux déplacements associés à de petites déformations du sol (typiquement inférieures à  $1.10^{-2}$ ), les modules de cisaillement Ménard ne peuvent être considérés comme représentatif du comportement du sol.

#### 4.3.4.3. Résultats sondage SP2

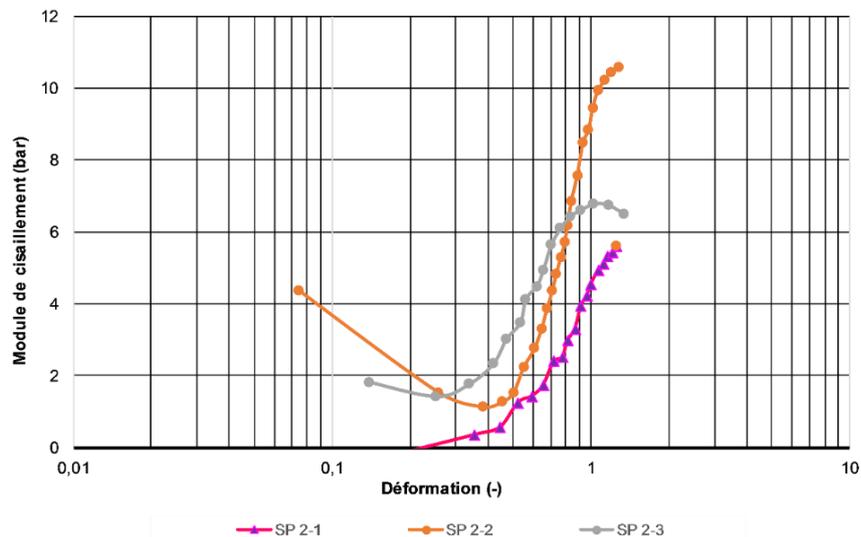
Les figures 4.57 et 4.58 exposent les courbes brutes et corrigées pour les essais réalisés aux différentes profondeurs de la sondage SP2.



**Figure 4.57 : Courbes pressiométriques Ménard brutes**



**Figure 4.58 : Courbes pressiométriques Ménard corrigées**



**Figure 4.59 : Courbes d'évolution des modules de cisaillement en fonction de la déformation, sondage SP2.**

Les modules de cisaillement des sols sont fonction du niveau de déformation. D'après les deux figures 4.56 et 4.59, on constate que c'est très difficile de déterminer la variation de ces modules des petites aux grandes déformations avec le matériel et le protocole Ménard standard. Au-delà de l'absence de procédures d'essai spéciales, les problèmes les plus critiques pour l'obtention des modules de cisaillement en petites déformations provenaient des limitations des appareils Ménard classique existants.

#### **4.3.5. Analyses et interprétations des essais au pressiomètre proposé - NPMT**

Les études expérimentales menées in situ à Tlemcen et sur le site de Chetouane sont des essais de validation en conditions réelles du pressiomètre développé. Ces études expérimentales ont eu pour objectif de valider la mise au point du pressiomètre proposé en vérifiant le fonctionnement du système des capteurs, d'acquisition et de pilotage de l'essai.

Nous représentons sur la Figure 4.60 le montage réalisé pour créer le poste de travail. Il s'agit du diagramme fonctionnel du réseau pneumatique et électrique permettant la réalisation des différentes tâches de l'essai pressiométrique.



Figure 4.60 : Vue de la mise en œuvre de l'appareillage sur le site

La sonde pressiométrique est mise en place dans un forage réalisé préalablement, de diamètre  $d_t$  tel que :

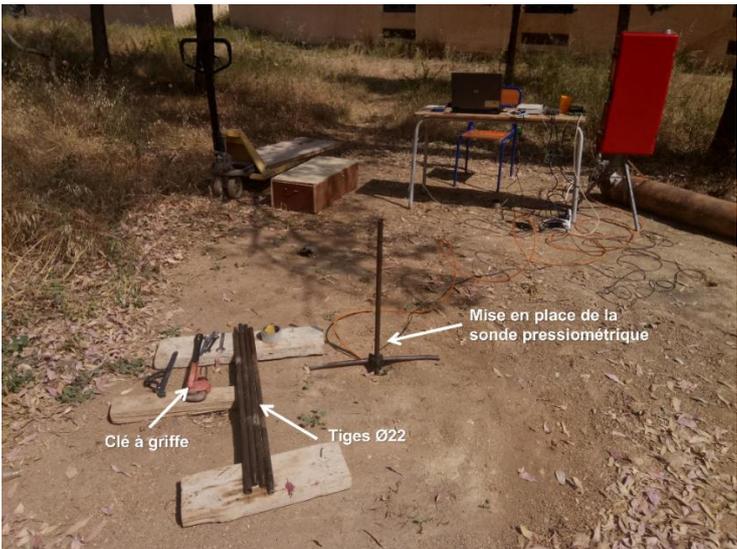
$$d_t < 1,15 d_s \tag{4.12}$$

Avec :  $d_s$  diamètre extérieur maximal de la cellule centrale.

Une vue plus détaillée est représentée sur la Figure 4.61, où l'on peut voir la phase de la mise en place de la sonde pressiométrique.



a)



b)

Figure 4.61 : a) Sonde pressiométrique assemblée et connectée au boîtier d'acquisition ; b) Insertion de la sonde pressiométrique à la profondeur d'essai

#### 4.3.5.1. Essais d'expansion à vitesse de chargement constante

Une fois la sonde pressiométrique descendu à la profondeur voulue, les étapes de l'essai s'inspirent de protocole de chargement cité dans le paragraphe 4.3.5.2. Le dépouillement des résultats acquis à l'aide du logiciel NI SignalExpress se fait à l'aide du logiciel de bureautique Microsoft Excel. Les résultats bruts des essais pressiométriques, c'est-à-dire sans tenant en compte la résistance propre de la membrane, sont présentées dans les Figure 4.62 et 4.63 sous la forme de courbes pression-déformation. La déformation radiale du sol est exprimée par la déformation de la cavité  $\epsilon_r$ , qui est le changement du rayon de la cavité ou de membrane ( $\Delta R$ ) divisé par son rayon initial ( $R_0$ ), et la pression c'est la pression cellulaire appliquée au moyen d'une membrane remplie d'air, mesurée par un capteur de pression. Les données ont été enregistrées toutes les 1 seconde pour observer de plus près l'expansion de la cavité. Chaque figure ci-dessous se réfère à un essai effectué pour une profondeur.

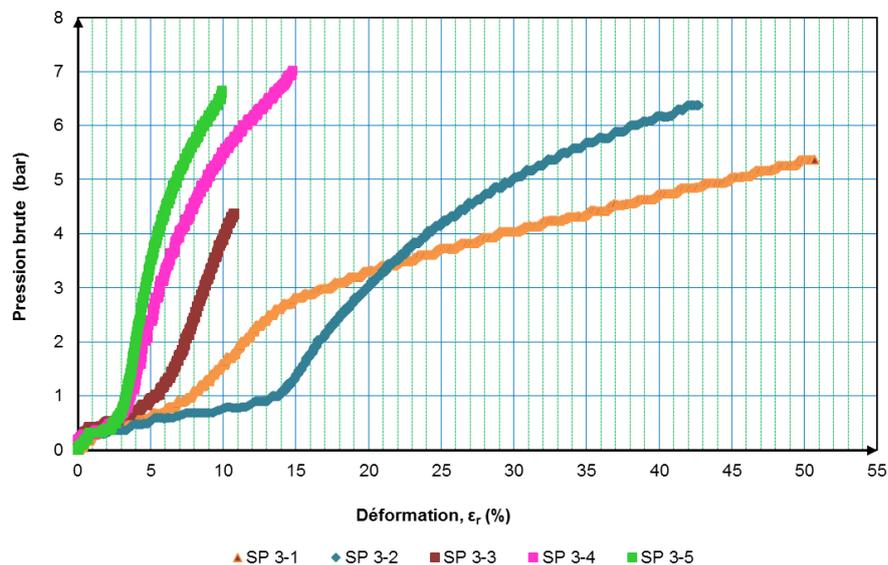


Figure 4.62 : Courbes pressiométriques brutes obtenus dans le sondage SP3

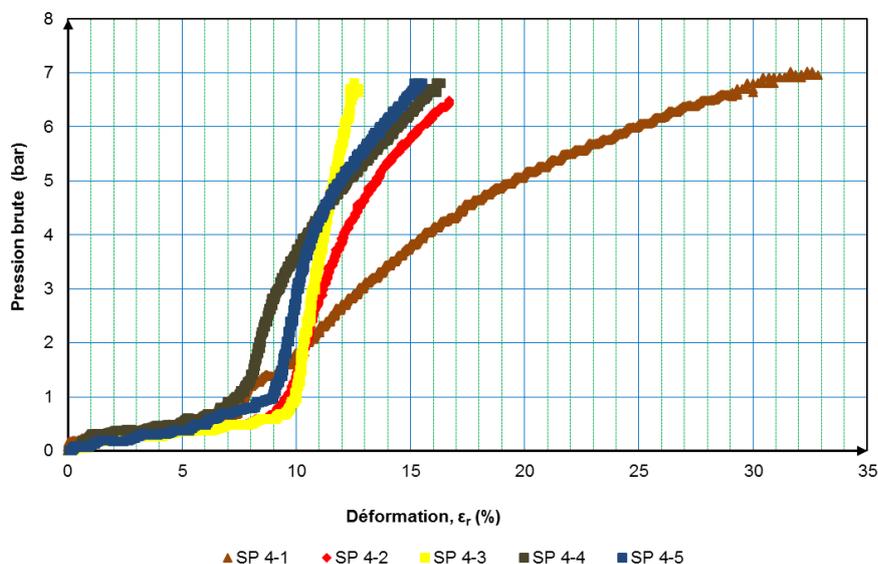
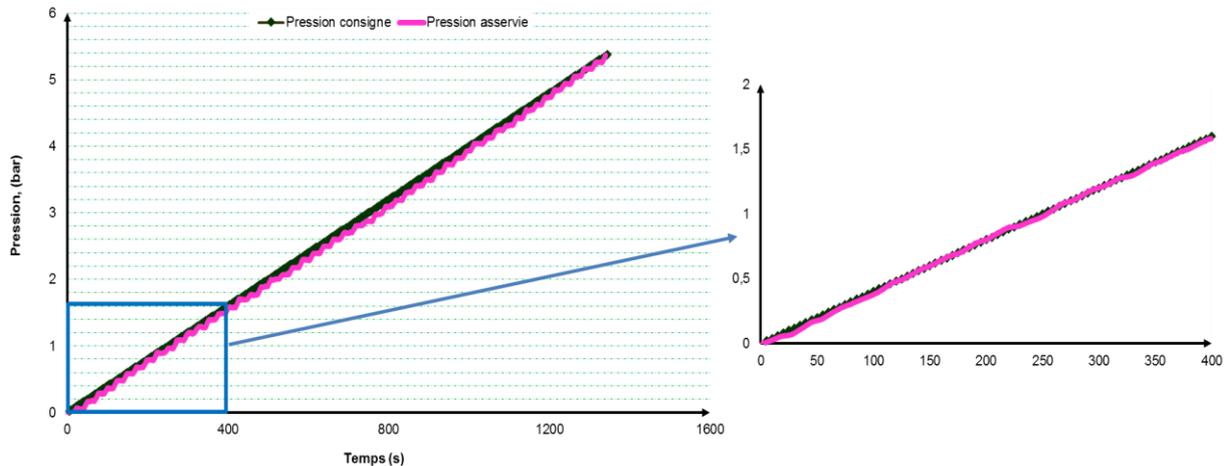


Figure 4.63 : Courbes pressiométriques brutes obtenus dans le sondage SP4

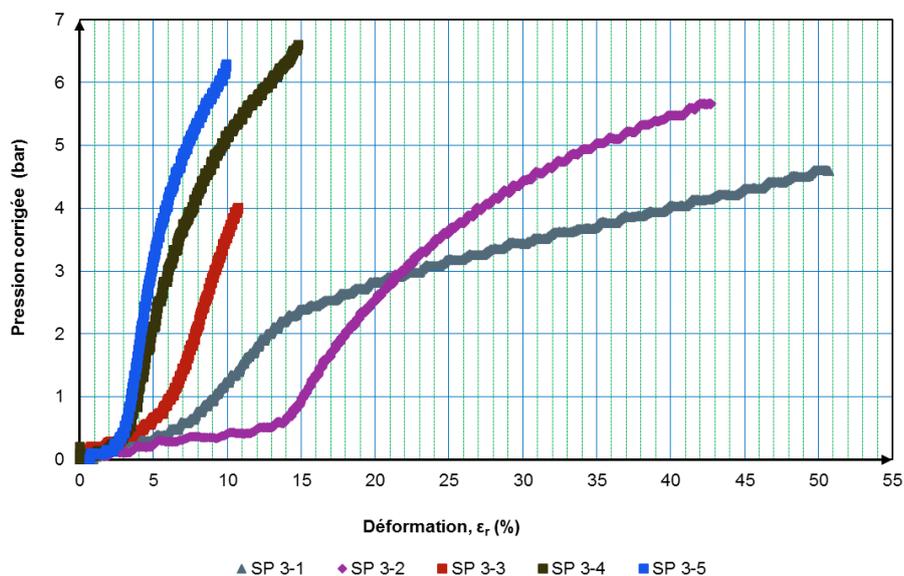
On a pu vérifier sur la Figure 4.64, que la pression mesurée est très proche du signal de consigne, ce qui confirme que le Protocol d'asservissement développé fonctionne très bien. Si on fait un zoom sur la première phase de la Figure 4.64, on observe que l'asservissement répond très bien à la commande.



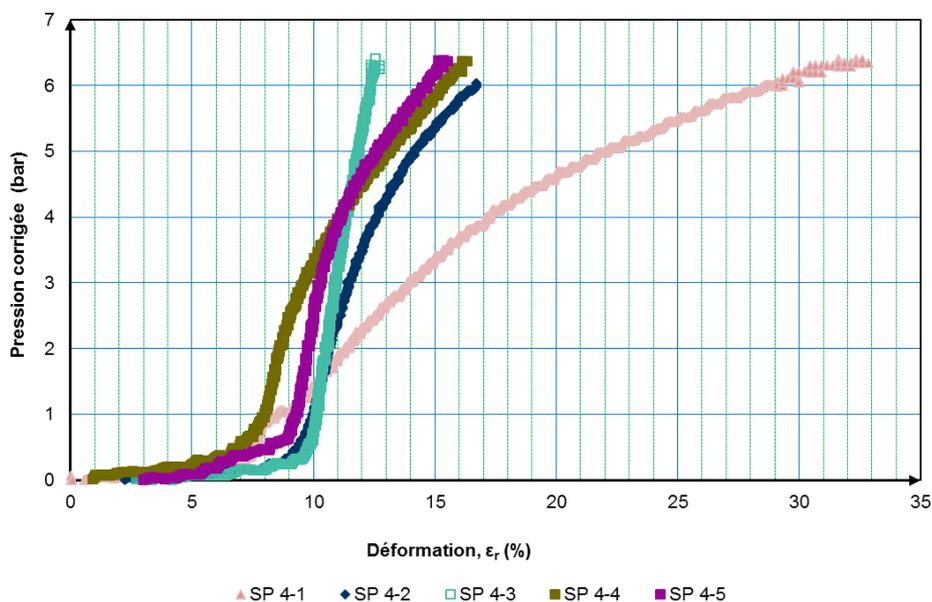
**Figure 4.64 : Comparaison du signal de consigne et de la mesure pour le cas de chargement continu à vitesse constante.**

Contrairement à l'appareillage Ménard classique, le pressiomètre décrit dans cette thèse utilise un système pneumatique plutôt qu'un système hydraulique. C'est-à-dire que la pression est appliquée au moyen d'une membrane remplie d'air et les déplacements sont mesurés directement à l'aide d'un palpeur de mesure, plutôt que de déduire les déplacements à partir des changements de volume mesurés. A cet effet, il n'y a pas de correction due à la charge hydraulique, ni de correction due à l'expansion propre de l'appareillage. La contrainte exercée par la membrane sur le sol est la pression mesurée par le capteur de pression après correction en tenant en compte seulement de la rigidité de la membrane. Cette correction est réalisée suivant l'expression (4.1). Les courbes des essais d'expansion des sondages SP3 et SP4, corrigées de la raideur de la membrane sont présentées sur les figures suivantes (Figure 4.65 et 4.66). On remarque que la correction est moins importante, elle dépend de type de la membrane utilisée.

L'allure générale des courbes pressiométriques obtenus est remarquablement proche des courbes pressiométriques habituelles avec l'apparition de trois parties distinctes : une première 1) correspondant à la mise en contact de la membrane sur la paroi du forage et la recompactions du sol, 2) la deuxième phase approximativement linéaire traduit un comportement pseudo-élastique du sol, et 3) une troisième partie caractérisant le passage à la plasticité ou le sol rapproche de la rupture.



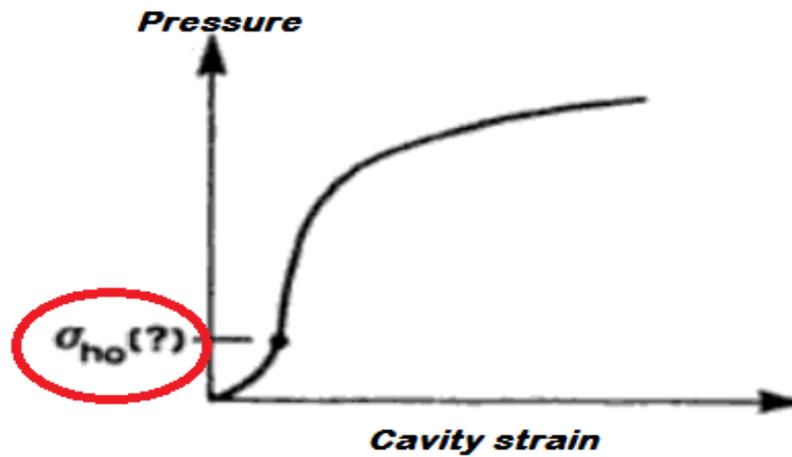
**Figure 4.65 : Courbes pressiométriques corrigées obtenus dans le sondage SP3**



**Figure 4.66 : Courbes pressiométriques corrigées obtenus dans le sondage SP4**

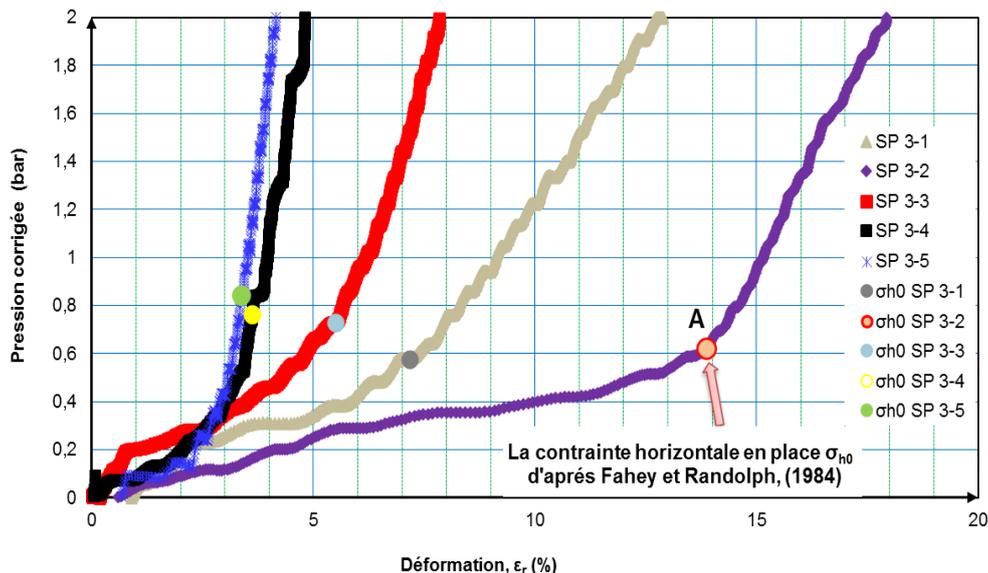
Dans les essais in-situ avec pressiomètre à forage préalable, il est difficile de déterminer le "contact" exact de la sonde pressiométrique avec le sol avoisinant. Alors, la question posée : c'est comment savoir quelles valeurs représentent les "petites plages de déformation" des sols?

Le "contact" exact de la sonde pressiométrique et du sol environnant est connu sous le nom de la contrainte horizontale en place  $\sigma_{ho}$ . Les résultats des essais pressiométriques sont généralement de la forme de la Figure 4.67. Comme un forage préalable est nécessaire pour l'installation de la sonde, des perturbations sont induites dans le sol environnant. La première partie de la courbe d'expansion montre la pression qui doit être appliquée pour pousser la membrane en contact avec le sol ( $\sigma_{ho}$ ). La connaissance de cette pression  $\sigma_{ho}$ , nous permet de soustraire cette partie de pression de contact de la réponse totale du sol. Cela nous permet de connaître avec précision les valeurs de la petite plage de déformation des sols réelles.



**Figure 4.67 : Courbe d'expansion type d'un essai pressiométrique avec forage préalable**

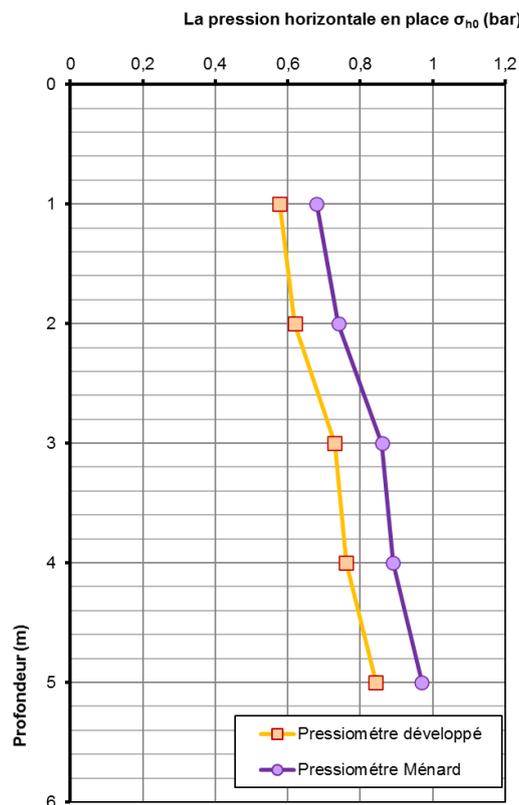
Un agrandissement d'échelle de la Figure 4.65 permet de distinguer avec précision la première partie de mise en contact de la sonde avec le sol. La contrainte horizontale en place  $\sigma_{ho}$  a été déterminée par la méthode donnée par Dendy (1978) ; Fahey et Randolph (1984). La contrainte horizontale en place se trouve sur la première partie de la courbe pressiométrique au point de courbure maximale (point A sur Figure 4.68). Avant le point A, le sol est recomprimé, après le point A, le sol est sollicité dans le comportement vierge. La détermination du point A est relativement facile si le forage est correctement préparé et est difficile si les parois du trou de forage sont perturbées par le processus de forage. Selon Briaud (1992) ; Roy et Chi Thien (1987) l'utilisation d'un forage à sec permet une meilleure estimation de  $\sigma_{ho}$ , le fluide de forage limitera la détermination de la contrainte horizontale.



**Figure 4.68 : Agrandissement d'échelle des résultats d'essais de sondage SP3 et méthode de détermination de la contrainte horizontale totale in situ  $\sigma_{ho}$**

La Figure 4.69 représente pour le site de Tlemcen les profils de la pression horizontale totale in situ  $\sigma_{ho}$  obtenues au moyen du pressiomètre Ménard classique et à l'aide de pressiomètre développé pour les sondages SP3 et SP1. Les essais au pressiomètre classique

ont été effectués avec toutes les précautions imposées par la norme ISO 22476-4. On constate que les résultats des essais sont assez groupés, mais que l'incidence du système de mesure de la pression et de déformation dans le pressiomètre classique est relativement élevée. Il faut se garder de considérer la valeur de  $p_0$  ainsi obtenue comme représentative de la pression totale horizontale  $\sigma_{h0}$  : cette valeur est presque toujours supérieure à la pression mesurée au pressiomètre développé. On observe que  $\sigma_{h0}$  augmente quasi linéairement avec la profondeur. La valeur moyenne de  $\sigma_{h0}$  croît de 57,7 kPa à 84,3 kPa respectivement entre 1 et 5 m de profondeur pour l'appareillage développé. Par contre l'augmentation est plus importante de 68 kPa à 97 kPa pour la technique Ménard classique.



**Figure 4.69 : Profil de contrainte horizontale totale in situ et comparaison des résultats au pressiomètre Ménard et pressiomètre développé – site de Tlemcen**

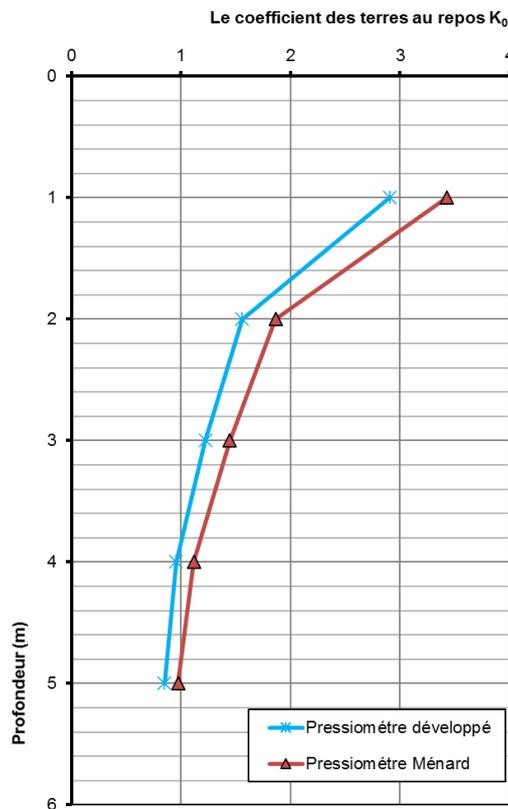
Connaissant le poids spécifique du matériau obtenu à partir de carottes, on peut en déduire le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  en utilisant la formule (4.13). Comme il est schématisé dans Figure 4.70, on constate que le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  déterminé avec notre appareillage oscille autour d'une valeur presque toujours inférieure à celle obtenue avec l'appareillage Ménard. Les écarts étant d'autant plus importants que le sol est lâche, ce qui se passe en particulier en surface.

$$K_0 = \frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{v0}} \quad (4.13)$$

Jusqu'à ces dernières années le problème de la détermination des pressions horizontales naturelles était abordé par le biais du coefficient  $K_0$ , seul paramètre pouvant être appréhendé

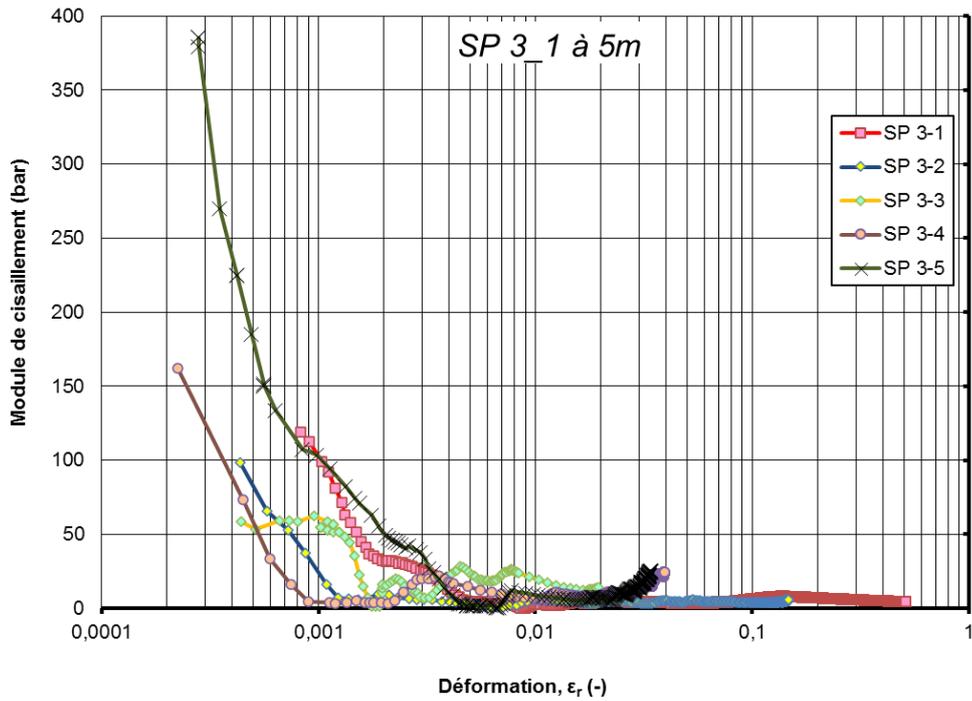
par les essais de laboratoire (appareil triaxial) et le pressiomètre autoforeur. La mise au point d'une nouvelle méthode pour l'étude des sols, permet aujourd'hui d'apporter une solution à ce problème difficile de point de vue expérimentation. L'appareillage pressiométrique développé dans cette étude, nous a permis d'obtenir les pressions horizontales de terres et les coefficients  $K_0$  correspondants avec précision en comparaison à l'appareillage Ménard classique.

Les profils du coefficient  $K_0$  et la contrainte horizontale totale in situ  $\sigma_{h0}$  pour les sols de notre site d'étude correspondent à celles données par Clarke (1995) ; Marsland et Randolph (1977) pour l'argile de Londres et également à celles données par Bruzzi et al. (1986) pour les sables du fleuve Pô italien.

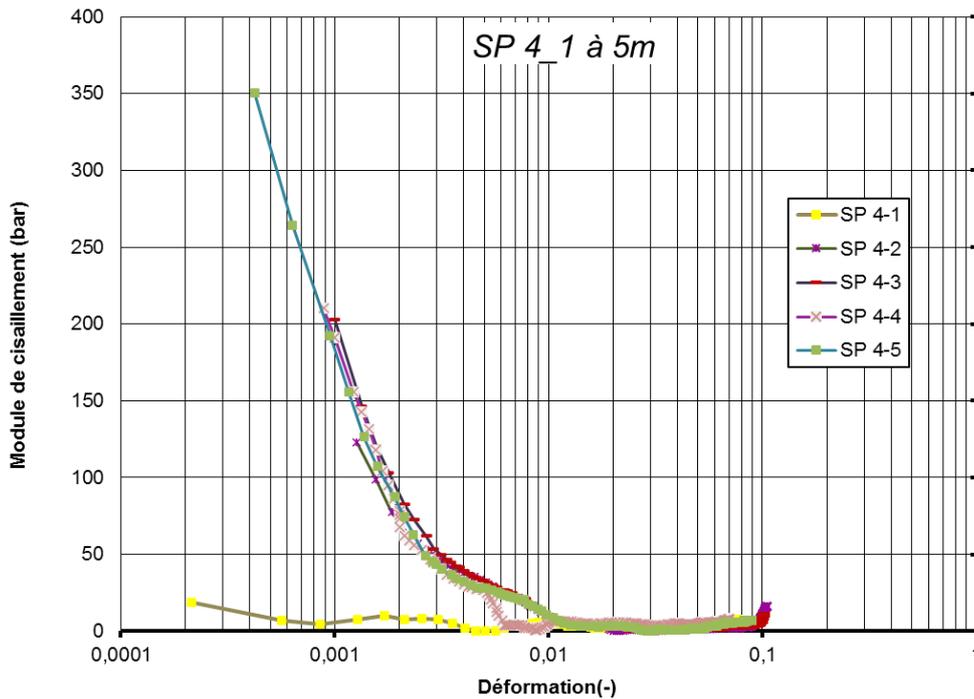


**Figure 4.70 : Variation du coefficient  $K_0$  avec la profondeur - comparaison avec pressiomètre Ménard classique.**

L'étude de la variation de la rigidité du sol a été réalisée par la détermination des modules de cisaillement  $G$  à partir des courbes pressiométriques obtenus. Le module de cisaillement  $G$  est directement calculé à partir de la courbe pressiométrique, à différents niveaux de déformation avec l'équation (4.3). Les Figure 4.71 et 4.72 présentent la variation des modules de cisaillement en fonction de la déformation et de la profondeur testée, pour nos essais des sondages SP3 et SP4.



**Figure 4.71 : Courbes de dégradation des modules de cisaillement en fonction de la déformation du sol, sondage SP3.**



**Figure 4.72 : Courbes de dégradation des modules de cisaillement en fonction de la déformation, sondage SP4.**

On retrouve sur ces profils les écarts observés sur les modules de cisaillement entre les différentes profondeurs, on attribue ce phénomène à la mise en place de la sonde, au remaniement du sol qu'influe beaucoup sur ces valeurs et au type de sol rencontré. Nous avons trouvé presque les mêmes résultats pour les deux sondages d'essais, sauf pour le SP 4-1, les valeurs sont plus petites que celle de SP 3-1, ce qui peut être lié à la variabilité spatiale et aux

erreurs de mesure. Nous remarquons que les essais avec notre appareillage développé ont permis de déterminer des modules de cisaillement dans la zone de petites déformations correspondant à un intervalle de déformation compris entre  $10^{-2}$  à  $10^{-4}$  où  $G$  varie fortement avec la déformation. Au-delà de 4 m de profondeur, les modules de cisaillement sont de l'ordre de 35 à 40 MPa. Nous observons aussi que le module de cisaillement diminue avec la déformation, avec une pente plus grande en petites déformations et moins grande en grandes déformations pour atteindre son asymptote. La richesse de ces courbes de dégradation se manifeste par la grande quantité d'informations qu'on peut obtenir pour chaque essai dans l'intervalle de petites déformations de  $10^{-2}$  à  $10^{-4}$ . Les essais présentent des courbes de résultats qui ressemblait sensiblement à ce que nous espérions obtenir.

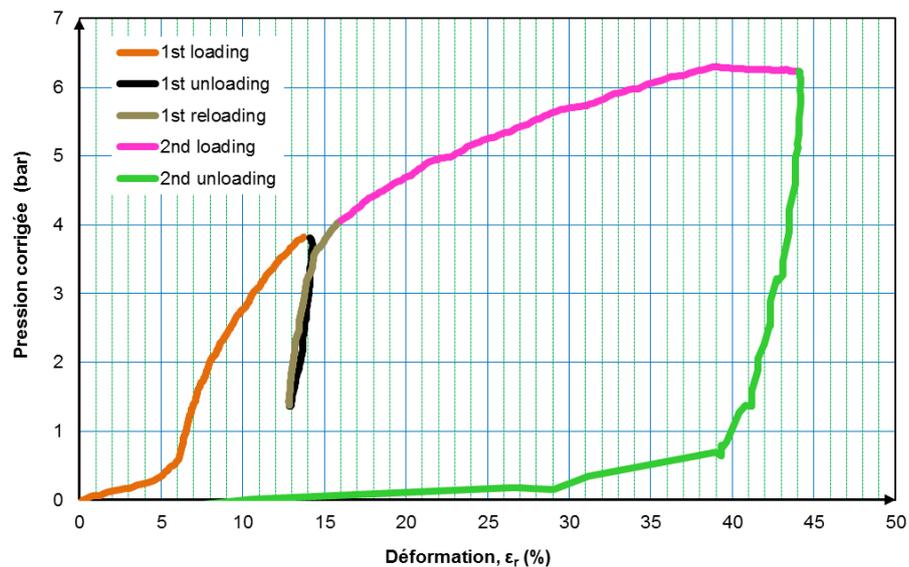
Nous pouvons donc dire à la vue des résultats que le mode opératoire de chargement continu à vitesse constante, comme proposé par Briaud (1992) ainsi que par le projet de norme européenne de l'essai au pressiomètre autoforeur (CEN, 2012) est assez fiable. Celle-ci est traduit par le gain en précision sur le module par l'acquisition d'un nombre de point plus important. Les résultats ont démontré que l'appareillage pressiométrique proposé donne des courbes de dégradation des modules de cisaillement des sols, qui couvrent le domaine allant des petites jusqu'aux grandes déformations sous un chargement continu.

Des essais avec boucle de déchargement-rechargement sont présentés dans le paragraphe suivant. Un des objectifs de ces essais est de tester notre appareillage à réaliser des essais cycliques dans des conditions réelles.

#### 4.3.5.2. **Essais avec boucle de déchargement-rechargement**

Il a paru nécessaire pour valider l'utilité pratique de notre appareillage de tester in situ différentes mode opératoires. Pour cela, le sondage SP5 fait l'objet d'essais cycliques à l'aide de l'appareillage développé, dont le principe n'est pas une nouveauté. En effet, dès 1966, Louis Ménard a introduit cette procédure, en indiquant que le module pressiométrique mesuré sur un cycle, est pratiquement identique au module élastique ou de microdéformation. Il suggère d'utiliser ce module pour étudier le comportement des sols sous machines vibrantes (Ménard et Lambert, 1966).

Le mode opératoire de l'essai se déroule en respectant les phases successives mentionnées dans le paragraphe 4.3.5.3. Cinq essais avec cycle de déchargement-rechargement ont été réalisés dans le sondage SP5. La Figure 4.73 montre un résultat typique obtenu lors d'un essai pressiométrique avec boucle de déchargement-rechargement. On s'intéresse uniquement ici à l'exploitation d'un seul essai mono-cycle, pour justifier la possibilité de l'appareillage à réaliser des essais cycliques. Le dépouillement des résultats des essais sera présenté par la suite.



**Figure 4.73 : Courbe pressiométrique corrigée avec boucle de déchargement-rechargement obtenue dans le sondage SP 5-2.**

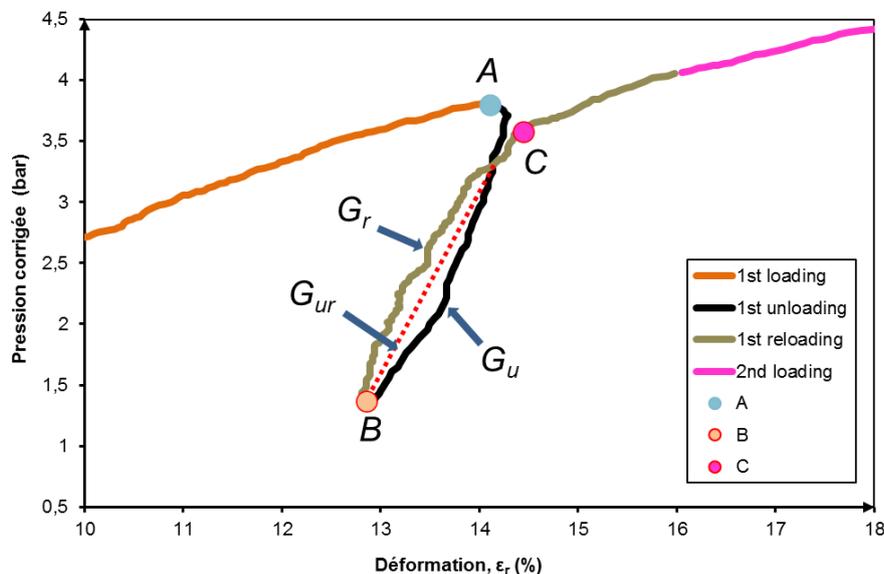
La détermination du module de cisaillement (rigidité du sol) est la tâche la plus importante dans les essais pressiométriques. Ce module ( $G$ ) est un paramètre très important dans les conceptions géotechniques. Pour la détermination du module  $G$ , les petites boucles de décharge-recharge peuvent être effectuées dans la plage élastique comme le propose Wroth (1982). Différents types de modules sont déterminés à partir d'un essai pressiométrique avec boucle de déchargement-rechargement.

Un module de cisaillement  $G_{ur}$  est calculé à partir de la pente de la ligne joignant les sommets de la boucle. La pente de la ligne est égale à 2 fois le  $G_{ur}$  (Bellotti et al., 1989 ; Clarke, 1995). Le sommet supérieur de la boucle (point A) indique les valeurs maximales de pression et de déformation pour la détermination d'un module sécant de décharge  $G_u$  (unload) et le sommet inférieur de la boucle (point B) indique les valeurs minimales de pression et de déformation pour le calcul d'un module sécant de rechargement  $G_r$  (reload). Les modules sécants  $G_u$  et  $G_r$  ont été déterminés à partir des portions de déchargement ( $p_A - p_B$ ) et de rechargement ( $p_B - p_C$ ) de la boucle dont la méthode est présentée à la Figure 4.74.

Le module Ménard classique mesuré correspond au profondeur 2m de sondage SP 1, est de l'ordre de 12,19 bars. Cependant, les modules  $G_{ur}$ ,  $G_u$  et  $G_r$  de la boucle de décharge-recharge sont 6 à 8 fois supérieurs aux modules pressiométriques Ménard classique  $G_M$ , et ont des valeurs de l'ordre de 69,30 à 96,73 bars. Ces résultats sont en accord avec les constats de Ménard et Lambert (1966) et Combarieu et Canépa (2001).

Si le module Ménard classique  $G_M$  est acceptable pour certains calculs (par exemple, l'estimation du tassement des petites fondations sous leur charge de service), il ne peut être appliqué sans réflexion à n'importe quel problème. Notamment, il est clair que lorsqu'on s'intéresse aux déplacements associés à de petites déformations du sol (typiquement inférieures à  $10^{-2}$ ), le module pressiométrique Ménard  $G_M$  ne peut être considéré comme représentatif du comportement du sol.

D'après Hughes (1982); Wroth (1982); Powell et Uglow (1985); Houlsby et Withers (1988); Lacasse et al. (1990), lorsqu'une mauvaise méthode de forage entraîne un remaniement important du sol, les modules de cisailment cycliques  $G_{ur}$ ,  $G_u$  et  $G_r$  semblent moins sensibles à ce remaniement que les modules pressiométriques traditionnels.



**Figure 4.74 : Boucle de déchargement-rechargement montrant les lignes pour calculer le  $G_u$ ,  $G_r$  et  $G_{ur}$ .**

On retiendra en conclusion que la procédure d'essai préconisée avec le matériel pressiométrique développé, permet d'obtenir des modules cycliques pressiométriques fiables complétant la panoplie des paramètres géotechniques. Ces derniers sont susceptibles d'être directement utilisés pour le calcul en déplacement de certains ouvrages géotechniques. On peut noter aussi que l'acquisition automatique des mesures de pression et de déformation est un facteur important de la qualité des essais pressiométriques avec cycle.

Enfin rappelons que l'étude présentée s'inscrit dans le cadre d'une recherche plus vaste portant sur le comportement des sols sous sollicitations cycliques, et le problème de liquéfaction. Pour cette raison l'application réelle du module cyclique pressiométrique au calcul des ouvrages n'a pas été traitée dans cette thèse. On peut néanmoins affirmer dès à présent que, moyennant certaines conditions d'application, l'utilisation directe du module cyclique comme module d'Young donne de bons résultats et s'avère être largement suffisant pour le calcul des déplacements de certains types d'ouvrages géotechniques. Des calculs prometteurs des projet réelles seront réalisés et validés. Ceci fera l'objet d'une publication ultérieure.

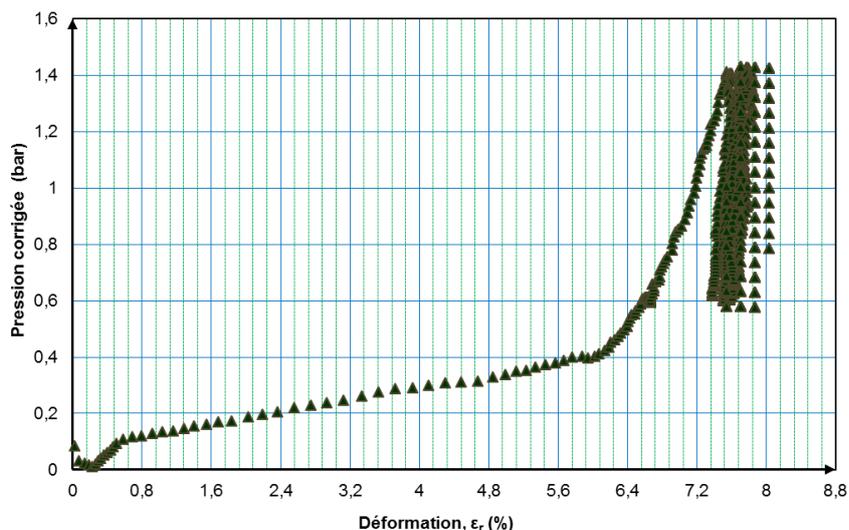
#### 4.3.5.3. Essais multi-cycle

D'après Dupla et Canou (2003), un seul cycle de déchargement-rechargement est insuffisant pour identifier l'évolution des caractéristiques du sol sous charge cyclique. Par contre, avec un nombre suffisant de cycles, il est possible d'observer une augmentation du volume ou de la pression interstitielle pour identifier une défaillance représentative de la liquéfaction. A cet égard, pour justifier la fiabilité de notre appareillage, des essais multi-cycles

ont été menés sur le site expérimental de Chetouane. Les paramètres de la sollicitation cyclique sont définis dans le paragraphe 4.3.5.4.

La réalisation et l'interprétation d'essais pressiométriques avec plusieurs cycles, dont le protocole d'essai et d'interprétation ne sont pas normalisés, plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature. On présente sur la Figure 4.75, un résultat typique d'un essai multi-cycles effectué dans le site expérimental de Tlemcen dans le sondage SP6. Les résultats montrent l'augmentation de l'accumulation de déformation avec l'amplitude de la pression. Ces résultats trouvés montrent la capacité de notre appareillage à réaliser des essais multi-cycles ce qui est directement lié aux méthodes de dimensionnement des fondations soumis à des sollicitations cycliques axiales ou latérales.

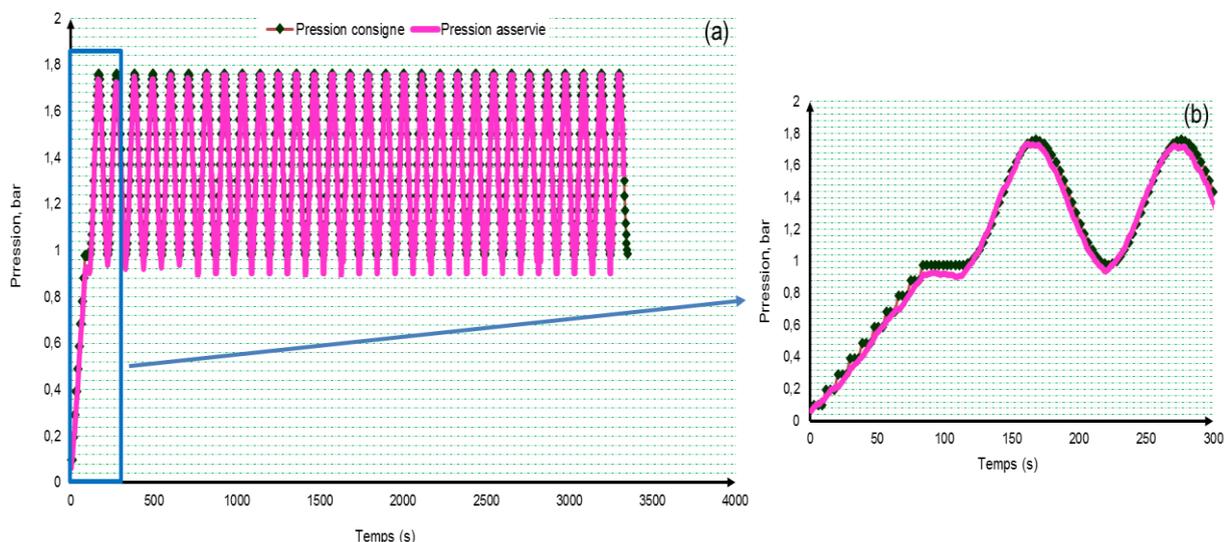
La méthode d'évaluation du risque de liquéfaction d'un massif sableux à partir de la sollicitation pressiométrique cyclique, est expliquée en détail dans la thèse de Dupla (1995). La méthode proposée par Dupla (1995) est basée sur des corrélations entre les résultats obtenus lors d'un essai pressiométrique cyclique et ceux obtenus lors d'un essai triaxial non drainé cyclique. On ne présente pas dans ce paragraphe l'interprétation détaillée de cet essai. Pour plus amples détails, nous invitons le lecteur à consulter la thèse de Dupla (1995). Notre objectif dans ce paragraphe c'est de tester notre appareillage à réaliser des essais multi cycles.



**Figure 4.75 : Résultat typique d'un essai multi-cycles effectué avec le nouvel appareillage pressiométrique, site de Tlemcen**

Comme le montre la Figure 4.76, la pression mesurée est très proche du signal de consigne, ce qui confirme que le Protocol d'asservissement développé fonctionne très bien. Un zoom sur la phase cyclique de la Figure 4.76, montre que l'asservissement répond très bien à la commande. Il en découle comme conclusion que le Protocol d'automatisation de la procédure d'essai pressiométrique développé est une solution de haut niveau puisqu'elle exonère l'ingénieur des facteurs de manipulateur. Les essais deviennent reproductibles, et les dérives liées aux matériels, qui perdent en précision et en fiabilité d'essais sont ainsi résolues.

L'appareillage pressiométrique mis au point peut être utilisée pour la réalisation d'essais en suivant les principaux protocoles de chargement proposés par les normes courantes et celle disponibles dans la littérature. La simplicité du dispositif de contrôle met en évidence l'intérêt de son utilisation pour la réalisation d'essais cycliques, allant des essais avec quelques boucles de décharge-recharge jusqu'aux essais à grand nombre de cycles.



**Figure 4.76 : (a) Comparaison du signal de consigne et de la mesure en pression, (b) Zoom de la première partie.**

#### 4.4. Conclusion

De nombreux essais de reconnaissance permettent de déterminer une relation entre les contraintes et les déformations, mais aucun essai ne permet d'obtenir des modules de déformation (cisaillement) valables dans toute la plage des déformations utilisée en géotechnique. En se basant sur l'essai pressiométrique Ménard classique largement employé et en profitant des avantages des essais d'expansion, nous avons développé un nouvel essai « hybride » offrant une amélioration de la caractérisation des sols. Les campagnes d'essais in situ réalisées sur site représentatif des sols algériens ont montré que l'essai est applicable dans des conditions très variées. Il permet d'obtenir des courbes reproductibles et exploitables pour la détermination des modules de cisaillement du sol dans des zones de petites déformations.

L'intérêt de mesure des paramètres en petites déformations pour accroître les connaissances sur le comportement mécanique des sols autour des ouvrages est aujourd'hui pleinement partagé par toute la communauté des géotechniciens. Pourtant, peu de laboratoires se sont dotés des appareillages nécessaires. Pour sa part, le laboratoire de Tlemcen dispose aujourd'hui d'un dispositif performant, validé et bien adapté à l'étude des sols en contexte sismique ou dynamique. Ce dispositif, unique en Algérie, a déjà donné des résultats intéressants et permis notamment d'entreprendre l'amélioration des modèles théoriques introduits dans les logiciels de calcul par éléments finis (comme CESAR-LCPC, PLAXIS, FLAC....ect).

Enfin, nous pouvons conclure que l'état des connaissances est aujourd'hui tel qu'il est possible d'inclure dorénavant l'essai proposé dans les programmes de reconnaissance des sols. Néanmoins, des essais in situ supplémentaires sont nécessaires pour renforcer la confiance dans le nouvel appareillage.

## **Conclusion générale et perspectives**

# CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

## 1. Éléments de synthèse

L'objectif défini pour ce travail de recherche est de relancer la pratique du pressiomètre en développant une nouvelle génération d'appareil adapté à la mesure des petites déformations. La définition de cet objectif de thèse résulte d'un manque de fiabilité et des difficultés de l'essai pressiométrique standard dans la détermination des paramètres des sols sous faibles taux de déformations. Les lignes directrices existantes sur le dimensionnement de certains ouvrages de grande importance sollicités en petites déformations se réfèrent principalement à la caractérisation des propriétés du sol par des essais de laboratoire. Alors que des perspectives ont été trouvées dans la littérature indiquant le potentiel élevé de l'appareil pressiométrique à déterminer de manière directe et fiable l'état initial du sol (mesure de  $K_o$  et  $G_{max}$ ) et la dégradation de ses caractéristiques lors d'un séisme voire le phénomène de liquéfaction.

Au-delà de l'absence de procédures d'essai spéciales, les problèmes les plus critiques pour l'obtention de paramètres en petites déformations provenaient des limitations technologiques des appareils d'essai existants. Les sondes tri-cellulaires de type Ménard actuellement disponibles présentent très peu d'améliorations technologiques si on les compare aux modèles originaux conçus il y a quelques décennies. Il est reconnu que des améliorations ont eu lieu en ce qui concerne l'acquisition de données et l'automatisation des opérations sur site, mais les problèmes pratiques rencontrés dans la quotidienne liés à la conception de la sonde, aux propriétés des membranes et à l'évaluation des déformations de la cavité n'ont pas trouvé de réponses satisfaisantes depuis lors. L'utilisation d'une technologie moderne pour contrôler le déroulement de l'essai au niveau du sol n'est certainement pas suffisante pour assurer des mesures de qualité au niveau de la sonde à plusieurs mètres sous la surface. Les aspects les plus critiques identifiés sont : **(1)** manque de contrôle de la relation entre le volume injecté dans la cellule centrale de

mesure et la dilatation radiale réelle de la sonde ; **(2)** difficultés liées au principe de fonctionnement tri-cellulaire, telles que l'impossibilité d'effectuer un contrôle simultané fiable de l'eau et gaz ; **(3)** variation de la pression différentielle entre le gaz et l'eau et dissolution progressive du gaz dans l'eau et **(4)** l'éclatement prématuré de la membrane.

À cet égard, une partie importante de cette recherche a été consacrée à **(a)** l'étude et la compréhension des sources d'incertitudes inhérentes aux pressiomètres les plus accessibles et **(b)** à développer et concevoir d'un dispositif pressiométrique capable de mesurer, dans un même essai, des modules de cisaillement à faible taux de déformation, et de déterminer de manière directe et fiable l'état initial du sol ( $K_0$ ). Dans ce contexte, l'appareillage pressiométrique utilisé au cours de cette recherche est différent de celle de Ménard classique. C'est un pressiomètre récemment confectionné et fabriqué à l'Université de Tlemcen – Algérie en collaboration avec l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR - Paris). Contrairement aux pressiomètres classiques, ce nouvel appareillage pressiométrique utilise un système pneumatique plutôt qu'un système hydraulique. En d'autres termes, la pression cellulaire est appliquée au moyen d'une membrane remplie d'air et la déformation radiale du sol est mesurée directement à l'aide d'un palpeur de mesure au lieu de déduire les déplacements à partir des variations de volume d'un fluide.

Le programme de validation des capacités de mesure de cet équipement s'est déroulé en deux étapes et repose sur des essais de laboratoire et in-situ. La première étape a consisté à réaliser des essais dans des conditions entièrement contrôlées en laboratoire. Des dispositifs d'étalonnage spécifiques ont été développés pour aider à évaluer l'adéquation de la sonde pour évaluer les déformations et les variations de la pression dans la cavité. Des essais ont été effectués sur des éprouvettes de sol sableux de la Seine (France) en laboratoire, dans un massif artificiel assimilé à un massif *in situ* (moule métallique). Les matériaux en moule ont été testés selon deux états de densité, lâche et dense. Des essais pénétrométriques avec PANDA 3@ Labo (Pénétrromètre autonome numérique dynamique assisté par ordinateur) sont réalisés avant chaque essai avec le pressiomètre développé. L'objectif est la confection des éprouvettes de sol qui garantissent une homogénéité dans le sens de densité relative (confection des éprouvettes à densité relative constante), cette dernière est nécessaire pour contrôler en toute rigueur la pertinence, la faisabilité et la répétitivité de l'appareil développé.

Premièrement d'après les résultats essais menés avec le matériel développé, les courbes expérimentales obtenues jugent la faisabilité de l'appareil. Deuxièmement, les premiers essais en cuve (massif de sol) que nous avons effectués nous a donné une dégradation du module de cisaillement qui ressemblait sensiblement à ce que nous espérons obtenir, donc suivant les résultats de validation trouvés, il nous apparait que le pressiomètre développé permet de

caractériser les sols et la détermination de la dégradation du module de cisaillement allant des faibles taux de déformations à des moyen ou grandes déformations. Au terme de cette investigation dans laboratoire, les résultats obtenus sont satisfaisants et suffisent pour conclure de manière définitive quant à la procédure d'essai expérimentale, au moins dans l'état actuel des choses. Comme résultat pratique des expériences menées en laboratoire, des protocoles d'essai pourraient être définis pour évaluer les paramètres de sol souhaités. Les procédures comportent trois étapes : **(1)** l'étalonnage du système de mesure, **(2)** le programme de chargement dans le sol et **(3)** l'interprétation des résultats d'essais.

- (1)** Etalonnage du système de mesure : un étalonnage est nécessaire pour la partie électronique du notre appareillage, afin de fournir un moyen de conversion de la sortie analogique en unités de pression et d'expansion radiale lors d'un essai pressiométrique et de s'assurer du fonctionnement correct du matériel. Une correction de la rigidité de la membrane a été mise au point afin que seulement la pression réelle affectant le sol soit prise en compte lors de l'analyse de l'essai pressiométrique ;
- (2)** Programme de chargement dans le sol : les essais visant à déterminer le module de cisaillement pour les petites déformations. La procédure de chargement était basée sur celle utilisée pour les essais in situ avec le pressiomètre Ménard (EN ISO 22476-4) et une procédure de chargement proposée a été utilisée. Pour la procédure Ménard, les essais monotones ont été réalisés avec des incréments de pression identiques d'environ 10 kPa ; il est à noter que chaque pression doit être maintenue pendant une durée de 60s conformément à la norme EN ISO 22476-4. Pour chaque essai, la pression appliquée ( $p_r$ ) et la déformation du sol ( $\Delta R$ ) pendant l'expansion ont été enregistrés en temps réel. La deuxième procédure de chargement concernant le chargement continu à un taux de pression constant ; l'objectif recherché était d'analyser précisément le gain sur le module de cisaillement en considérant un plus grand nombre de points. Les essais ont été menés en mode contrôle de pression, augmentant la pression à un taux de 2 kPa /s avec des données enregistrées toutes les 1 seconde.
- (3)** Les modules de cisaillement sont directement évalués à partir de la réponse de sol conformément aux protocoles définis précédemment. La pression appliquée,  $P$ , et la déformation correspondante du trou de forage sont enregistrées pendant l'essai pour déterminer les propriétés de résistance et de déformation des sols testés. La déformation du trou de forage est souvent exprimée par la déformation de la cavité,  $\varepsilon_r$ , qui est le changement du rayon de la membrane divisé par son rayon initial. Pour les conditions non drainées, le module de cisaillement  $G$  peut être directement calculé à partir de la courbe pressiométrique, à différents niveaux de déformation, avec l'équation suivante :

$$G = \frac{1\Delta p}{2\varepsilon_r}$$

Avec  $\varepsilon_r$  c'est la déformation radial défini par :  $\varepsilon_r = \frac{\Delta R}{R_0}$

Le module de cisaillement pour tout niveau de déformation peut être déterminé pour dériver la courbe de dégradation du module de cisaillement (l'objectif principal de la recherche).

La deuxième partie de validation du nouvel appareillage pressiométrique a consisté à réaliser des essais in situ dans des conditions opérationnelles réelles sur site. La comparaison des modules obtenus avec différentes techniques montre l'apport du nouvel appareillage pressiométrique dans l'identification des sols et la caractérisation de leur comportement en petites déformations dans le cadre d'une sollicitation sismique. Une analyse critique des résultats des différentes techniques d'essais et les différentes courbes de dégradations du module de cisaillement obtenues sont présentées.

## 2. Perspectives

A l'issue de ce travail de thèse, nous avons identifié plusieurs pistes de recherche qu'il serait intéressant de traiter et d'approfondir et qui apparaissent comme autant de perspectives de prolongation de ce travail :

- Une perspective à court terme est d'utiliser l'appareillage développé sur des applications techniques et réelles qui nécessitent une détermination complète et précise du module de cisaillement des sols. On peut citer la conception des pieux, l'évaluation du tassement des fondations, la conception de grandes structures dont la réponse est sensible à la décroissance de la rigidité en cisaillement (comme les murs de soutènement et les tunnels) et plus généralement la paramétrisation de modèles constitutifs élaborés pour la modélisation de l'interaction sol-structure.
- Nous pouvons également mentionner les applications dans lesquelles la conséquence de charges cycliques répétées doit être prise en compte, comme l'évaluation de la dégradation de la capacité portante des pieux, et des propriétés de liquéfaction des sols. Pour ces applications, les méthodes d'interprétation des essais seront développées plus avant, afin de mieux traduire l'accumulation des contraintes plastiques mesurées lors de l'essai pressiométrique en paramètres utilisables dans des applications pratiques ;
- De nouvelles campagnes d'essais sur sites réels devraient être réalisées afin de compléter la base de données sur tous les types de sols possibles, et pour affiner les comparaisons avec d'autres essais in situ et au laboratoire.

- Concernant les limites actuelles de l'appareillage développé dans ce travail, Il est toujours souhaitable d'améliorer ses capacités de mesure à haute pression.
- L'essai pressiométrique tel qu'il est normalisé permet de mesurer la pression totale appliquée au sol, mais il ne donne aucun élément sur la pression interstitielle de l'eau au niveau de la sonde avant l'essai, ni sur son évolution au cours de l'essai d'expansion. La connaissance de cette pression interstitielle pourrait aider à mieux contrôler les conditions de drainage du sol pendant l'essai et in fine son interprétation. Sa mesure permettrait de plus la maîtrise du risque de liquéfaction (ou mobilité cyclique) du sol sous sollicitation sismique, à l'instar de celles définies par le *CPTu*. Il sera nécessaire de développer d'un capteur intégré à la sonde pressiométrique, n'entraînant qu'une modification minimale du matériel existant, et ce, afin de réaliser cette mesure de pression interstitielle de manière pratique et fonctionnelle.
- Afin de résoudre le problème de remaniement de la paroi du trou dû au forage préalable à l'essai pressiométrique, nous pensons à la possibilité d'une technique d'autoforage permet de faire des mesures au fur et à mesure de l'avancement du forage. Il s'agit d'une sonde foreuse pressiométrique, caractérisée en ce que le dispositif est constitué par un corps de sonde muni sur son pourtour extérieur d'une membrane souple et dans lequel est disposée une tige creuse, et par un outil coupant destiné à s'enfoncer dans les sols et à désagréger les produits des sols susceptibles de remonter à l'intérieur de l'organe coupant.
- Nous pensons également à la possibilité d'insérer des géophones dans le corps de la sonde. Placés dans la partie haute de l'appareil, permettent la détermination des vitesses de propagation d'ondes de cisaillement et de compression à proximité de la zone soumise à l'essai pressiométrique. Cette mesure sera complémentaire de celles obtenues lors de l'expansion.

## **Références bibliographiques**

# RÉFÉRENCES

**Aboshi H., Yoshikumi H., Maruyama S. (1970).** Constant loading rate consolidation test. *Soils and Foundations*, Vol.10, N°1, pp. 43-56. <https://doi.org/10.3208/sandf1960.10.43>

**AFNOR (1993).** Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. NF P94-051. AFNOR.

**AFNOR (1995).** Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. (Méthode par étuvage). NF P 94-050.

**AFNOR (2015).** NF EN ISO 22476-4 Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 4 : Essai au pressiomètre Ménard.

**Agan C., Algin H. (2014).** Determination of Relationships Between Menard Pressuremeter Test and Standard Penetration Test Data by Using ANN model: A Case Study on the Clayey Soil in Sivas, Turkey. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.37, N°3, pp. 412-423. <https://doi.org/10.1520/GTJ20130123>

**Aissa Mamoune S.M. (2002).** Contribution à la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs. Mémoire de magister Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

**Akbar A. (2001).** Development of low cost in-situ testing devices. PhD thesis of doctor of philosophy, Newcastle-upon tyne University, 369 pages.

**Ali H. (2010).** Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piézococone – application au calcul des fondations profondes. Thèse de l'université Blaise Pascal, Clermont Ferrand 2, 323 pages.

**Amar S., Baguelin F., Frank R., Jézéquel J.F. (1981).** L'autoforage. Travaux N°552, pp. 63-75.

**Amar S., Clarke B.G., Gambin M., Orr T.L.L. (1991).** The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe. European Regional Technical Committee N°4, Pressuremeters, A.A Balkema, Ed., pp. 1-24.

**Amar S., Jézéquel J.F. (1972).** Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents : comparaison des résultats. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, N°58, Paris, pp. 97-108.

**Amoroso S.P., Monaco F., Totani G., Totani Marchetti D. (2013).** Site characterization by Seismic Dilatometer (SDMT) in the area of L'Aquila following the April 6, 2009 earthquake. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference, Taylor and Francis Group, London, pp. 481-488.

**Arafati N. (1996).** Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : Application à la modélisation des ouvrages de soutènement. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 231 pages.

**Arbaoui H. (2003).** Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand, 204 pages + Annexes.

**Arnold M. (1981).** An empirical evaluation of pressuremeter test data. *Canadian Geotechnic Journal*, Vol.18, N°18, pp. 455-459. <https://doi.org/10.1139/t81-050>

**Asch G. (1991).** Les capteurs en instrumentation industrielle. Ed Dunod, 4<sup>ème</sup> édition, 816 pages.

**ASTM D 4015-92 (2000).** Standard test methods for modulus and damping of soils by the resonant-column method. Annual book of ASTM Standards. West Conshohocken, PA: ASTM.

**ASTM D3999-91 (1996).** Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soil using the cyclic triaxial apparatus.

**Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C. (1997).** Reliability estimations of an approximate SASW method. Proceedings of the 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol.1, pp. 445-448.

**Atkinson J.H., Sallfors G. (1991).** Experimental determination of stress strain time characteristics in laboratory and in situ tests. 10<sup>ème</sup> Congrès Européen de Mécanique des Sols et Fondations, Florence, pp. 915-956.

**Bachelier M., Parez L. (1965).** Contribution à l'étude de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre à cône. Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, Vol.2, pp. 3-7.

**Baguelin F., Jézéquel J. (1973).** Le pressiomètre autoforeur. Supplément au Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°67, Paris, pp. 9-30

**Baguelin F., Jézéquel J. (1975).** Further insights on the self-boring technique developed in France. Proceeding ASCE Specialty Conference In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, Vol.2, pp. 231-243.

**Baguelin F., Jézéquel J., Le Mehaute A. (1974).** Self-boring placement method of soil characteristic measurements. Proceeding ASCE Special Conference On Subsurface Exploration For Underground Excavation And Heavy Construction, New Hampshire, pp. 312-332.

**Baguelin F., Jézéquel J., Le Mehaute A. (1978).** Le pénétromètre latéral autoforeur. Comptes Rendus, 9<sup>ème</sup> congrès international de mécanique des sols et travaux de fondations, Tokyo, Vol.1, pp. 27-30.

**Baguelin F., Jézéquel J., Le Mehaute A. (1979).** Le pressiomètre autoforeur et le calcul des fondations. Comptes rendus du 7<sup>ème</sup> Congrès Européen de Mécaniques des Sols et des Travaux de Fondations, Brighton, Angleterre, Vol.2, pp. 185-190.

**Baguelin F., Jézéquel J.F., Le Mée E., Le Méhauté A. (1972).** Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, N°11, pp. 1129-1142.

**Baguelin F., Jézéquel J.F., Le Méhauté A. (1981).** Essais cycliques au pressiomètre autoforeur, Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris, Éditions Technip, 221-233.

**Baguelin F., Jézéquel J.F., Shield D.H. (1978).** The pressuremeter and foundation engineering. Transtech publications, 618 pages.

**Bahar R., Cambou B., Costaz J.L., Fry J.J., Bufi G., Catel P. (1992).** Prediction of long-term settlement of nuclear power plants using pressuremeter tests. Numerical Models in Geomechanics, Edition Pietruszczak et Pande, pp. 851-859.

- Bahar R., Kaoua F., Aissaoui T. (1999).** Quelques corrélations entre essais in situ et essais de laboratoire pour certaines argiles algériennes, in *Geotechnics for developing Africa*, édité par Wardle G.R., Blight G.E., Fourie A.B., Balkema, Rotterdam, ISBN 90-5809-082-5, pp. 255–262.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Marchetti S., Pasqualini E. (1986).** Flat Dilatometer Tests in calibration chambers. Use of in situ tests in geotechnical engineering, *Geotechnical Special Publication*, N°6, pp. 431-446.
- Bang E.S., Kim D.S. (2007).** Evaluation of shear wave velocity profile using SPT based up hole method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.27, N°8, pp. 741-758. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.12.004>
- Barata F.E. (1995).** The use of CPT to evaluate the settlements of shallow foundations on residual soils. *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, Linköping, Sweden, Vol.2, pp. 393-398.
- Barata F.E., (1962).** Tentativa de Racionalização do Problema da Taxa Admissível de Fundações Diretas. Thèse d'habilitation, Ecole Nationale d'Ingénieurs, Rio de Janeiro, Brasil.
- Barata F.E., Côrtes H.M., Santos L.A.B.C. (1970).** Applications of CPT to shallow foundations design. 4<sup>th</sup> Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, Rio de Janeiro, Brazil.
- Barentsen P. (1936).** Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus. *Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, pp. 7-10.
- Baud J.P. (1985).** Le PAC, Pressiomètre Assisté par Calculateur. *Revue Travaux* N° 599, pp. 49-53.
- Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Robertson P.K. Peterson R.W. (1989).** Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand. *Géotechnique*, vol.39, No.2, 269-292.
- Benz Navarrete M. (2009).** Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2. Thèse de doctorat, Clermont-Ferrand: Université Blaise Pascal. <http://tel.archivesouvertes.fr/tel-00725564>.
- Benz T. (2007).** Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. PhD thesis, Institute of Geotechnical Engineering, Universität of Stuttgart, Germany, 209 pages.
- Bishop R. F., Hill R., Mott N. F. (1945).** Theory of indentation and hardness tests. *Proceedings of the Physical Society*, Vol.57, N°321, pp. 147-159.
- Bolton M.F., Whittle R.W. (1999).** A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests. *Géotechnique*, Vol.49, N°1, pp. 133–141. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.1.133>
- Borel S., Reiffsteck Ph. (2006).** Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série géotechnique*, 132 pages.
- Bowles J.E. (1988).** *Foundation Analysis and Design*. 4<sup>th</sup> edition, McGraw Hill , New York, 1230 pages.
- Bozbey I., Togrol E. (2010).** Correlation of Standard Penetration Test and Pressuremeter Data: A Case Study from Istanbul, Turkey. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol.69, pp. 505–515. <https://doi.org/10.1007/s10064-009-0248-4>
- Briaud J.L., (1992).** *The Pressuremeter*. A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 322 pages.

- Briaud J.L., Shields D.H. (1979).** A Special Pressuremeter and Pressuremeter Test for Pavement Evaluation and Design. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.2, N°3, pp. 143-151. <https://doi.org/10.1520/GTJ10446J>
- Brignoli E.G.M., Gotti M., Stokoe K.H. (1996).** Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.19, N°4, pp. 384-397. [DOI : 10.1520/GTJ10716J](https://doi.org/10.1520/GTJ10716J)
- Brown P.T. (1995).** Screw plate insertion in sand. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.18, N°2, pp. 259-270. <https://doi.org/10.1520/GTJ10326J>
- Bruzzi D., Ghionna V., Jamiolkowski M., Lancellotta R., Manfredini G. (1986).** Self-Boring Pressuremeter in Po River Sand. in *The Pressuremeter and its Marine Applications: Second International Symposium*, ed. J. Briaud and J. Audibert (West Conshohocken, PA: ASTM International, 1986), 57-74. <https://doi.org/10.1520/STP19280S>
- BTP. (1956).** Projets de méthodes d'essais des sols et des fondations (II), Essai statique de chargement. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, Neuvième année, N°101, série Sols et Fondations, 21.
- Bufi G. (1990).** New long-term pressuremeter creep test. *Proceedings of the Third International Symposium on Pressuremeters*, Thomas Telford Edition, London, pp. 95-104.
- Burland J.B. (1989).** Ninth Laurits Bjerrum memorial Lecture: « Small is beautiful » the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.26, pp. 499-516. <https://doi.org/10.1139/t89-064>
- Byun Y.H., Lee J.S. (2013).** Instrumented Dynamic Cone Penetrometer Corrected with Transferred Energy into a Cone Tip: A Laboratory Study. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM Vol.36, N°4, pp. 533-542. <https://doi.org/10.1520/GTJ20120115>
- Cambou B., Bahar R., Chapeau C., Kazarian E. (1990).** Numerical analysis of pressuremeter tests. Application to the identification of constitutive models, 2<sup>nd</sup> European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Santander Cedex Editions, pp. 369-380.
- Campanella R.G., Robertson P.K. (1984).** A Seismic Cone Penetrometer to Measure Engineering Properties of Soil. *Society of Exploration Geophysics*, Atlanta, pp. 138-141. <https://doi.org/10.1190/1.1894361>
- Campanella R.G., Robertson P.K. (1986).** Research and development of the UBC cone pressuremeter. The 3<sup>rd</sup> Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering, University of Saint Johns, New Foundland, pp. 205–214.
- Campanella R.G., Robertson P.K., Gillepsie D., Grieg J. (1985).** Recent developments in situ testing of soils. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics*, San Francisco, Vol.2, pp. 849-854.
- Cassan M. (1988).** Les essais in situ en mécanique des sols. Tome 1, réalisation et interprétation, 2<sup>ème</sup> édition, Eyrolles, Paris, 587 pages.
- Cassan M. (1988).** Les essais in situ en mécanique des sols. Tome 1, réalisation et interprétation, 2<sup>ème</sup> édition, Eyrolles, Paris, 583 pages.
- CEN (2012).** Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 6 : Essai pressiométrique autoforé, projet, EN ISO 22476-6
- Charles M., Yu H.S., Sheng D. (1999).** Finite element analysis of pressuremeter tests using critical state soil models. *Numerical Models in Geomechanics*, Pande et al. (eds), Balkema, pp. 645-650.
- Chiang Y.C., Ho Y.M. (1980).** Pressuremeter Method for Foundation Design in Hong Kong. *Proceedings of 6<sup>th</sup> Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, Taipei, Taiwan, pp. 31–42.

**Clarke B.G. (1995).** Pressuremeters in geotechnical design. Blackie Academic and Professional, London, 364 pages.

**Clarke B.G. (1997).** Pressuremeter Testing in Ground Investigation, Part II-Interpretation. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, pp 42-52. <https://doi.org/10.1680/igeng.1997.28996>

**Clarke B.G., Smith A. (1992).** Self-boring pressuremeter test in weak rocks. *Construction and building materials*, Vol.6, N°2, pp. 91-96. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(92\)90057-6](https://doi.org/10.1016/0950-0618(92)90057-6)

**Clayton C.R.I. (1995).** The standard penetration test (SPT): methods and use. Report 143. CIRIA, London.

**Clayton C.R.I., Khatrush S.A. (1986).** A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. *Géotechnique*, Vol.36, pp. 593-597. <https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.3.413>

**Clayton C.R.I., Khatrush S.A., Bica A.V.D., Siddique A. (1989).** The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, Vol. 12, N°1, pp. 69-76.

**Combarieu O., Canépa Y. (2001).** L'essai cyclique au pressiomètre. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°233, pp. 37-65.

**Connolly T.M., Kuwano K. (1999).** The measurement of  $G_{max}$  in a resonant column, bender element, torsional shear apparatus. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Jamiolkowski, Lancellotti & Lo Presti (eds), pp. 73-80.

**Coquillay S. (2005).** Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 305 pages.

**Costet C., Sanglerat G. (1983).** Cours pratique de mécanique des sols. Tome 2, Calcul des ouvrages. Dunod, Paris, 445 pages.

**Darendeli M. (2001).** Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. PhD thesis. University of Texas.

**De Mello L.G., Cepollina M. (1978).** The interpretation of plate loading tests aiming at settlements prediction. 6<sup>th</sup> Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1.

**De Mello V.F.B. (1971).** The standard penetration tests. Proceedings of the fourth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico, Vol.1, pp. 1-87.

**Decourt L. (1989).** The standard penetration test. State-of-the-art report. Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Rio de Janeiro.

**Denby G.M. (1978).** Self-boring pressuremeter study of San Francisco Bay Mud. PhD Thesis, University of Stanford.

**Denby M., Clough G.W. (1980).** Self-boring pressuremeter tests in clay. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering*, Vol.106, pp. 1369-1387.

**Di Benedetto H., Tatsuoka F., Lo Presti D., Sauzeat C., Geoffroy H. (2003).** Time effects on the behaviour of geomaterials. Proc. of the 3<sup>rd</sup> Int. Symp. On Deformation characteristic of Geomaterials, Di Benedetto, H., et al. (eds.), Vol. 2.

**Drnevich V.P., Hall J.R., Richart F.E. (1967).** Effects of amplitude of vibration on the shear modulus of sand. Proceeding of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque; USA, pp. 189-199.

**Duncan J.M., Chang C.Y. (1970).** Non-linear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.96, N° 5, pp 1629-1653.

**Dupla J.C. (1995).** Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. PhD thesis Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

**Dupla J.C., Canou J. (2003).** Cyclic pressuremeter loading and liquefaction properties of sands. *Soils and Foundations*, Vol.43, N°2, pp. 17-31. [https://doi.org/10.1016/S0038-0806\(20\)30800-3](https://doi.org/10.1016/S0038-0806(20)30800-3)

**Dyvik R., Madshus C. (1985).** Lab Measurements of  $G_{max}$  Using Bender Elements. Proceedings Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Condition, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, New York, pp. 186-196.

**El Mohtar C. S., Drnevich V. P., Santagata M., Bobet A. (2013).** Combined resonant column and cyclic triaxial tests for measuring undrained shear modulus reduction of sand with plastic fines, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 36, No. 4, pp. 1–9.

**Elson W.K. (1984).** Design of laterally loaded piles. CIRIA Report N°.103, Construction industry Research and Information Association, London, 86 pages.

**EN/ISO 22476-1. (2006).** Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1: Essais électriques de pénétration au cône et au piézocône, 41 pages.

**Escobar E. (2015).** Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaissance des sols : le Panda 3. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, France.

**Escobar E.J. (2015).** Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaissance des sols : le Panda 3. Thèse de doctorat Génie Civil Clermont-Ferrand.

**Fahey M. Randolph M.F. (1984).** Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeter tests in sand. *Géotechnique*, 34(1), 81-97.

**Fahey M., Carter J.P. (1993).** A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.30, N°2, pp. 348-362. <https://doi.org/10.1139/t93-029>

**Fahey M., Jewell R.J. (1990).** Effect of pressuremeter compliance on measurement of shear modulus. Proceedings of the Third International Symposium on Pressuremeters, organized by the British Geotechnical Society and held at Oxford University, pp. 115-124.

**Fam M., Santamarina J.C. (1997).** A study of consolidation using mechanical and electromagnetic waves. *Géotechnique*, Vol.47, N°2, pp. 203-219. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.2.203>

**Faugeras J.C. (1979).** L'essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique et son interprétation sur modèle analogique. Thèse de doctorat de 3<sup>ème</sup> cycle, Université Paul Sabatier, Toulouse, 125 pages.

**Faugeras J.C., Fortuna G., Gourvès R. (1983).** Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique. Symposium International, Essais en place, Vol.2, Paris, pp. 269-274.

**Ferreira R.D., Robertson E.K. (1992).** Interpretation of undrained self-boring pressuremeter test results incorporating unloading. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.29, pp. 918-928. <https://doi.org/10.1139/t92-103>

**Fletcher G.F.A. (1965).** Standard penetration test: its uses and abuses. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.91, SM4, pp. 67-76.

**Fyffe S., Reid, W.M., Summers J.B. (1986).** The Push-In Pressuremeter: 5 Years of Offshore Experience. The 2<sup>nd</sup> International Symposium of the Pressuremeter and its Marine Application, Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texas, USA, pp. 22-37.

**Gambin M. (1963).** Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. *Sols-Soils*, N°7, pp. 9-32.

- Gambin M. (1990).** The History of Pressuremeter Practice in France. Third International Symposium on Pressuremeters, ISP3, Edition Thomas Telford, London, UK, pp. 5-24.
- Garneau R., Samson L. (1974).** A Device for the Constant Rate of Penetration Test for Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, N°2, pp. 298–302. <https://doi.org/10.1139/t74-025>
- Ghionna V.N., Jamiolkowski M., Pedroni S., Piccoli S. (1995).** Cone penetrometer tests in Po River sand. Proceeding of the 4<sup>th</sup> International Symposium, The Pressuremeter and its New Avenues, Balkema, Canada, pp. 471–480.
- Gibson R.E., Anderson W.F. (1961).** In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol.56, N°658, pp. 615-618.
- Godde E. (2006).** Caractérisation de la déformabilité du sol avec un pénétromètre statique. Mémoire d'ingénieur CUST, Clermont-Ferrand, 108 pages.
- Goto S., Tatsuoka F., Shibuya S., Kim Y.S., Sato T. (1991).** A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils and foundations*, Vol.31, N°1, pp. 169-180.
- Gourvès R. (1991).** Le PANDA: Pénétromètre dynamique léger à énergie variable pour la reconnaissance des sols. Clermont Ferrand, Université Blaise Pascal, France.
- Gourvès R., Barjot R. (1995).** Le pénétromètre dynamique léger Panda. Comptes rendus 11<sup>ème</sup> Congrès Européens de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Copenhague, Vol.3, pp. 83-88.
- Grasson A., Reiffsteck Ph., Le Kouby A., Tacita J.L., Fanelli S. (2015).** Importance de l'amplitude des cycles sur la définition du module de rechargement au pressiomètre. Symposium International du Pressiomètre ISP7-Tunisie, pp. 107-114.
- Hall J.R., Richart F.E. (1963).** Dissipation of elastic wave energy in granular soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.89, N°6, pp. 27-56.
- Hardin B.O. (1978).** The nature of stress-strain behavior of soils. Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Pasadena, California, Vol.1, pp. 3-89.
- Hardin B.O., Black W.L. (1968).** Vibration on modulus of normally consolidated clays. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.94, N°2, pp. 353-370.
- Hardin B.O., Blandford G.E. (1989).** Elasticity of particulate materials. American Society of Civil Engineers, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.115, N°6, pp. 788-805. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1989\)115:6\(788\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:6(788)).
- Hardin B.O., Drnevich V.E. (1972b).** Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, SM7, pp. 667-692.
- Hardin B.O., Drnevich V.P. (1972a).** Shear modulus and damping in soil: measurement and parameter effects. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, N°6, pp. 603-624.
- Hardin B.O., Richart F.E. (1963).** Elastic wave velocities in granular soils. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.89, SM1, pp. 33-65.
- Hejazi Y. (2010).** Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, 316 pages.
- Hibouche A., Taibi S., Fleureau J.M., Herrier G. (2013).** Comportement en petites déformations d'un sol traité à la chaux.
- Houlsby G.T., Carter J.P. (1993).** The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay. *Géotechnique*, Vol.43, N°4, pp. 567-576. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.4.567>

- Houlsby G.T., Clarke B.G., Wroth C.P. (1986).** Analysis of the unloading of a pressuremeter in sand. The 2<sup>nd</sup> International Symposium of the Pressuremeter and its Marine Application, Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texas, USA, pp. 254-264.
- Houlsby G.T., Withers N.J. (1988).** Analysis of the cone pressuremeter test in clay. *Géotechnique*, Vol.38, N°4, pp. 575-587. <https://doi.org/10.1680/geot.1988.38.4.575>
- Hughes J.M.O., (1982).** Interpretation of pressuremeter tests for the determination of elastic shear modulus. Proc. Engng Fdn Conf. Updating Subsurface Sampling of Soils and Rocks and their In Situ Testing. Santa Barbara, pp. 279-289.
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D.J. (1977).** Pressuremeter tests in sands. *Géotechnique*, Vol.27, N°4, pp. 453-477. <https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.4.455>
- Ibrahim A., Pender M., Orense R., Kikkawa N. (2009).** Measurement of the small strain stiffness of Auckland natural clay. Proceeding of IS Tokyo, Japan, pp. 1423-1428.
- Ishibashi I., Zhang X. (1993).** Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations*, Vol.33, N°1, pp. 182-191. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.33.182>
- Ishihara K. (1996).** Soil behaviour in earthquake geotechnics. Oxford University Press, Oxford
- Ishimoto M., Iida K. (1937).** Determination of elastic constants of soils by means of vibration methods. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo, Vol.16, pp. 67.
- Ismail M.A., Hourani Y. (2003).** An innovative facility to measure shear wave velocity in centrifuge and 1-g models. Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds), pp. 21-29.
- Iwasaki T., Tatsuoka F. (1977).** Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils and Foundations*, Vol.17, N°3, pp. 19-35. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.17.3.19>
- Jamiolkowski M., Ghionna V., Lancellotta R. Paqualini E. (1988).** New correlations of penetration tests for design practice. Proc. Int. Symp. of Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, AA Balkema Publishers, The Netherlands, pp. 263–296.
- Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J., Lancellotta R. (1985).** New developments in field and lab testing of soils. Proceedings, 11<sup>th</sup> Intl. Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 1, San Francisco, pp. 57-154.
- Jamiolkowski M., Leroueil S., Lo Presti D.C.F. (1991).** Design parameters from theory to practice. Theme lecture, Geo-Coast '91, Yokohama, Japan, pp. 877-917.
- Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F. (1994).** Validity of in situ tests related to real behaviour. XIII ICSM FE, New Delhi, India, pp. 51 -55.
- Janbu N. (1963).** Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol.1, pp. 19-25.
- Janbu N., Senneset K. (1973).** Field compressometer : principles and applications. Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol.1, pp. 191-198.
- Jardin W.D. (1980).** A study of allowable bearing pressure of shallow foundations on gneissic soils through plate loading tests. M. Sc. Thesis, CDPPE/UFRJ.
- Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B. (1984).** The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Géotechnique*, Vol.34, N°3, pp. 323-340. <https://doi.org/10.1680/geot.1984.34.3.323>
- Jefferies M.G (1988).** Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressuremeter. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.25, N°3, pp. 559-573. <https://doi.org/10.1139/t88-061>

**Jézéquel J.F., Lemasson H., Touzé J. (1968).** Le pressiomètre Louis Ménard : Quelques problèmes de mise en œuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques. Bulletin de Liaison du Laboratoire routiers des Ponts et Chaussées, N°32, pp. 97-120.

**Jézéquel J.F., Touzé J. (1970).** Sonde foreuse pressiométrique. Brevet d'invention N°.1.596.747, 5 pages.

**Johnston G., Doherty J., Lehane B. (2013).** Development of a laboratory-scale pressuremeter. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol.13, N°1, pp. 31–37. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.12.00011>

**Kagawa T. (1992).** Moduli and damping factors of soft marine clays. American Society of Civil Engineerings, *Journal of Geotechnical Engineerings*, Vol.118, N°9, pp.1360-1375. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:9\(1360\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:9(1360))

**Kay J.N., Mitchell P.W. (1980).** A down hole plate load test for in situ properties of stiff clays. Proceedings of 3<sup>rd</sup> Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Wellington, Vol.1, Part 1, pp. 255-259.

**Kay J.N., Parry R.H.G. (1982).** Screw plate tests in a stiff clay. *Ground Engineering*, Vol.15, N°.6, pp. 22-30.

**Kayabasi A. (2012).** Prediction of Pressuremeter Modulus and Limit Pressure of Clayey Soils by Simple and Non-Linear Multiple Regression Techniques: A Case Study from Mersin, Turkey. *Environmental Earth Sciences*, Vol.66, pp. 2171–2183. <https://doi.org/10.1007/s12665-011-1439-4>

**Kim D.S., Bang E.S., Seo W.S. (2004).** Evaluation of Shear Wave Velocity Profile Using SPT-Up hole Method. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Site Characterization Conference, ISC-2, Porto, Portugal, Vol.1, pp. 339-344.

**Kögler F. (1933).** Baugrunprufung im Borloch. Der Bauingenieur, Berlin Heft N°. 19/20.

**Kondner R.L. (1963).** Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol.89, pp. 115-143.

**Kramer S (1996).** Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall.

**Lacasse S., D’Orazio T.B. Bandis C. (1990).** Interpretation of self-boring and push-in pressuremeter tests. Proc. 3rd Int. Symp. Pressuremeters, Oxford, pp. 273-286

**Ladanyi B. (1963).** Expansion of a cavity in a saturated clay medium. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, Vol.89, N°4, pp. 127-161.

**Ladanyi B. (1972).** In-situ determination of undrained stress-strain behavior of sensitive clays with the pressuremeter. *Revue Canadienne de Géotechnique*, Vol.9, N°3, pp. 313-319. <https://doi.org/10.1139/t72-034>

**Larsson R., Mulabdic M. (1991).** Shear Moduli of Scandinavian Clays. Swedish Geotechnical Institute, Report N°.40, Linköping, Sweden, 127 pages.

**LCPC (1971).** Mode opératoire de l'essai pressiométrique normal. Edition Dunod, 52 pages.

**LCPC (1999).** Procédé et dispositif d'essai triaxial in situ, Brevet d'invention N°99.137.92, 9 pages.

**Lee Goh A., Fahey M. (1991).** Application of a 1-dimensional cavity expansion model to pressuremeter and piezocone tests in clay. Proceeding of the Seventh International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, Beer et al. (eds), pp. 255-260.

**LEE Y.L. (1994).** Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d’un tunnel. Thèse de Doctorat de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310 pages.

- Lefebvre G., Leboeuf D., Rahhai M.E., Lacroix A., Warde J. (1994).** Laboratory and field determinations of small-strain shear modulus for a structured Champlain clay. *Revue Canadienne de Géotechnique*. Vol.31, pp. 61-70. <https://doi.org/10.1139/t95-022>
- Leidwanger C. (1993).** Etude des tassements différés à partir de résultats d'essais au Diflupress Longue Durée. Thèse de doctorat, Université J. Fourier, Grenoble 1, France, 339 pages.
- Li G., Pu J. (1986).** An examination of various constitutive relationship models with model pressuremeter test. 2<sup>nd</sup> International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Ghent, pp. 247-256.
- Lowe III.J., Jonas E., Obrician V. (1969).** Controlled gradient consolidation test. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 95, N<sup>o</sup>1, pp. 77-97.
- Lowe III.J., Zaccheo P.F., Feldman H.S. (1964).** Consolidation testing with back pressure. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.95, SM2, pp. 69-86.
- Lunne T., Christoffersen H.P., Tjelta T.I. (1985).** Engineering use of piezocone data in North Sea clays. The 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 907–912.
- Lunne T., Eidsmoen T., Gillespie D., Howland J.D. (1986).** Laboratory and Field Evaluation of Cone Penetrometers. Proceedings of the ASCE Specially Conference In situ '86: Use of in situ tests in geotechnical engineering, Blacksburg, pp. 714-729.
- Lunne T., Lacasse S., Rad N.S. (1989).** SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in-situ testing of soils. 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro.
- Lunne T., Lacasse S., Rad N.S. (1994).** General report: SPT, CPT, PMT, and recent developments in in-situ testing. Proceedings, 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.4, Rio de Janeiro, 2339- 2403.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J. (1997).** Cone penetration testing in geotechnical practice. E & FNSPON Edition, London, 352 pages.
- Lutenegger A.J. (1988).** Current status of the Marchetti dilatometer test. Proc. Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, AA Balkema Publishers, The Netherlands, pp. 137–155.
- Lutenegger A.J., DeGroot D.J. (1995).** Settlement of Shallow Foundations on Granular Soils, University of Massachusetts Transportation Center, 222 pp.
- Magnusson O., Axelsson K., Yu Y. (1995).** Prediction of settlements based on CPT for a five storey building founded on organic silt and sand. Proceedings CPT'95, pp. 523-528.
- Mair R.J. (1990).** General Report. The Third International Symposium on Pressuremeters, Oxford, Ground Engineering, Vol.23, N<sup>o</sup>6, pp. 34-43.
- Mair R.J., Wood D.M. (1987).** Pressuremeter testing: methods and interpretation. CIRIA Ground Engineering Report: In-situ testing, Butterworths, London, 160 pages.
- Manassero M. (1989).** Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands. *Géotechnique*, Vol.39, N<sup>o</sup>2, pp. 293-308. <https://doi.org/10.1680/geot.1989.39.2.293>
- Marchetti S. (1980).** In situ tests by flat dilatometer. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.106, N<sup>o</sup>3, pp. 299-321.
- Marchetti S. (1997).** The flat dilatometer: design applications. Keynote lecture. Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Geotech. Engng Conf., Cairo, pp. 421–448.
- Marchetti S. (2014).** The seismic dilatometer for in situ soil investigations. Indian Geotechnical Conference IGC, Kakinada, India, pp. 18-20.

- Marchetti S., Monaco P. (2004).** Short Course on Flat Dilatometer (DMT). Course Proceedings, Bali.
- Marchetti S., Monaco P., Totani G., Marchetti D. (2008).** In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT). Proceeding from Research to Practice in Geotechnical Engineering, ASCE Geotech. Spec. Publ. N°180, pp. 292-311.
- Marsland A., Randolph M. F. (1977).** Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London Clay. *Géotechnique*, 27(2), 217-243.
- Martin G.K., Mayne P.W. (1997).** Seismic Flat Dilatometer Tests in Connecticut Valley Varved Clay. American Society for Testing and Materials, Technical Note.
- Martin G.K., Mayne P.W. (1998).** Seismic Flat Dilatometer Tests in Piedmont Residual Soils. Proc. Geotech. site characterization, Atlanta.
- Mayne P.W. (2012).** SOA Report: Geotechnical Site Characterization in the Year 2012 and Beyond. State-of-the-Art and Practice in Geotechnical Engineering. GSP 226, GeoCongress, Oakland, CA, ASCE Press, Reston, Virginia.
- Mayne P.W., Coop M.R., Springman S., Huang A.B., Zornberg J. (2009).** GeoMaterial Behavior and Testing. Proc. 17<sup>th</sup> Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Vol.4, pp. 2777-2872.
- Mayne P.W., Rix G.J. (1995).**  $G_{max}$ - $q_c$  relationships for clays. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.16, pp. 54-60. <https://doi.org/10.1520/GTJ10267J>
- Mayne P.W., Schneider J.A., Martin G.K. (1999).** Small and large-strain soil properties from seismic flat plate dilatometer tests. Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 1, (Torino), Balkema, Rotterdam, pp. 419-426.
- Mazier G. (1971).** Les essais in situ en rocher et dans les roches meubles. Publication de la société Suisse de mécanique des sols et des roches - Herbsttagung, Bern.
- McMinn J. (1959).** Identifying soils by a triangle based on Unified Soil Classification System ASTM STP254 pp.341-345
- Meigh A.C. (1987).** Cone penetration testing – methods and interpretation. CIRIA, London, 141pp.
- Ménard L. (1955).** Pressiomètre. Brevet d'invention N : 1.117.983, 3 pages.
- Ménard L. (1957a).** An apparatus for measuring the strength of soils in place. Thèse de doctorat, l'université d'Illinois, USA, 51 pages.
- Ménard L. (1957b).** Mesure in situ des propriétés physiques des sols. *Annales des Ponts et Chaussées*, N°3, pp. 356-377.
- Ménard L. (1963a).** Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques. *Sols-Soils*, N°5, pp. 9-32.
- Ménard L. (1963b).** Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques- Seconde partie. *Sols-Soils*, N°6, pp. 9-31.
- Ménard L. (1976).** Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques. *Sols Soils* N°27, pp. 7-20.
- Ménard L., Lambert Ph. (1966).** Étude expérimentale d'un massif de fondation soumis à des vibrations, *Sols Soils* (17)9-30.
- Mestat P. (1993).** Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, Série géotechnique, ISSN 1157-3910, 193 pages.

**Mestat Ph., Reiffsteck Ph. (2002).** Modules de déformation en mécanique des sols : définitions, détermination à partir des essais triaxiaux et incertitude. Symposium International : identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques, pp. 393-400.

**Mieussens C., Magnan J.P., Soyer B. (1985).** Essais de compressibilité à l'œdomètre : procédures recommandées par les laboratoires des ponts et chaussées. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N°139, pp. 5-18.

**Milovitch D., Stefanovitch S. (1982).** Some soil parameters determined by CPT. Proceedings of Second European Conference on Penetration Testing, Amsterdam, Vol.2, pp. 709-714.

**Mitchell P.W., Kay J.N. (1985).** Screw plate and cone penetrometer as a field testing system. Proceedings of 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol.2, pp. 913-915.

**Monnet J. (2015).** In Situ Tests in Geotechnical Engineering. ISTE Ltd, London, 398 pages.

**Monnet J., Biard C. (1997).** L'essai pressiométrique et la détermination des caractéristiques d'élasticité et de cisaillement. XIV Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hambourg, Balkema, pp. 555-559.

**Monnet J., Khlif J. (1992).** Theoretical and experimental study of equilibrium around pressuremeter. 4<sup>th</sup> International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Swansea, 10 pages.

**Monnet J., Khlif J. (1994).** Etude théorique de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre. Revue Française de Géotechnique, N°67, pp. 3-12.

**Mori H. (1983).** In situ plate loading test for dense sandy soils using a self- boring instrument. Proceedings of the International Symposium on Soil and Rock investigations by in situ testing, Paris, AIGI, Vol.2, pp. 353-357.

**Nazarian S., Stokoe K.H.II (1985).** In situ determination of elastic moduli of pavement systems by Spectral Analysis Of Surface Waves method: Practical aspects. Research report 368-1F, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Austin, Tex. 161 pp.

**NF P 94-113 (1997).** Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de pénétration statique.

**NF P 94-117-3 (2008).** Sols : reconnaissances et essais : Portance des plates-formes, partie 3 : coefficient de réaction de Westergaard sous chargement statique d'une plaque.

**Nguyen Pham P.T. (2008).** Etude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 233 pages.

**Nguyen T.L. (2008).** Étude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transverses. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 194 pages.

**Nixon I.K. (1982).** Standard penetration test, state of the art report. Proc. European Symp. on Penetration Testing, ESOPT-2, Stockholm, AA Balkema Publishers, The Netherlands, pp. 3–24.

**Palmer A.C. (1972).** Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. *Géotechnique*, Vol.22, N°3, pp. 451-457. <https://doi.org/10.1680/geot.1972.22.3.451>

**Paute J.L. (1973).** Essai œdométrique à drain central. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° spécial T, pp. 322-334.

**Pedrini R.A.A., Giacheti H.L. (2013).** The Seismic SPT to Determine the Maximum Shear Modulus. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, CRC Press, Vol.1, pp. 337-342.

- Philipponnat G. (1977).** Mesure de la compressibilité des sols par un essai œdométrique accéléré. *Annales de L'ITBTP*, N°347, pp. 119-132.
- Plumelle C., Cui Y.J., Fabre D., Fouche O., Hirshauer A., Tabbagh A. (2013).** Théorie et pratique de la géotechnique. Editions Le Moniteur. 999 pages.
- Poulos H.G. (1988).** *Marine Geotechnics*. London, Unwin Hyman Editors, 473 pages.
- Powell J.J.M. Uglow I.M. (1985).** A comparison of Ménard self-boring pressuremeter and push-in pressuremeter tests in a stiff clay till. *Proc. Conf. Advances in Underwater Technology and Offshore Engineering*, London, No. 3, pp. 201-217.
- Prévost J.H., Hoeg K. (1975).** Analysis of pressuremeter in strain softening soil. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.101, N°8, pp. 717-732.
- Pyrah I.C., Anderson W.F., Pang L.S. (1988).** Effects of test procedure on constant rate of strain pressuremeter tests in clay. *Proceedings of the sixth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck, Austria. Vol 1, Swoboda (ed), pp. 647-652.
- Qiao T. (2011).** The Development, Design and Analysis of a New Centrifuge pressuremeter. Undergraduate thesis project, School of Civil & Resource Engineering, University of Western Australia, Australia.
- Rehman Z. (2010).** Development of a Pressuremeter to Operate in Alluvial Soils of Punjab. PhD thesis of doctor of philosophy, Lahore University, 212 pages.
- Reid W.M., John H.D., Fyffe S., Rigden W.J. (1982).** The Push-In Pressuremeter. *Proceedings of the Symposium on the Pressuremeter and Its Marine Applications*, Editions Technip, Paris. pp. 247-261.
- Reiffsteck Ph. (2002).** Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols : état de l'art. *Symposium International : identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques*, pp. 201-242.
- Reiffsteck Ph. (2003).** Développement d'un appareil triaxial in situ, Cahier des charges et suivi, Rapport interne, Thème GEO 99.1, sujet 1.21.02.3, 81 pages
- Reiffsteck Ph. (2004).** Field evaluation of the LCPC in situ triaxial test. *ISC2 Porto*, Vol.1, pp. 783-786.
- Reiffsteck Ph., Borel S. (2002).** Proposition d'une nouvelle technique d'essai en place : l'appareil triaxial in situ. *Symposium international : identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques*, pp. 295-302.
- Reiffsteck Ph., Dubreucq Th., Rouxel N., Reverdy G. (2002).** Cahier des charges du Pressiomètre Autoforeur PAF. 2000 – partie 1 : sonde. Rapport de recherche LCPC, 69 pages.
- Reiffsteck Ph., Lossy D., Benoît J. (2012).** Forages, Sondages et Essais In Situ Géotechniques – les outils pour la reconnaissance des sols et des roches. France: Presses des Ponts.
- Reiffsteck Ph., Reverdy G., Vincelas G., Sagnard N. (2005)** Pressiomètre autoforeur de nouvelle génération-PAF2000. *Symposium International, 50 ans de pressiomètres*, Gambin et al. (eds.), Vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, pp. 113-126.
- Robertson P.K., Campanella R.G. (1983).** Interpretation of cone penetration tests. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Vol.20, N°4, pp. 718-733. <https://doi.org/10.1139/T09-065>
- Robertson P.K., Campanella R.G. (1988).** Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU. University of British Columbia, Vancouver, Department of Civil Engineering, Soil Mechanics Series 120.
- Robertson P.K., Campanella R.G., Gillepsie D., Rice A. (1986).** Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.112, N°8.

- Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D. (1988).** Excess pore pressure and the flat dilatometer test. Int. Symposium on penetration testing, ISOPT, 1, Orlando, p. 567-576.
- Robertson P.K., Hughes J.M.O. (1986).** Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter tests. The 2<sup>nd</sup> International Symposium of the Pressuremeter and its Marine Application, Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texas, USA, pp. 222-244.
- Rocha B.P., Pedrini R.A.A., Giacheti H.L. (2015).** G<sub>o</sub>/N ratio in Tropical Soils from Brazil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.20, pp. 1915-1933.
- Roesler S.K. (1979).** Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.105, N°7, pp. 871-880.
- Roscoe K.H., Schofield A.N., Thurairajah A. (1963).** Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique*, vol.13, N°3, pp. 221-240. <https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.3.211>
- Roy M., le Chi Thien T. (1987).** Étude des propriétés d'une argile sensible au pressiomètre autoforeur. *Revue Française de Géotechnique*, (39), 41-53.
- RPA-Règles Parasismiques Algériennes (2003).** RPA 99—version 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algiers, Algeria
- Ruste J. (2011).** Introduction à la science des matériaux. 1<sup>er</sup> partie : l'aspect industriel. Notes de cours. Université de Marne la Vallée.
- Salençon J. (1966).** Expansion Quasi statique d'une Cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales des Ponts et Chaussées*, N°3. pp. 175-187.
- Sanglerat G. (1971).** Pénétrömètre statique et dynamique. Le pénétrömètre statique et la prévision des tassements. Recueil de conférences du Séminaire du C.A.S.T. sur les essais in situ, I.N.S.A. Lyon.
- Sanglerat G. (1972).** The Penetrometer and Soil Exploration, Elsevier, Amsterdam.
- Sanglerat G., Laréal P., Giell J. (1969).** Correlations between in situ penetrometer tests and the compressibility characteristics of soils. Conférence sur les essais in situ dans les sols et les roches, Londres.
- Santos J.A. (1999).** Soil characterization by dynamic and cyclic torsional shear tests, application to the study of piles under lateral static and dynamic loadings. PhD Thesis, Technical University of Lisbon, Portugal.
- Santos J.A., Gomes Correia A. (2000).** Shear modulus of soils under cyclic loading at small and medium strain level. Proceeding 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, pp. 1-8.
- Santos J.A., Gomes Correia A. (2001).** Reference threshold shear strain of soil: Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. Proceeding of the XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.1, Istanbul, Turkey, pp. 267-270.
- Schlosser F. (1977).** Développement récent dans le domaine des essais en place. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, pp. 11-39.
- Schmertmann J.H. (1978).** Guidelines for CPT in Performance and Design. U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration, Washington, 145 pages.
- Schmertmann J.H. (1986).** Dilatometer to compute foundation settlement, Use of in situ tests in geotechnical engineering. Geotechnical Special Publication, N°6, pp. 303-321.

- Schnaid F. (2005).** Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 3-45. [doi :10.3233/978-1-61499-656-9-3](https://doi.org/10.3233/978-1-61499-656-9-3).
- Schnaid F. (2009).** In Situ Testing in Geomechanics. Oxon: Taylor & Francis, 329 p
- Schofield A.N., Wroth C.P. (1968).** Critical state soil mechanics. Mc Graw Hill, London, 310 pages.
- Schultheiss P.J. (1983).** The influence of packing structure on seismic wave velocities in sediments. Marine Geological Report N°83/1, University College of North Wales.
- Schwab E.F., Broms B.B. (1977).** Pressure-Settlement-Time Relationship by Screw Plate Tests In situ. Proceedings of 9th International Conference on SMFE, Tokyo, Vol.1, pp. 281-288.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1970).** Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report UCB/ EERC 70-10. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California
- Selvadurai P., Bauer G., Nicholas T. (1980).** Screw plate testing of a soft clay. *Canadian Geotechnic Journal*, Vol17, N°4, pp 465-472. <https://doi.org/10.1139/t80-055>
- Shaban A.M., Cosentino P.J. (2017).** Development of the Miniaturized Pressuremeter Test to Evaluate Unbound Pavement Layers. *Journal of Testing and Evaluation*, Vol.45, N°2, pp. 521–533. <https://doi.org/10.1520/JTE20150322>
- Shahrour I., Gourvés R. (2005).** Reconnaissance des terrains in-situ. 192 pages
- Shirley D.J., Hampton L.D. (1978).** Shear-wave measurements in laboratory sediments. *The Journal of the Acoustical Society of America*, Vol. 63, N°2, pp 607-613. <https://doi.org/10.1121/1.381760>
- Silvestri V. (1998).** On the determination of the stress-strain curve of clay from the undrained plane-strain expansion of hollow cylinders: a long-forgotten method. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.35, N°2, pp. 360-363. <https://doi.org/10.1139/t97-084>
- Smith R.E., Wahls H.E. (1969).** Consolidation under constant rates of strain. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 95, SM2, pp. 519-539.
- Stewart W.P., Campanella R.G., Jackson R.S. (1990).** Development of the UBC self-boring pressuremeter. Proceeding of the third international symposium on pressuremeter, organised by the British geotechnical society and held at Oxford university.
- Stokoe K.H.II, Wright S., Bay J.A., Roesset J.M. (1994).** Characterization of geotechnical sites by SASW method. Geophysical characterization of sites, pp. 15-25.
- Stokoe K.H.II., Lee S.H.H., Knox D.P. (1985).** Shear moduli measurements under true triaxial stresses. Proceeding of the Advances in the art of testing soil under cyclic conditions, ASCE, New York, pp. 166-185.
- Strout M.J., Senneset K. (1998a).** The Field compressometer in Norway. Proceedings of the International Conference on Site characterization, Robertson and Mayne Editions, Atlanta, Vol.2, pp. 863-868.
- Strout M.J., Senneset K. (1998b).** International development of the field compressomètre. Proceedings of the International Conference on Site characterization, Robertson and Mayne Editions, Atlanta, Vol.2, pp. 857-862.
- Tani K. (1999).** Proposal of new in-situ test methods to investigate strength and deformation characteristics of rock masses. Prefailure deformation of geomaterials, Turin, Balkema pp. 357-364.

**Tatsuoka F., Shibuya S. (1992).** Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Keynote lecture for session N<sup>o</sup>1, Proceeding of the 9<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Thailand, Vol.2, pp. 101-170.

**Thépot O. (2004).** Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, Paris, 267 pages.

**Thorley A., Broise Y., Calhoon M.L., Zeman Z.P., Watt W.G. (1969).** Borehole instruments for economical strength and deformation in situ. Proceedings of the conference on in situ investigations in soils and rocks, British geotechnical society, London, pp. 155-165.

**Tokimatsu K., Kuwayama S., Tamura S., Miyadera Y. (1991).**  $V_s$  determination from steady state Rayleigh wave method. *Soils and Foundations*, Vol.31, N<sup>o</sup>2, pp. 153-163.

**Vaillant J.M, Aubry-Kientz J., Ung S.Y. (2010).** Etude de corrélations entre les résultats d'essais pressiométriques et de pénétration statique, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010, Grenoble.

**Van Impe W.F. (1986).** Evaluation of deformation and bearing capacity parameters of foundations from static CPT results. Proceedings of the 4<sup>th</sup> international Geotechnical seminar on Field Instrumentation and In-Situ Testing, Singapore, pp. 51-70.

**Van Wambeke A. (1962).** Criteria for Classifying Tropical Soils by Age. *John Wiley and Sons Inc.* New York, pp. 124-132. <https://doi.org/10.1111/j.1365-2389.1962.tb00689.x>

**Van Wambeke A., D'Hemricourt J. (1982).** Correlation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests, in Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, édité par Beringen F.L., Verruijt A., De Leeuw E.H., Balkema, Rotterdam, ISBN 90-6191-250-4, 941-944.

**Vesic A. S. (1972).** Expansion of cavities in infinite soil mass. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, N<sup>o</sup>3, pp. 265-290.

**Viggiani G., Atkinson J.H. (1995).** Interpretation of Bender Element Tests. *Géotechnique*, Vol.45, N<sup>o</sup>1, pp. 149-154. <https://doi.org/10.1680/geot.1995.45.1.149>

**Voyiadjis G.Z., Tumay M.T., Kioussis P.D. (1990).** Finite strain analysis of pressuremeter test. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.116, N<sup>o</sup>6, pp. 1002-1007.

**Vucetic M. (1994).** Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.120, N<sup>o</sup>12, pp. 2208-2228. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:12\(2208\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:12(2208))

**Vucetic M., Dobry R. (1991).** Effect of soil plasticity on cyclic response. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.117, GT1, pp. 89-107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:1\(89\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89))

**Waschkowski E. (1982).** Le pénétromètre dynamique. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Vol.125, pp. 95-103.

**Windle D., Wroth C.P. (1977).** In situ measurement of the properties of stiff clays. Proceedings, of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 347-352.

**Withers N.J., Schaap L.H.J., Dalton C.P. (1986).** The development of a full displacement pressuremeter. International Symposium on Pressuremeter and its Marine Applications, 2nd. Proceedings... Briaud e Audibert (Eds), ASTM STP 950, Texan, USA, pp. 38-56.

**Wood, D.M., Wroth, C.P. (1977).** Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests. *Géotechnique*, Vol.27, N<sup>o</sup>2, pp. 181-201. <https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.2.181>

**Wroth C. P. (1982).** British Experience with the Self-boring Pressuremeter. Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its Marine Appl. Paris, pp. 143-164.

**Wroth C.P., Hughes J.M.O. (1972).** An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clays. Report of department of engineering, University of Cambridge, CUED/C, Soils TR13, 29 pages.

**XP P 94-090-1 (1997).** Sols : reconnaissance et essais - Essai œdométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.

**Yagiz S., Akyol E., Sen G. (2008).** Relationship Between the Standard Penetration Test and the Pressuremeter Test on Sandy Silty Clays: A Case Study from Denizli. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 67, pp. 405–410. <https://doi.org/10.1007/s10064-008-0153-2>

**Yaman G. (2007).** Prediction of Geotechnical Properties of Cohesive Soils from In-Situ Tests: An Evaluation of a Local Database. Ph.D. thesis, METU, Ankara, Turkey.

**Yan L., Byrne P.M. (1990).** Simulation of downhole and crosshole seismic tests on sand using the hydraulic gradient similitude method. *Revue Canadienne de Géotechnique*, Vol.27, N°4, pp. 441 -457. <https://doi.org/10.1139/t90-060>

**Yu H.S. (1994).** Cavity expansion in sands with emphasis on its application to pressuremeter tests. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Siriwardane et Zaman (eds), Balkema, pp. 1803-1808.

**Yu H.S. (1995).** State parameter from self-boring pressuremeter tests in sand. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.120, N°12, pp. 2118-2135.

**Yu H.S. (2004).** The James K. Mitchell Lecture. In situ testing: from mechanics to prediction. proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Site Characterization, Milpress, Porto, 1:3–38.

**Yu P., Richart F.E. (1984).** Stress ratio effects on shear modulus and dry sands. American Society of Civil Engineers, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.110, N°3, pp. 331-345.

**Yun T.S., Santamarina J.C. (2005).** Decementation, softening, and collapse: changes in small-strain shear stiffness in  $k_0$  loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, N°. 3, pp. 350–358. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:3\(350\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:3(350))

**Zentar R. (1999).** Analyse inverse des essais pressiométriques: application à l'argile de Saint-Herblain. Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes-France, 182 pages.

**Zentar R., Moulin G., Hicher P.Y. (1998).** Numerical analysis of pressuremeter test in soil. Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems - NUMGE98, Cividini (ed), Springer, Vienna, Vol.397, pp. 593-600.

**Zhou S. (1997).** Caractérisation des sols de surfaces à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type PANDA. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand II, 179 pages.

**Zuidberg H.M., Post M.L. (1995).** The cone pressuremeter: an efficient way of pressuremeter testing. Proc. Conf. on the Pressuremeter and its New Avenues, Sherbrooke, Canada, AA Balkema Publishers, The Netherlands, pp. 387–394.