



HAL
open science

Étude des lois de comportement des sols à l'aide d'un essai d'expansion en forage réalisé avec une sonde à coquilles de déformation rigides

Théo Besson

► **To cite this version:**

Théo Besson. Étude des lois de comportement des sols à l'aide d'un essai d'expansion en forage réalisé avec une sonde à coquilles de déformation rigides. Génie mécanique [physics.class-ph]. Université Gustave Eiffel, 2022. Français. NNT : 2022UEFL2048 . tel-04086291

HAL Id: tel-04086291

<https://theses.hal.science/tel-04086291v1>

Submitted on 2 May 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse de doctorat

pour l'obtention du grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE GUSTAVE EIFFEL

Discipline : Géotechnique

École doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement

**ÉTUDE DES LOIS DE COMPORTEMENT DES SOLS A PARTIR
D'UN NOUVEL ESSAI DE CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL
RIGIDE EN FORAGE (DILATOSOL)**

Study of the soil's mechanical behaviour from a new borehole unidirectional loading test

Présentée et soutenue par

BESSON Théo

le 14 novembre 2022

Dirigée par M. REIFFSTECK Philippe

Composition du jury :

M.	BENOÎT Jean	University of New Hampshire	Président
Mme.	PANTET Anne	Université du Havre	Rapporteur
M.	ARROYO Marcos	Universitat Politècnica de Catalunya	Rapporteur
M.	REIFFSTECK Philippe	Université Gustave Eiffel	Directeur de thèse
M.	DUPLA Jean-Claude	Ecole des Ponts ParisTech	Examineur
Mme.	JACQUARD Catherine	Fondasol	Examinatrice
M.	RISPAL Michel	Fondasol	Invité
M.	SZYMKIEWICZ Fabien	Université Gustave Eiffel	Invité

RESUME

L'essai pressiométrique (PMT) était jusqu'à présent le seul essai in situ en mécanique des sols permettant d'accéder à une courbe contrainte-déformation complète du sol. Cette spécificité en a fait un essai privilégié pour le dimensionnement des fondations superficielles, permettant à l'ingénieur d'estimer à la fois la charge limite supportable par le sol et le tassement induit sous l'ouvrage en état de service.

Ce mémoire présente les travaux portant sur le développement d'un nouvel appareil de mesure des déformations en forage, baptisé Dilatosol. L'essai au dilatomètre Fondasol (DFT) consiste à écarter à vitesse constante deux coquilles rigides et semi-cylindriques contre la paroi d'un forage réalisé au préalable. La mesure simultanée de la contrainte appliquée sur la paroi et du déplacement des coquilles permet d'accéder à une courbe contrainte-déformation complète du sol. Cet essai de chargement unidirectionnel est une extension de l'essai au dilatomètre rigide pour l'étude des sols alors qu'il était jusque-là uniquement pratiqué en mécanique des roches.

Ces travaux de thèse ont débuté dès la fin de conception du premier appareil. Notre méthode de validation du matériel de mesure s'est basée, à l'issue d'une confirmation métrologique en atelier, sur une étude comparative avec le pressiomètre Ménard. Cette approche a permis de faire évoluer le concept de la sonde Dilatosol qui s'est finalement déclinée en quatre prototypes. Le dernier en date permet d'appliquer sur le sol une contrainte de 4 MPa et un enfoncement relatif de la paroi du forage d'environ 40 % au moyen de pistons hydrauliques. La conception successive de ces appareils a été intégralement prise en charge par le service matériel, recherche et développement de Fondasol avec le concours de l'université Gustave Eiffel.

Au travers des nombreux essais menés sur des sites présentant des contextes géotechniques variés, le dernier prototype a permis d'extraire de la courbe de chargement deux paramètres mécaniques des sols : un paramètre de déformabilité de type module pseudo-élastique défini à partir de la théorie de l'élasticité, et un paramètre de rupture défini par analogie avec la contrainte limite du sol soumis au chargement d'une fondation. Les résultats montrent que les différents modèles analytiques proposés donnent des résultats comparables en termes de module. De plus, le module au Dilatosol est proche du module pressiométrique ce qui est confirmé par des simulations numériques aux éléments finis. Quant au paramètre de rupture, les divers critères proposés donnent des résultats variables étant donné les multiples manières dont on peut définir la rupture. Nous montrons qu'un critère de type initiation de la propagation de déformations plastiques à partir de la paroi du forage donne une contrainte limite proche de la pression limite conventionnelle pressiométrique, et nous proposons donc de conserver ce paramètre en première approche.

Enfin, grâce à une campagne d'essais croisés de chargement de fondation, d'essais pressiométriques et d'essais au Dilatosol, nous proposons une application directe de ces paramètres pour le dimensionnement d'une fondation superficielle circulaire. Les résultats montrent que l'on peut estimer les tassements à l'état limite de service et une contrainte limite à l'état ultime en adéquation avec les méthodes pressiométriques.

Les résultats de ces recherches montrent que le Dilatosol peut se présenter comme une alternative fiable au pressiomètre pour la conception des fondations superficielles.

Mots clef : *Mécanique des sols ; essai d'expansion en forage ; in situ ; pressiomètre ; dilatomètre rigide ; chambre d'étalonnage ; module ; déformation ; état limite.*

ABSTRACT

The Ménard pressuremeter test (PMT) was so far the only in situ test in soil mechanics that provided a full stress-strain curve through the radial dilatation of a flexible cylindrical membrane. Thus, this test is particularly suited to shallow foundations design: it enables to estimate both the maximal admissible load of the soil under foundations and the settlements that occur during the structure's commissioning.

This thesis dissertation presents a new soil investigation apparatus called the Dilatosol. The Dilatosol test (DFT) is a prebored expansion test during which two rigid semi-cylindrical shells are pushed against the borehole wall at a constant displacement rate. The measurement of the shells' displacement and the hydraulic pressure applied provides access to a full stress-strain curve. Such unidirectional loading test is comparable to the borehole jack test that is performed in rocks mechanics studies but never in soft soils.

The thesis started after the conception of the first prototype. The validation of the apparatus is based on a metrological control on a bench as well as on a comparative study with the Ménard pressuremeter test by means of crossover tests in various materials. This allowed us to develop further the concept of the probe with a total of four prototypes developed. The last one can apply a maximal stress of 4 MPa and a relative displacement of the borehole walls of 40 % thanks to hydraulic cylinders. The whole conception process has been taken over by the research and development department of Fondasol with the support of the University Gustave Eiffel (UGE).

By means of studies on various geotechnical materials (dry Hostun sand reconstituted in a calibration chamber, in situ clay, etc.), we show that the two main soil's mechanical parameters can be derived from a load-displacement curve: a deformability parameter defined as a pseudo-elastic modulus derived from the theory of elasticity, and a failure parameter defined by analogy with the limit pressure of the soil under failing under a shallow foundation. The last prototype is the only one able to access these two parameters simultaneously.

Results show that the various analytical models proposed give similar results in terms of pseudo-elastic moduli. Furthermore, the Dilatosol modulus is close to the pressuremeter modulus which is confirmed by finite elements analyses. The few failure criteria suggested give varying results given the different ways failure can be defined. We show that the definition of failure as the starting of failure propagation from the borehole walls gives access to a limit stress close to the conventional Ménard limit pressure. It is then advised to keep this definition as a first approach.

Finally, thanks to a crossover tests campaign with foundation loading test, pressuremeter tests and Dilatosol tests, we carry out a direct application of the Dilatosol parameter to the design of a circular foundation. Results show that settlements at the service state and the ultimate limit load can be successfully estimated and compared with the pressuremeter predictions.

This research shows that the Dilatosol is a good alternative to the Ménard pressuremeter test to shallow foundation design.

Keywords: *Soil mechanics; in-situ test; borehole expansion test; Ménard pressuremeter; modulus, borehole jack, rigid dilatometer, calibration chamber, limit state.*

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont tout d'abord à l'ensemble des membres de l'équipe ayant encadré mes recherches : je remercie Philippe Reiffsteck pour son implication continue dans la direction de la thèse, mais aussi pour son optimisme et sa bienveillance qui ont entretenu ma motivation. Je remercie Catherine Jacquard, véritable moteur de ce projet, qui a suivi avec minutie mes avancées et qui par son exigence et sa rigueur m'a donné les moyens de progresser. Je tiens à remercier spécialement Michel Rispal pour la qualité et la quantité de travail fournies pour le développement du matériel. L'énergie et la détermination apportées ont permis d'aboutir à un matériel fiable et robuste dont j'espère rendre honneur dans ce mémoire. Merci à Fabien Szymkiewicz pour ses propositions toujours pertinentes. Par leurs relectures attentives, leurs corrections et suggestions, toutes ces personnes ont très largement contribué à la qualité de ce mémoire.

Je voudrais remercier Anne Pantet et Marcos Arroyo qui ont gentiment accepté d'être les rapporteurs de mes travaux. Merci à Jean Benoît et Jean-Claude Dupla de faire partie du jury en tant qu'examineurs. Je tiens à remercier l'ensemble des membres du jury qui ont montré un vif intérêt pour mes recherches à travers leurs nombreuses remarques et questions lors de la soutenance.

Je remercie sincèrement le groupe Fondasol pour avoir financé ces travaux de recherche dans le cadre d'une thèse CIFRE, mais surtout pour m'avoir réellement intégré en tant que Fondasolien à Montfavet. Je suis convaincu que les travaux présentés ici pourront être créateurs de valeurs pour l'entreprise. Je remercie également l'ANRT de favoriser l'existence de tels projets de recherche passionnants rapprochant les domaines public et privé.

Je tiens à remercier tous les fondasoliens ayant apporté leur aide, ô combien salvatrice, et plus particulièrement le personnel des ateliers de mesure et de fabrication. Mes vifs remerciements vont d'abord à Gilles pour son mentorat inestimable au niveau du matériel pressiométrique. Merci aussi à Loïc pour son aide précieuse sur l'abominable prototype 1 et l'obscur code labview qui allait avec. La mise en place de la chambre d'essais a été un véritable défi qui n'aurait jamais pu aboutir sans les contributions de Cédric, Xavier et David. Mes chaleureux remerciements vont aussi aux tourneurs-fraiseurs, Aldo, Jean-Luc, Rémi, Guillaume et Benoît ainsi qu'au soudeur Ives avec lesquels j'ai partagé de très bons moments lors de mes essais en chambre. Je mesure la chance que j'ai eu de travailler dans une entreprise possédant des talents aussi variés.

Mes remerciements amicaux s'adressent ensuite, bien entendu, à Pascale et Alexandre mes collègues de bureau, parfois calmes mais le plus souvent animés (surtout Alexandre). Je remercie Pascale pour ses aides diverses dont la réalisation de quelques schémas figurant dans ce mémoire. Je remercie chaudement Mohamed pour sa contribution à plusieurs campagnes de mesure sur le terrain.

Tous ces remerciements seraient vides de sens sans inclure Nora qui a été mon principal soutien moral tout au long de cette thèse. Je remercie aussi ma famille pour son soutien indéfectible sans lequel je n'aurais jamais pu arriver aussi loin.

TABLE DES SYMBOLES

Symboles latins :

$a_{c,1}$	[mm/MPa]	Coefficient de correction de l'écartement des coquilles due à la dilatation propre de l'appareillage
$a_{i,1}$	[kPa/mm]	Coefficient de correction de la contrainte due à la résistance propre de la gaine
b	[mm]	Largeur des coquilles
B	[mm]	Largeur d'une fondation rectangulaire ou diamètre d'une fondation circulaire
c	[kPa]	Cohésion
c_u	[kPa]	Cohésion non drainée
D	[mm]	Profondeur d'encastrement de la fondation
e	[-]	Indice des vides
E	[MPa]	Module d'Young
E_{qa}	[MPa]	Module sécant au pénétromètre latéral autoforeur
E_{CLT}	[MPa]	Module sécant à l'essai de chargement de pointe
E_D	[MPa]	Module sécant au dilatomètre plat
$E_{DFT,app}$	[MPa]	Module apparent au Dilatosol
$E_{PMT,M}$	[MPa]	Module pressiométrique selon la formule de Ménard
$E_{DFT,M}$	[MPa]	Module au Dilatosol selon la formule de Ménard
$E_{DFT,G}$	[MPa]	Module au Dilatosol selon la formule de Giroud
$E_{DFT,BJ}$	[MPa]	Module au Dilatosol selon la formule de Heuzé et Salem
G	[MPa]	Module de cisaillement
I	[-]	Facteur d'influence (tassement de fondations superficielles)
I_D	[-]	Indice de densité d'un sable
K	[-]	Facteur géométrique issu de la théorie élastique d'un chargement unidirectionnel rigide en forage
k_p	[-]	Facteur de portance pressiométrique
$k_{théo}$	[N/mm]	Rigidité théorique des ressorts étalons
L	[mm]	Longueur des coquilles
n	[-]	Nombre de pistons
P	[MPa]	Pression appliquée sur la paroi du forage lors d'un essai pressiométrique
P_1, P_2	[MPa]	Pressions exercées par le pressiomètre respectivement associées au début et à la fin de la plage pseudo-élastique
P_h	[MPa]	Pression d'huile dans le circuit hydraulique du Dilatosol

p_{IM}	[MPa]	Pression limite pressiométrique de Ménard
p_{ql}	[MPa]	Pression limite au pénétromètre latéral autoforeur
q_c	[MPa]	Résistance de pointe au pénétromètre statique
q_d	[MPa]	Résistance de pointe au pénétromètre dynamique
q_u	[MPa]	Contrainte ultime du sol sous une fondation superficielle
R	[mm]	Ecartement corrigé d'une coquille du Dilatosol
R_1, R_2	[mm]	Ecartements du Dilatosol respectivement associés au début et à la fin de la plage pseudo-élastique
R_m	[mm]	Ecartement moyen du Dilatosol entre le début et la fin de la plage pseudo-élastique
ΔR	[mm]	$R_2 - R_1$
R_0	[mm]	Pressiomètre : rayon initial de la sonde
	[mm]	Dilatomètre plat : demi-largeur initiale de la lame
R_p	[mm]	Rayon initial du forage
R_c	[mm]	Rayon de courbure des coquilles
s	[mm]	Tassement sous une fondation
S	[cm ²]	Surface d'appui totale en considérant les deux coquilles
S_p	[cm ²]	Surface d'un piston
S_u	[MPa]	Cohésion non drainée mesurée au scissomètre
V	[cm ³]	Volume injecté dans la sonde pressiométrique
V_1, V_2	[mm]	Volumes injectés respectivement associés au début et à la fin de la plage pseudo-élastique
ΔV	[mm]	$V_2 - V_1$

Symboles grecs :

α	[-]	Coefficient rhéologique de Ménard
β	[°]	Demi-angle d'ouverture des coquilles
β_c	[°]	Demi-angle de contact des coquilles contre la paroi cylindrique du forage
γ	[kN/m ³] [-]	Poids volumique du sol Déformation cisailante
γ_w	[kN/m ³]	Poids volumique de l'eau
Γ	[-]	Fonction de transformation entre la pression pressiométrique et la pression sous une fondation
ε	[-]	Déformation
λ	[-]	Paramètre permettant le calcul automatique du module apparent
ν	[-]	Coefficient de Poisson
ϕ	[mm]	Ecartement corrigé des coquilles
φ	[°]	Angle de frottement interne du sol
ψ	[°]	Angle de dilatance du sol
σ	[MPa]	Contrainte corrigée exercée dans la direction d'écartement des coquilles du Dilatosol
σ^*	[MPa]	Contrainte nette corrigée
σ_1, σ_2	[MPa]	Contraintes exercées par le Dilatosol respectivement associées au début et à la fin de la plage pseudo-élastique
$\Delta\sigma$	[MPa]	$\sigma_2 - \sigma_1$
σ_{brute}	[MPa]	Contrainte brute exercée dans la direction d'écartement des coquilles
σ_h	[MPa]	Contrainte horizontale
σ_{h0} ou p_0	[MPa]	Contrainte horizontale au repos
σ_{hyp}	[MPa]	Contrainte limite au Dilatosol à partir de la méthode hyperbolique
σ_i	[MPa]	Fonction de résistance propre de la membrane au Dilatosol
σ_{log}	[MPa]	Contrainte limite au Dilatosol à partir de la méthode Log-Log
σ_{log}	[MPa]	Contrainte limite au Dilatosol pour $\Delta R/R_p=0,42$
σ_{tang}	[MPa]	Contrainte limite au Dilatosol à partir de la méthode des tangentes
σ_v	[MPa]	Contrainte verticale
σ_{v0}	[MPa]	Contrainte verticale au repos

TABLE DES MATIERES

Résumé	3
Abstract	4
Remerciements	5
Table des symboles	6
Table des matières	9
Introduction	13
Chapitre I: Le matériel de mesure de déformation en forage par chargement unidirectionnel	15
I.1 Introduction : le pressiomètre Ménard	15
I.2 État de l’art sur les appareils à chargement localisé	17
I.2.1 Le Pénétromètre Latéral Autoforeur (PENLAT)	17
I.2.2 L’essai de chargement au cône (CLT)	18
I.2.3 Le dilatomètre plat	20
I.2.4 Les dilatomètres rigides	23
I.2.5 Conclusion sur l’état de l’art	29
I.3 Le Dilatosol, le concept de dilatomètre rigide adapté aux sols	30
I.3.1 Le premier prototype	31
I.3.2 Les prototypes hydrauliques	32
I.3.3 Synthèse des caractéristiques géométriques des prototypes	36
I.4 Étalonnages, corrections et validation des mesures	38
I.4.1 Le bâti d’étalonnage	38
I.4.2 Étalonnage des mesures	39
I.4.3 Corrections et calibrage des mesures	46
I.4.4 Validation du montage	53
I.5 Étude du volume déplacé	55
I.6 Conclusion	60
Chapitre II: Les matériaux étudiés	61
II.1 Cylindre creux élastique synthétique en polyuréthane	62
II.1.1 Essais de compression	62
II.1.2 Formule de dilatation interne d’un cylindre épais	65
II.1.3 Essais d’expansion	66

II.2 Sable sec reconstitué en chambre d'essais	68
II.2.1 La chambre d'essais.....	68
II.2.2 Le sable d'Hostun HN31	82
II.2.3 Résultats des essais pressiométriques.....	88
II.2.4 Résultats des essais au Dilatosol	90
II.2.5 Conclusion	97
II.3 Essais sur sites	98
II.3.1 Argile limoneuse sous nappe (Le Thor)	98
II.3.2 Sable dense sous nappe (Messanges)	105
II.3.3 Argile limoneuse hors nappe (Avignon)	115
II.4 Conclusion	123
Chapitre III: Définition des paramètres extraits de l'essai de chargement unidirectionnel en forage.....	125
III.1 Généralités sur la rhéologie des sols	125
III.2 Comparaison numérique de différents essais de chargement.....	128
III.3 Les modules de déformation	132
III.3.1 Module apparent.....	133
III.3.2 Chargement radial cylindrique	133
III.3.3 Chargement d'une surface rectangulaire reposant sur un massif élastique semi-infini (Giroud, 1968)	134
III.3.4 Chargement unidirectionnel en forage	136
III.3.5 Chargement de poinçons axisymétriques	146
III.3.6 Chargement interne d'un anneau d'épaisseur finie	147
III.3.7 Application au calcul d'un module au Dilatosol.....	151
III.4 Les paramètres de rupture	157
III.4.1 La capacité portante d'une fondation superficielle	157
III.4.2 Les paramètres de rupture extraits des essais in situ.....	160
III.4.3 Conclusion : définition d'une contrainte de rupture au Dilatosol	169
III.5 Conclusion.....	173
Chapitre IV: Interprétation des courbes de chargement au Dilatosol	174
IV.1 Faux-sol en polyuréthane	174
IV.1.1 Faux-sol nu.....	174
IV.1.2 Faux-sol avec tube	175
IV.1.3 Étude expérimentale du contact	176

IV.2 Sable sec reconstitué en chambre d'essais	179
IV.2.1 Les modules	179
IV.2.2 Influence du mode de pilotage	181
IV.2.3 Contrainte limite	186
IV.2.4 Étude numérique aux éléments finis	187
IV.3 Essais sur sites.....	199
IV.3.1 Argile limoneuse sous nappe (le Thor)	199
IV.3.2 Sable sous nappe (Messanges).....	200
IV.3.3 Argile limoneuse hors nappe (Avignon).....	202
IV.4 Synthèse intersites	207
IV.5 Conclusion	211
Chapitre V: Application au dimensionnement de fondations superficielles	213
V.1 Présentation des essais de chargement de fondation	213
V.1.1 Matériel et procédure d'essai	213
V.1.2 Résultats des essais.....	215
V.2 Contexte lithologique	217
V.3 Calculs de capacité portante	217
V.3.1 Présentation de la méthode pressiométrique	217
V.3.2 Application	220
V.4 Calculs de tassements.....	221
V.4.1 Théorie élastique multicouches (Steinbrenner, 1934).....	222
V.4.2 Méthode pressiométrique (Ménard and Rousseau, 1962; ISO, 2015)	226
V.4.3 Méthode de la courbe t-z analogique (Briaud, 2007).....	229
V.5 Conclusion.....	235
Conclusion.....	236
Références	239
Annexes	247
Annexe A: Étude bibliographique du contact cylindre-cylindre.....	248
Annexe B: Analyse élastique de l'essai de chargement unidirectionnel en forage (d'après Amadei, 1985).....	253
Annexe C: Essais en chambre – Compléments	256
Annexe D: Essais in situ : Avignon – Compléments	258
Annexe E: Essais in situ : Messanges – Compléments	271
Annexe F: Essais in situ : Le Thor – Compléments	275

INTRODUCTION

L'une des principales finalités de l'étude mécanique des sols est de fournir des paramètres permettant de justifier le dimensionnement de fondations superficielles ou profondes. On s'appuie pour cela sur deux principaux paramètres mécaniques des sols :

- Un paramètre de rupture donnant accès à la contrainte ultime acceptable par le sol avant de rompre menant à la ruine de l'ouvrage.
- Un paramètre de déformabilité permettant d'estimer les tassements sous une fondation en service.

La détermination précise et fiable de ces paramètres est primordiale afin de dimensionner des fondations au plus faible coût tout en assurant l'intégrité de l'ouvrage. La réalisation d'essais de chargement de fondation directement sur le site d'étude est rare, ces essais étant longs, complexes et coûteux.

Des méthodes indirectes sont donc préférées, les paramètres mécaniques des sols étant alors déterminés à partir d'essais en laboratoire ou d'essais in situ. Les essais en laboratoire permettent d'accéder à des paramètres constitutifs des lois de comportement élémentaires des sols qui peuvent alors être appliquées dans une large gamme de situations au travers de développements analytiques ou numériques (éléments finis). Cependant, ces essais sont tributaires de la qualité du prélèvement et du transport des échantillons ainsi que de la manière dont sont recréées en laboratoire les conditions initiales. A l'inverse, les essais in situ permettent d'étudier les sols dans leurs conditions naturelles d'état hydrique et de champ de contraintes. Les paramètres déterminés lors de ces essais sont ramenés au cas des fondations par des méthodes semi-empiriques.

Parmi ces essais in situ, l'essai au pressiomètre Ménard est pour l'instant le seul qui donne accès de manière satisfaisante à une courbe de chargement complète du sol jusqu'à sa rupture reliant une variation de pression et une mesure de déformation, permettant ainsi d'accéder à la fois à un paramètre de rupture et un paramètre de déformabilité. Cet essai a historiquement bénéficié d'un grand nombre de campagnes de mesures croisées avec des essais de fondations, permettant d'établir des méthodes semi-empiriques de dimensionnement de ces dernières. Au cours des décennies de pratique, l'essai pressiométrique a démontré sa capacité à estimer de manière fiable d'une part le tassement sous une fondation et d'autre part la capacité portante ultime du sol supportant la fondation. En revanche, l'essai souffre de plusieurs défauts :

- L'influence importante de la qualité du forage sur les résultats de l'essai.
- L'éclatement fréquent de la membrane qui résiste mal aux hétérogénéités du sol quand le volume et la pression augmentent fait que la pression limite est rarement atteinte.
- Le coût de l'essai, caractérisé par un appareillage complexe et une durée assez longue rend son utilisation handicapante financièrement pour les projets géotechniques les plus courants.
- L'utilisation de gaz comprimé, source potentielle de danger pour l'opérateur.
- La précision des mesures est relativement faible, essentiellement à cause des pertes de charges dans les tubulures, sources d'approximation dans l'interprétation de l'essai.

Le but de ce travail est de développer un nouvel essai d'expansion en forage, rapide et facile à mettre en œuvre pour des reconnaissances géotechniques à faible profondeur (moins de 10 m). Il devra être capable de déterminer un module de déformation et une pression de rupture du sol environnant. S'il semble difficile de s'affranchir de l'influence de la qualité du forage, le nouvel essai devra permettre de dépasser certaines des limites de l'essai Ménard en :

- Évitant l'abandon de l'essai par éclatement de la sonde quitte à abandonner le concept de gaine souple déformable utilisé par la sonde pressiométrique.
- Limitant la complexité du contrôleur pression-volume et de la sonde de mesure voire en s'affranchissant de l'utilisation de gaz comprimé.
- Éliminant l'influence des pertes de charges dans les tubulures lors de variations de volume importantes.

Un appareil de mesure a été conçu sur la base d'une sonde à chargement unidirectionnel par écartement de coquilles rigides. Au cours de ce projet de recherche, plusieurs prototypes ont été développés au sein du service matériel, recherche et développement de Fondasol. Ces prototypes sont caractérisés par des différences importantes en termes de principe de fonctionnement et de géométrie de chargement du sol.

Le premier chapitre de ce mémoire se concentre sur le matériel développé. Nous dressons un état de l'art sur les appareils de mesure in situ permettant d'obtenir une courbe contrainte-déformation des sols en se limitant aux appareils à chargement localisé. Puis, nous présentons les différents prototypes successivement développés et nous montrons qu'ils permettent d'accéder, avec précision et répétabilité, aux grandeurs physiques recherchées à savoir la contrainte exercée sur la paroi du forage et le déplacement en résultant.

Le deuxième chapitre présente les matériaux étudiés dans le cadre de notre recherche. Nous décrivons l'étude comparative réalisée sur un sable reconstitué en chambre d'essais ainsi que les différents sites d'études et les matériaux rencontrés. Nous présentons les courbes d'essais obtenues avec les prototypes en comparaison avec des courbes pressiométriques.

Le troisième chapitre porte sur les différents outils permettant d'interpréter les courbes de chargement obtenues. Il s'agit notamment de proposer des expressions analytiques d'un module élastique et de proposer des méthodes d'interprétation d'un critère de rupture. Des modèles numériques aux éléments finis sont présentés, permettant d'interpréter les essais et de les comparer à l'essai pressiométrique.

Le quatrième chapitre porte sur l'application des précédents outils et méthodes sur les courbes d'essais obtenues. Nous comparons les valeurs de modules et de contraintes limites obtenues avec notre appareil avec les paramètres pressiométriques.

Enfin, le cinquième chapitre présente l'application de ces paramètres au dimensionnement de fondations superficielles en termes de capacité portante et de tassements.

CHAPITRE I: LE MATERIEL DE MESURE DE DEFORMATION EN FORAGE PAR CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL

I.1 Introduction : le pressiomètre Ménard

L'essai pressiométrique Ménard est un essai d'expansion qui consiste à dilater radialement, dans un forage préalablement réalisé, une sonde cylindrique et à mesurer la pression appliquée sur le sol ainsi que le volume injecté (ISO, 2015). Nous ne considérerons ici que l'appareillage le plus répandu dans la pratique géotechnique courante française tel que présenté Figure I-1 et nous nous limiterons à une présentation des points essentiels nécessaires à cette recherche.

La sonde, recouverte d'une gaine caoutchouc nitrile, est composée de trois cellules, gonflées à l'eau pour la cellule de mesure centrale et à l'air pour les deux cellules de garde. Cette configuration permet l'application d'un champ de contrainte cylindrique au voisinage de la cellule de mesure. Un Contrôleur Pression-Volume (CPV) situé en surface et alimenté en gaz comprimé permet de générer les pressions dans les trois cellules. Le chargement du sol est réalisé par paliers de pression croissants, ces paliers étant maintenus constants pendant soixante secondes. La pression appliquée et le volume injecté sont mesurés pour chaque palier à trente et soixante secondes.

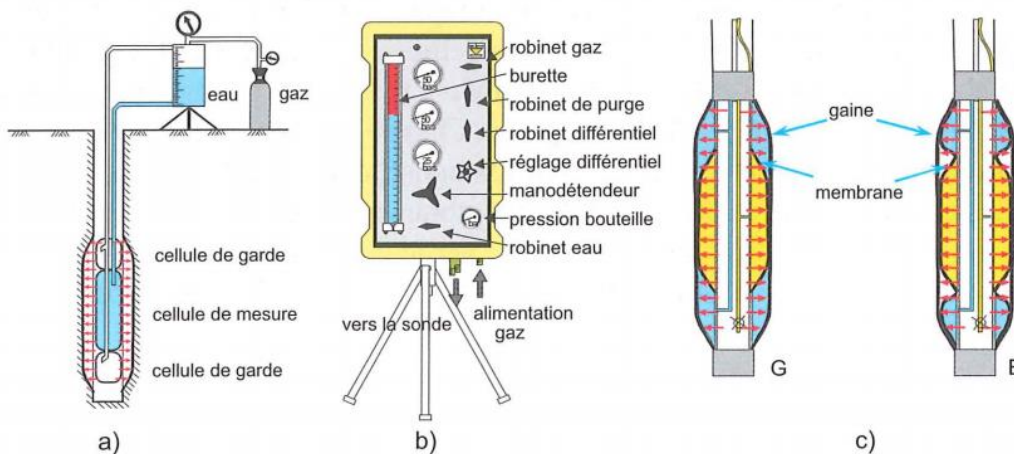


Figure I-1 : Essai au pressiomètre Ménard. a) principe de l'essai. b) CPV. (c) sonde tri-cellulaire de type emboîtée (G) et juxtaposée (E). D'après (Reiffsteck et al., 2012).

La pression mesurée au niveau du CPV doit être corrigée de la résistance propre de la gaine et de la pression hydrostatique au niveau de la sonde (Figure I-2) :

$$P = P_{brute} + \gamma_w h - f(V_{brut}) \quad [I.1]$$

Avec :

γ_w : poids volumique du liquide injecté, supposé égal au poids volumique de l'eau soit 10 kN/m^3 ,

h : différence d'altitude entre la cellule de mesure de la sonde et le CPV,

$f(V_{brut})$: pression correspondant à la résistance de la gaine caoutchouc à un volume injecté V_{brut} lors de l'étalonnage de la sonde à l'air libre.

La mesure du volume injecté doit quant à elle être corrigée de la dilatation propre de l'appareillage sous la pression d'essai. Cette correction est déterminée en plaçant la sonde dans un cylindre creux infiniment rigide :

$$V = V_{brut} - a \cdot P_{brute} \quad [I.2]$$

Avec

a : coefficient de compressibilité (MPa/cm^3) correspondant au coefficient directeur de la droite calée sur la courbe de calibrage.

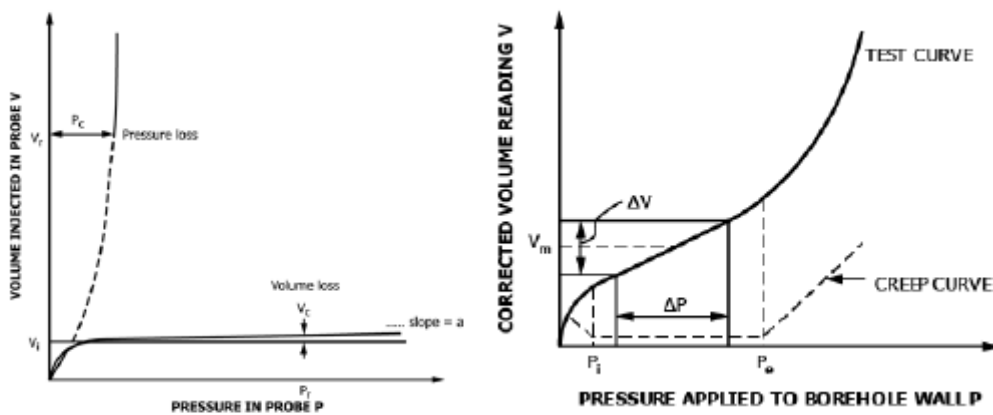


Figure I-2 : À gauche : Corrections des mesures. À droite : Courbes corrigées. D'après (ASTM International, 2020).

Deux paramètres mécaniques peuvent être extraits d'un essai pressiométrique : un paramètre de déformabilité, le module de Ménard $E_{PMT;M}$, et un paramètre de rupture, la pression limite de Ménard p_{IM} . Le module est calculé sur la partie de la courbe pression-volume autour de laquelle la pente est la plus faible :

$$E_{PMT;M} = 2(1 + \nu)V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad [I.3]$$

Quant au paramètre p_{IM} , il est conventionnellement défini comme la pression appliquée sur le terrain associée à un doublement du volume de la cavité cylindrique. La valeur de p_{IM} ainsi obtenue est corrigée de la contrainte horizontale régnant dans le terrain avant introduction de la sonde pour donner la pression limite nette p_{IM}^* .

Dans les paragraphes suivants, nous étudierons les différents outils existants permettant d'effectuer un essai de chargement localisé en forage. Nous introduirons ainsi les dilatomètres rigides dont le principe de fonctionnement a inspiré les nouveaux prototypes développés dans le cadre de ce projet de recherche même s'ils sont essentiellement destinés à être utilisés dans des roches. Puis, nous présenterons les quatre différents prototypes développés, nous commenterons leurs différences en termes de fonctionnement et de géométrie de chargement. Nous présenterons les méthodes d'étalonnage des mesures ainsi que les corrections à appliquer.

I.2 État de l'art sur les appareils à chargement localisé

I.2.1 Le Pénétrromètre Latéral Autoforeur (PENLAT)

L'essai au pénétrromètre latéral autoforeur (PENLAT) est un essai de poinçonnement du sol après autoforage (Baguelin et al., 1977). Le poinçon, circulaire de rayon $R = 18 \text{ mm}$ pour une surface d'appui de 10 cm^2 , est enfoncé horizontalement dans le sol grâce à un vérin. La course maximale du vérin est de 16 mm et la pression maximale applicable est de 25 MPa . L'essai est conduit par paliers de pression.

Une courbe de chargement est tracée en fonction du déplacement relatif du poinçon $a = \gamma/R$ avec γ l'enfoncement du poinçon. L'allure typique d'une courbe de chargement est montrée sur la Figure I-3.

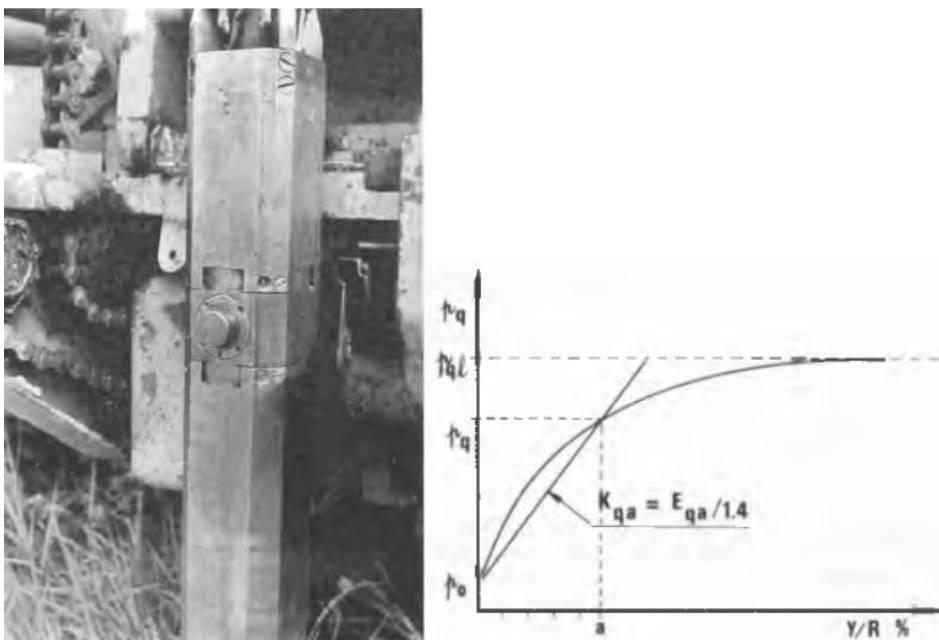


Figure I-3 : À gauche, le PENLAT avec le poinçon sorti. À droite : Courbe de poinçonnement typique, d'après (Baguelin et al., 1977).

Les auteurs définissent un module élastique sécant d'après la formule de Boussinesq appliquée au cas du chargement d'un demi-espace élastique :

$$E_{qa} = \frac{\pi}{2} (1 - \nu^2) \frac{p_q - p_0}{a} = 1,4 \frac{p_q - p_0}{a} \quad [I.4]$$

Avec :

P_q la pression de pointe.

P_0 la contrainte horizontale des terres au repos.

ν le coefficient de Poisson du sol.

Ils définissent également une pression limite p_{ql} comme étant l'asymptote de la courbe parallèle à l'axe des déformations (Figure I-3 à droite).

Les modules extraits des courbes au PENLAT sont globalement supérieurs au module pressiométrique (Figure I-4). Les modules sécants calculés à 2 % (E_{q2}) sont ainsi presque deux fois supérieurs au module déterminé au pressiomètre autoforeur pour une même déformation. Les modules E_{q5} ($a=5\%$) sont presque cinq fois supérieurs au module déterminé au pressiomètre Ménard. Dans le cas du pressiomètre Ménard, les auteurs ne renseignent pas la plage de calcul des modules. De plus, les deux essais sont plus difficilement comparables étant donné la différence de méthode de mise place de la sonde.

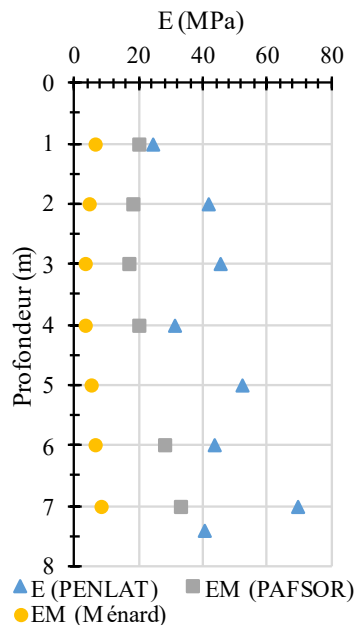


Figure I-4 : Comparaison des modules de Ménard, autoforeur PAFSOR à 2%, et PENLAT à 2% sur un sable de Loire, d'après (Baguelin et al., 1977).

I.2.2 L'essai de chargement au cône (CLT)

L'essai de chargement au cône (CLT : Cone Loading Test) a été développé en complément de l'essai de pénétration statique à la pointe électrique avec mesure de la pression interstitielle (CPTu) qui ne permet d'accéder qu'à des paramètres de rupture, la résistance de pointe q_c , ainsi que le frottement sur le manchon f_s et la pression interstitielle u dans le sol. L'accès à un module de déformation n'est possible que par corrélation avec le module d'Young (Robertson, 2009)

ou avec le module pressiométrique par corrélation directe (Cassan, 1978) ou indirecte à partir du module œdométrique (Costet and Sanglerat, 1981; Robertson, 2009).

Le CLT consiste à charger le sol par paliers successifs, via les tiges pénétrométriques, jusqu'à atteindre la résistance maximale du sol q_{CLT} (Figure I-5). Cette valeur est généralement inférieure à q_c étant donné la plus faible vitesse de sollicitation du sol par rapport au chargement statique à une vitesse normalisée de 2 cm/s.

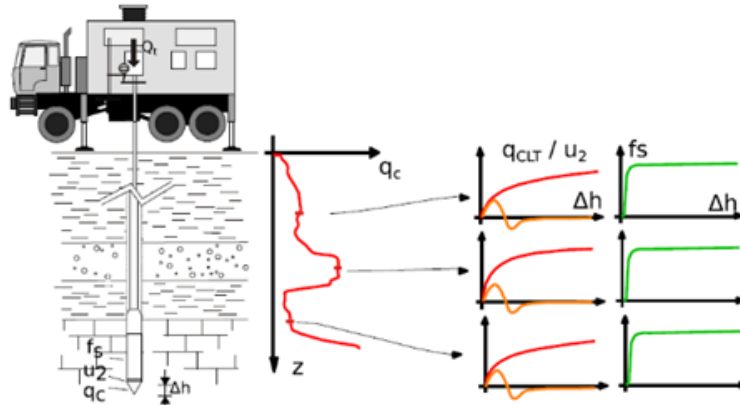


Figure I-5 : Principe du CLT, d'après (Reiffsteck, 2018).

L'enfoncement de la pointe Δh mesuré en fonction de l'incrément de pression ΔP permet de calculer un module de déformation E_{CLT} en assimilant la pointe à une plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur h dans un massif élastique semi-infini (Ali, 2010; Arbaoui, 2003):

$$E_{CLT} = kR \frac{\Delta P}{\Delta h} \quad [I.5]$$

Où R est le rayon de l'embout plat et k un facteur géométrique dépendant de la forme de la pointe. Le module peut alors être calculé pour différents niveaux d'enfoncement (Figure I-6).

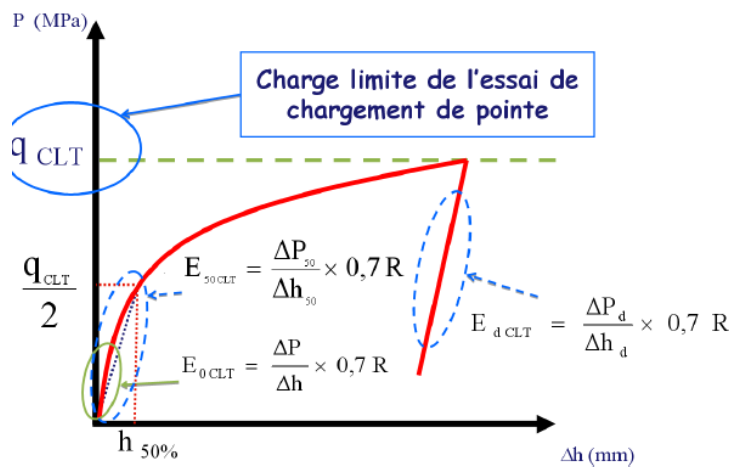


Figure I-6 : Détermination des modules E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT} , d'après (Ali, 2010).

L'essai est encore en développement. Certains résultats montrent que le module $E_{50,CLT}$ est comparable au module d'Young estimé à partir de l'essai pressiométrique avec le rapport E_M/α (Teyssier et al., 2021). Toute comparaison entre ces deux essais doit cependant prendre en compte le fait qu'ils ne sollicitent pas le sol dans la même direction.

I.2.3 Le dilatomètre plat

Le dilatomètre plat (Figure I-7) est composé d'une lame (95 mm de largeur et 14 mm d'épaisseur) en acier inoxydable munie d'un tranchant permettant d'insérer l'outil dans le sol (Marchetti, 1980). Sur un de ses côtés, une fine membrane circulaire (60 mm de diamètre) en acier se gonfle sous la pression d'un gaz injecté depuis la surface. L'opérateur peut lire et modifier cette pression via une unité de contrôle. L'outil est inséré à 2 cm/s dans le sol à l'aide d'un bâti de pénétromètre et un essai est réalisé tous les 20 cm.

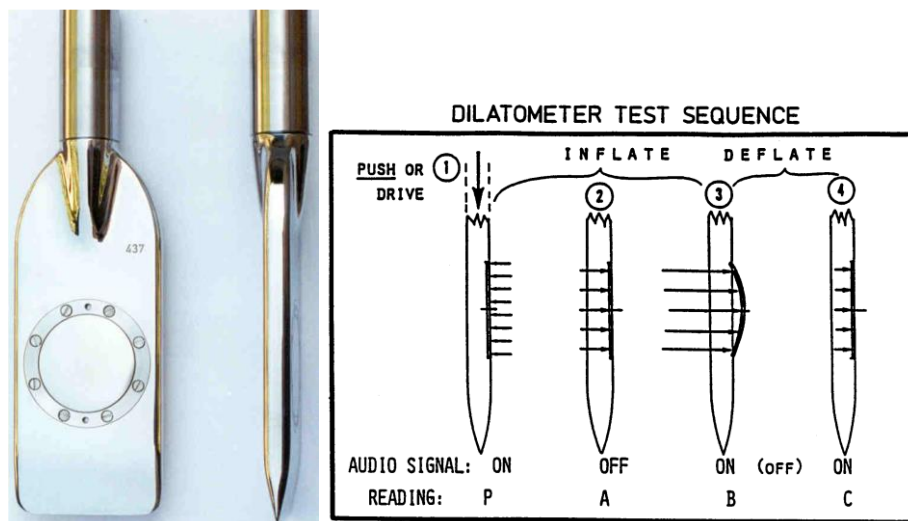


Figure I-7 : À gauche : le dilatomètre plat d'après (Marchetti et al., 2001). À droite : Principe de fonctionnement.

Deux pressions sont mesurées pendant l'essai au dilatomètre plat (DMT): la pression A nécessaire pour faire décoller la membrane de la lame d'acier (qui correspond en pratique à un déplacement horizontal de 0,05 mm) ainsi que la pression B nécessaire pour une expansion de la membrane de 1,1 mm dans le sol dans un délai de 20 s après la mesure de A. Ces deux valeurs sont corrigées de la rigidité de la membrane mesurée avant et après tout sondage: la réalisation d'un essai à l'air libre permet de déterminer ΔA la pression de succion à appliquer pour plaquer la membrane contre la lame et ΔB la pression interne nécessaire pour déplacer la membrane de 1,1 mm. Une troisième mesure peut éventuellement être faite, la pression de fermeture, en dégonflant la membrane juste après avoir atteint la pression P_1 . Cette pression peut être interprétée dans des sols sableux comme la pression de pore avant insertion de la sonde.

La pression corrigée P_1 s'écrit ainsi :

$$P_1 = B - \Delta B \quad [I.6]$$

Dans le cas de la mesure de A, il est nécessaire de prendre en compte, en plus de la rigidité de la membrane, la pression nécessaire à l'expansion de la membrane de 0,05 mm. En supposant que la relation entre la pression à l'interface membrane/sol et le déplacement de la membrane est de type linéaire (Figure I-8), on en déduit la pression corrigée P_0 correspondant à la pression exercée par le sol sur la membrane juste avant son extension (correspondant à 0 mm d'expansion) :

$$P_0 = 1,05(A + \Delta A) - 0,05P_1 \quad [I.7]$$

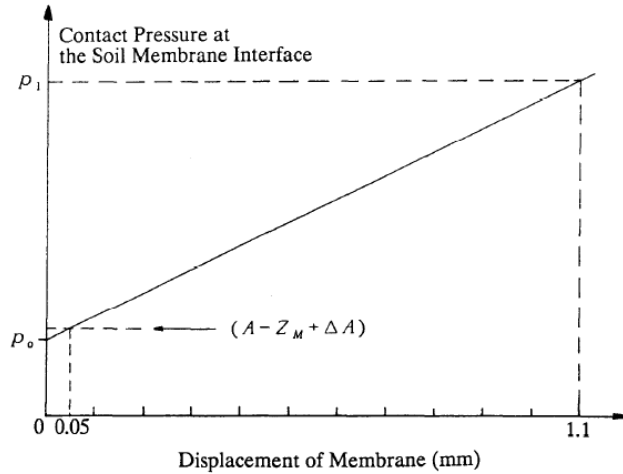


Figure I-8 : Extrapolation linéaire pour estimer p_0 .

Les grandeurs P_0 et P_1 permettent alors de calculer plusieurs paramètres à savoir le module dilatométrique E_D , l'indice de matériau I_D et l'indice de contrainte horizontale K_D :

$$E_D = 34,7 \cdot (P_1 - P_0) \quad [I.8]$$

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad [I.9]$$

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma_{v0}} \quad [I.10]$$

Avec u_0 la pression de pore initiale et σ_{v0} la contrainte verticale initiale.

Idéalement, K_D devrait correspondre au coefficient des terre au repos K_0 étant donné que P_0 caractérise la pression de décollage de la membrane. Dans la pratique, le mode d'insertion de la lame a pour effet de refouler le sol autour de la membrane et de créer une suppression interstitielle plus ou moins importante selon les conditions de drainage (Robertson et al., 1988). K_D est donc supérieur d'un facteur allant de 1,3 à 2,5 déterminé par corrélation empirique (Marchetti et al., 2001) ou par modélisation numérique (Kouretzis et al., 2015).

Initialement, (Marchetti, 1980) proposa comme modèle analogue à l'expansion de la membrane, l'expansion d'une cavité plate, qui peut être considérée comme l'enfoncement dans les deux sens opposés de deux bandes rigides infiniment longues (déformations planes) (Figure I-9). Ce cas peut être alors traité en ne considérant qu'une seule bande rigide infiniment longue dans un demi-espace dont les frontières supérieures sont fixées dans la direction y. L'auteur ne proposa pas de solution analytique à ce problème, la condition de déplacement nul à la limite supérieure étant probablement en cause. À notre connaissance, il n'existe pas de théorie analytique faisant consensus pour l'interprétation de l'essai. On peut citer comme récent développement, le cas résolu par (Zhou et al., 2015).

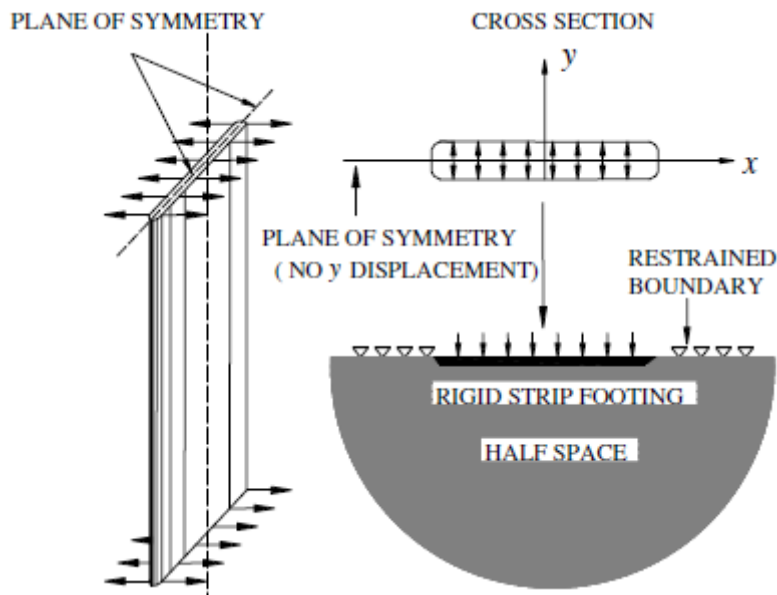


Figure I-9 : Modèle du dilatomètre plat proposé par (Marchetti, 1980).

L'équation [I.8] est donc dérivée en pratique du cas de l'enfoncement d'une plaque circulaire flexible sur un demi-espace élastique en considérant un enfoncement de 1,1 mm. Le module dilatométrique E_D correspondant au rapport $E/(1-\nu^2)$ avec E le module d'Young du demi-espace.

Au lieu du module E_D , les utilisateurs du dilatomètre plat préfèrent considérer un module tangent vertical drainé unidimensionnel $M_D = R_M \cdot E_D$ analogue au module œdométrique à σ_{v0} . Le facteur R_M est déterminé de manière purement empirique en fonction des paramètres I_D et K_D . Un module de type Young est obtenu à partir de la relation avec le module œdométrique :

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} M_D \quad [I.11]$$

L'interprétation proposée de l'essai au dilatomètre plat souffre globalement d'un manque de justification théorique. Cela est en partie dû à la complexité des phénomènes en jeu, l'essai étant caractérisé par deux phases : la phase d'enfoncement vertical statique de la lame puis la phase d'expansion de la membrane caractérisant l'essai à proprement dit. Le refoulement du sol qui s'opère lors de l'enfoncement de la lame a très probablement une influence sur la phase d'essai. On reconnaîtra que cette problématique d'insertion de l'appareil de mesure est partagée par d'autres essais in situ comme l'essai pressiométrique avec forage préalable par exemple.

Dans ce dernier cas cependant, le phénomène d'endommagement du sol au niveau de la paroi du forage est contrebalancé, sauf dans le cas extrême d'une cavité de très mauvaise qualité, par la portée du pressiomètre permettant de justifier qu'au niveau d'une certaine pression P_1 , le sol retrouve son état initial avant foration. La faible course de la membrane du dilatomètre ne permet pas de s'assurer une telle justification.

Par conséquent, les paramètres mécaniques intrinsèques des sols sont obtenus par corrélation avec les grandeurs précédemment listées (Equations [I.8] à [I.10]). Il en résulte qu'il existe un grand nombre de formules de corrélations différentes parfois pour le même paramètre comme par exemple la résistance au cisaillement non drainée (Lutenegger, 2006). Marchetti (1980) proposa des corrélations directes entre E_D et M le module œdométrique mesuré en laboratoire. Ces corrélations sont discutables, M étant un module drainé alors que E_D est un module non drainé dans des sols fins. E_D a aussi été comparé au module pressiométrique (Lutenegger, 1988) bien que ces différentes grandeurs soient obtenues à des gammes de déformation très différentes et des conditions d'insertion aussi très différentes comme nous l'avons évoqué dans le paragraphe précédent (Figure I-10).

Cet essai peut être réalisé dans une grande variété de type de sol à condition que le diamètre des grains soit petit par rapport au diamètre de la membrane. Sa profondeur d'utilisation est donc limitée à la rencontre d'obstacles trop résistants pour la lame qui peut alors s'endommager. Enfin, l'essai ne sollicite qu'un volume de sol très réduit ce qui diminue son intérêt. Cet essai a indéniablement l'avantage d'être simple de conception et d'utilisation. Couplée avec des mesures de pénétration statique il permet d'accéder à des paramètres de nature diverse.

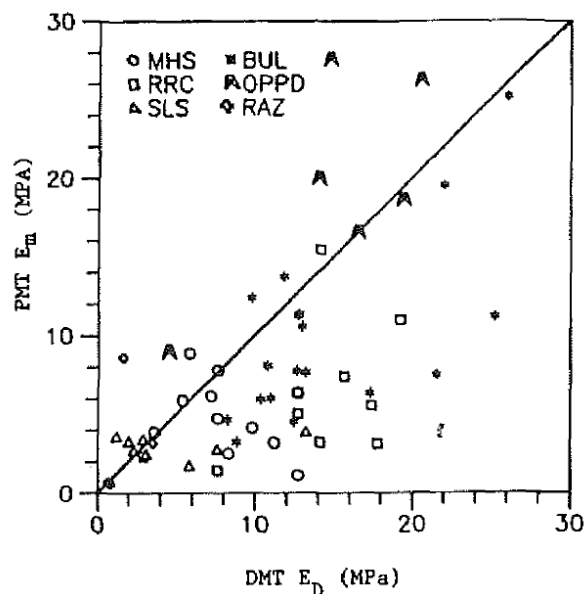


Figure I-10 : Comparaison entre le module pressiométrique et le module au dilatomètre plat. E_D . D'après (Lutenegger, 1988).

I.2.4 Les dilatomètres rigides

L'essai au dilatomètre consiste à appliquer une contrainte sur les parois d'un forage et à en mesurer les déplacements en résultant (Gill and Leite, 1995). C'est l'essai in situ le plus répandu pour l'étude du comportement mécanique des roches. Les dilatomètres dits flexibles ont un

principe de fonctionnement analogue au pressiomètre: le chargement de la paroi du forage est réalisé en pressurant un fluide contenu par une gaine extensible. Le chargement s'applique perpendiculairement sur toute la circonférence du forage exécuté préalablement. La gaine étant flexible, le contact avec le sol est total. La symétrie du chargement par rapport à l'axe du forage permet d'établir sans grande difficulté l'expression du module d'Young mesuré lors d'un tel essai dans le cadre de la théorie de l'élasticité.

Dans le cas de l'essai au dilatomètre rigide (ASTM International, 2016), le chargement est effectué dans une direction perpendiculaire à l'axe du forage par deux coquilles rigides semi-cylindriques diamétralement opposées. Contrairement au dilatomètre flexible ou au pressiomètre, le contact entre la sonde et la paroi du forage dépend des dimensions des coquilles et du diamètre du forage. De plus, le caractère unidirectionnel du chargement rend plus complexe l'analyse du problème dans le cadre de la théorie de l'élasticité.

I.2.4.1 Les premiers développements (1933-1967)

Le concept de dilatomètre rigide (en anglais « borehole jack », en allemand « Seitendrucksonden ») a été introduit, selon Fecker (2018), par l'allemand Kögler (1933) en même temps que son prototype de sonde pressiométrique (Figure I-11). La sonde de Kögler était adaptée à des forages de 150 à 200 mm de diamètre et les coquilles avaient une longueur de 600 mm. Un certain nombre de prototypes a été proposé par la suite dont on ne dressera pas ici la liste complète.

En France, le premier dilatomètre rigide a été inventé, d'après (Cassan, 2005a), par Talobre sous le nom de « vérin hydraulique léger » (Talobre, 1964). Puis, le Centre Expérimental et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) mit au point une sonde de 55 mm de diamètre initial avec des coquilles ayant un demi-angle d'ouverture d'environ 70° et de 300 mm de long (Figure I-11, à droite) qui fut plus tard baptisée « géoextensomètre » (Noël, 1963).

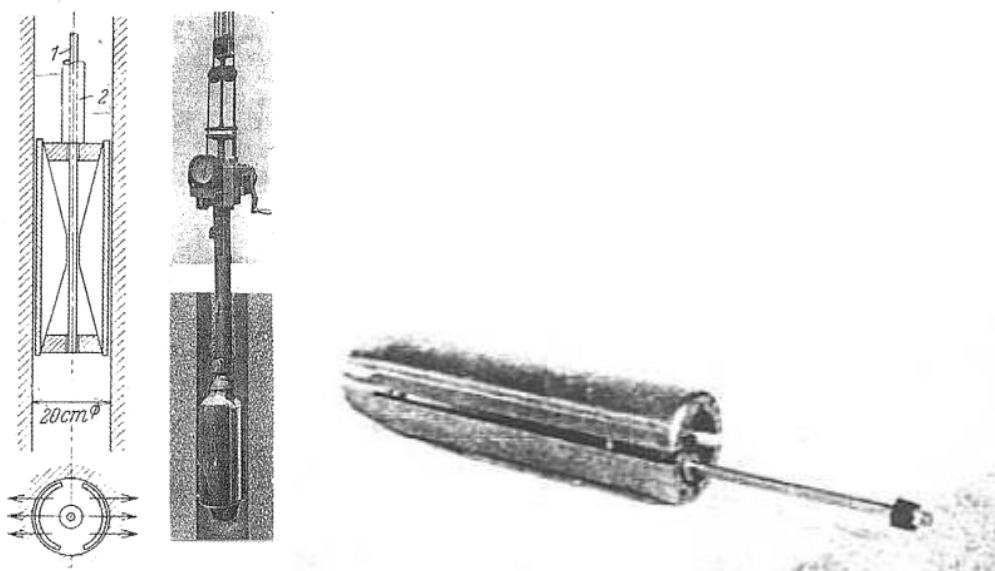


Figure I-11 : A gauche : prototype de dilatomètre rigide proposé par Kögler (1933). À droite : Le Géoextensomètre (Noël, 1963).

L'auteur utilisa une courbe d'étalonnage du module d'Young en fonction de la pente mesurée sur des courbes d'essais sur différents matériaux (plâtre, béton). Ce n'est que quelques années plus tard et après quelques améliorations apportées au géoextensomètre que fut proposée une étude théorique élastique de l'essai (Absi and Seguin, 1967). Il ne semble pas y avoir eu de poursuite dans les recherches avec cette sonde.

La totalité des dilatomètres rigides a été développée sur le principe d'un fonctionnement hydraulique à l'exception du dilatomètre allemand « stress-strain meter » (Martini et al., 1964) dont le mécanisme d'expansion est purement mécanique : l'écartement des coquilles de demi-angle 90° est réalisé au moyen d'un système vis-écrou avec un écrou conique. L'écartement des coquilles est obtenu indirectement par un capteur inductif.

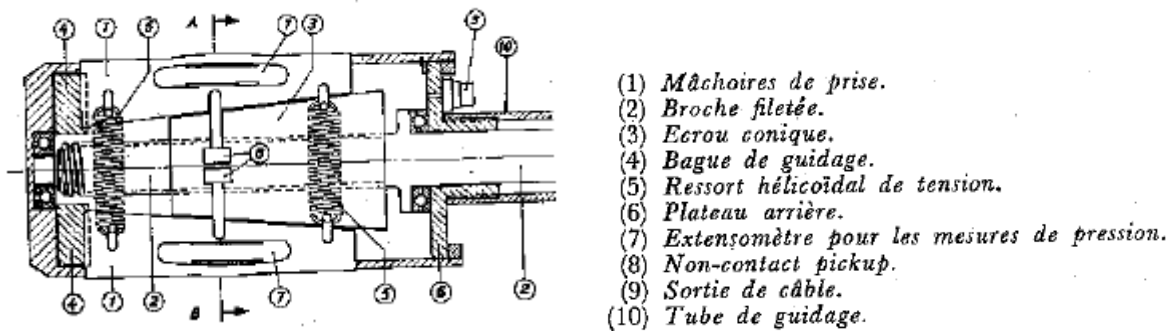


Figure I-12 : « Stress-strain meter » d'après (Martini et al., 1964).

I.2.4.2 La sonde de Goodman et al. (1968)

En 1968, Goodman et al. (1968) présentèrent leur dilatomètre accompagné d'une analyse théorique de l'essai permettant d'accéder au module d'Young d'une roche à partir du déplacement de la paroi du forage dans la direction d'application des coquilles.

Les deux coquilles en acier de 203,2 mm de long et de 45° de demi-angle d'ouverture sont déplacées par 12 pistons hydrauliques. Deux capteurs LVDT mesurent les déformations diamétrales aux deux extrémités des deux plaques tandis qu'un capteur mesure la pression dans le circuit d'huile. La sonde a été dimensionnée pour une utilisation dans des forages de type NX (de diamètre égal à 76,2 mm soit 3 pouces). Le ratio L/D (longueur des coquilles divisée par le diamètre du forage) est donné égal à 2,7.

La course totale des vérins est de 12,7 mm ce qui correspond à une sonde de 69,9 mm au repos à un maximum de 82,6 mm. Au repos, la différence de diamètre entre le forage et la sonde est donc de 6,3 mm. La mesure du déplacement se fait pour un diamètre de la sonde compris entre 72,4 et 80,0 mm pour une résolution d'au moins 0,025 mm (0,001 in). La pression hydraulique maximale est de 69 MPa (correspondant à une contrainte de 64 MPa exercée par les coquilles) pour une résolution d'au moins 0,34 MPa.

Un autre modèle de la sonde commercialisé est présenté pour une utilisation dans des roches plus tendres. La différence avec le modèle précédent est qu'il ne possède plus que trois pistons pour une contrainte maximale exerçable sur le terrain de 38 MPa.

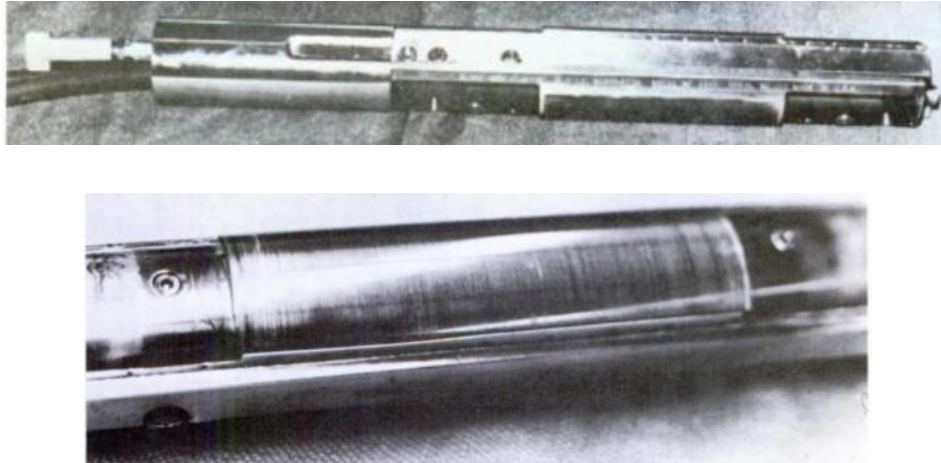


Figure I-13 : Le dilatomètre rigide de Goodman (Goodman Jack), d'après (Meyer and McVey, 1974).

I.2.4.3 La sonde d'Ettlingen

En Allemagne, où le diamètre des forages est plus important (146 mm), une sonde spécifique a été développée en 1980, la sonde de Stuttgart (Smolczyk, 1985). Elle avait un diamètre initial 143 mm (dans sa version modifiée de 1985) et des coquilles de 195 mm de long et de 126 mm de largeur avec un angle d'ouverture de 120°. Le déplacement des coquilles, mesuré par deux capteurs électriques, pouvait atteindre 50 mm, la sonde voyant ainsi son diamètre augmenter de 144 mm à 194 mm. L'essai était piloté par paliers de pression maintenus 2 minutes en chargement et 1 minute en déchargement. À l'heure actuelle, c'est une version améliorée de cette sonde qui est utilisée, la sonde d'Ettlingen (Fecker, 2018). Elle a les mêmes dimensions que la sonde de Stuttgart mais elle peut appliquer une pression bien plus importante sur les parois du forage (plus de 5 MPa contre 1,4 MPa pour la sonde de Stuttgart). Des coquilles de 490 mm et de 785 mm de long ont aussi été développées dans le cas où on les voudrait suffisamment longues pour s'accorder avec les hypothèses de déformations planes à la base de l'interprétation de l'essai. On notera qu'il existe aussi une version de la sonde Ettlingen pour des forages de 101 mm de diamètre.

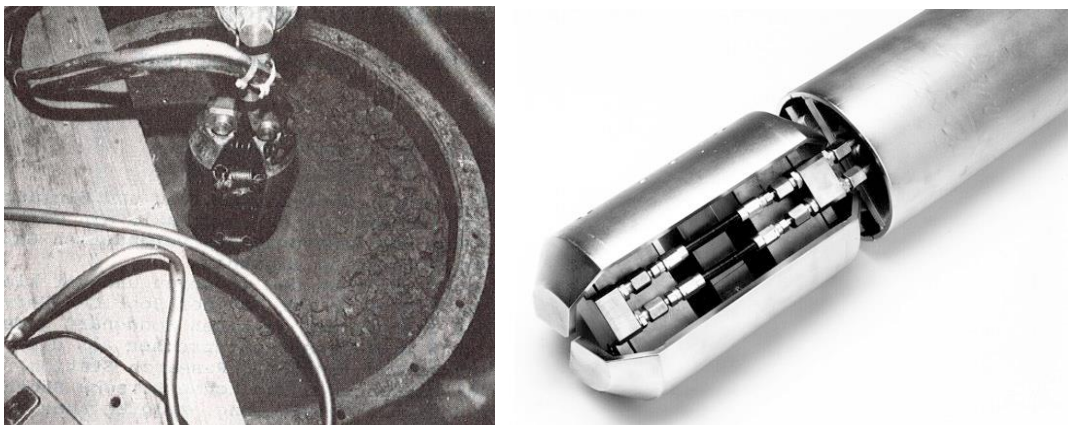


Figure I-14 : A gauche : Sonde de Stuttgart modifiée (Smolczyk, 1985). À droite : Dilatomètre rigide d'Ettlingen (affiche commerciale de la société GIF).

I.2.4.4 Autres dilatomètres rigides

Le ratio L/D relativement faible de la sonde de Goodman et al. (1968) a contraint les auteurs à appliquer un coefficient correcteur au module théorique en déformations planes. L'introduction de ce coefficient empirique, déterminé via une analyse numérique élastique (avec $\nu=0,33$), diminue l'intérêt de la sonde. De La Cruz (1978) développa une sonde dilatométrique dont le ratio L/D s'élève à 6 avec une longueur des coquilles égale à 620 mm pour des forages d'environ 100 mm de diamètre. De plus, la sonde mesure la déformation circonférentielle sur le bord du forage non chargée par les coquilles à l'aide de deux jauges de déformation préalablement plaquées contre la paroi du forage dans la direction perpendiculaire au chargement et situées à mi-hauteur de la sonde. Cette mesure est avancée comme étant plus précise que la mesure de l'enfoncement dans la direction d'application de la charge.

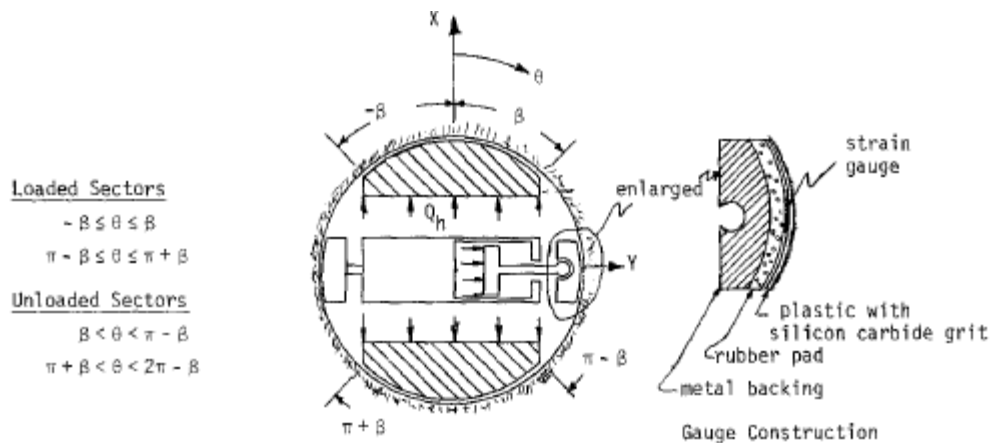


Figure I-15 : Dilatomètre rigide modifié, d'après (de la Cruz, 1978).

Un autre désavantage critique des dilatomètres rigides est l'incertitude sur la surface des coquilles réellement en contact contre la paroi du forage, le calcul d'un module n'étant raisonnable qu'en obtenant le contact total. À ce titre, des évolutions ont été proposées dont quelques-unes sont décrites ci-après.

Amadei et al. (1995) ont mis au point un dilatomètre flexible capable de réaliser un chargement unidirectionnel : le dilatomètre directionnel (ou sonde PROBEX-D). La sonde est recouverte de quatre gaines distinctes réparties sur toute la circonférence de la sonde cylindrique, chacune de ces gaines couvrant un angle total de $75,4^\circ$ sur une longueur de 610 mm (Figure I-16). Durant l'essai, seules deux des quatre gaines sont gonflées de telle manière à réaliser un chargement dans la direction souhaitée. Quatre capteurs LVDT mesurent l'écartement de ces différentes gaines. Les auteurs interprètent les mesures en termes de module en considérant la même analyse élastique que l'essai au dilatomètre rigide par chargement unidirectionnel. De plus, en proposant de mesurer le déplacement de la paroi du forage à la fois dans la direction parallèle au chargement et dans la direction perpendiculaire (Figure I-17), ils donnent moyen d'accéder au coefficient de Poisson en sus du module d'Young. Enfin, les auteurs avancent que la sonde peut être utilisée comme un dilatomètre flexible en effectuant un chargement avec les quatre sections en même temps ; le module d'Young pourrait alors être calculé en considérant la théorie élastique d'un chargement radial cylindrique.

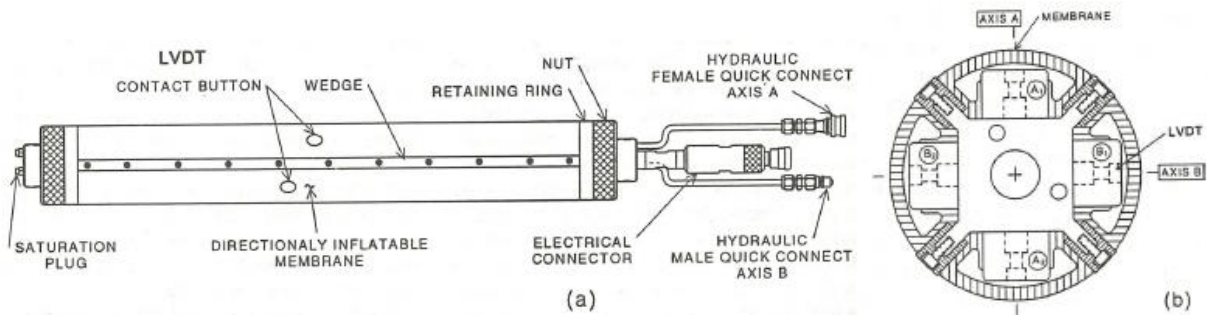


Figure I-16 : Le dilatomètre directionnel construit par Roctest, d'après (Amadei et al., 1995).
À gauche : vue générale. À droite : vue en coupe.

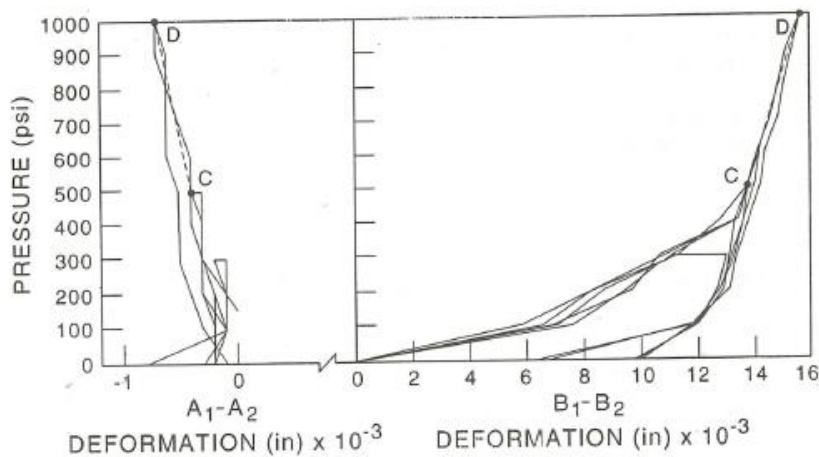


Figure I-17 : Courbe typique de chargement en considérant le déplacement dans la direction perpendiculaire au chargement (à gauche) et dans la direction parallèle (à droite).

Zhang et al. (2016) ont proposé une sonde dont les coquilles sont faites en polyuréthane et sont donc plus souples avec un module d'Young d'environ 3 GPa permettant d'assurer un contact total pour $\beta=30^\circ$ à faibles pressions (Figure I-18 à gauche). La contrainte maximale applicable par les coquilles est de 46 MPa ce qui correspond approximativement à la limite du comportement élastique du polyuréthane en compression simple. S'agissant de l'interprétation théorique de l'essai, les auteurs proposent des conditions aux limites différentes en termes de contrainte exercées par les coquilles sur la paroi du forage : alors que dans le cas des coquilles rigides, elles sont supposées être parallèles à la direction d'écartement, Zhang et al. (2016) soutiennent que dans le cas de coquilles flexibles, elles s'exercent normalement à la paroi (Figure I-18 à droite).

Les coquilles étant flexibles, les mesures de déplacement doivent être corrigées de la déformation propre de ces dernières. Les auteurs proposent de réaliser un essai de calibration dans un cylindre creux en acier donnant accès à la déformation propre des coquilles en fonction de la pression hydraulique. On peut alors s'interroger de l'intérêt de cette sonde par rapport au modèle standard puisqu'elle nécessite de prendre en compte une correction supplémentaire.

Les différentes sondes décrites dans ce paragraphe ont tenté de palier aux défauts spécifiques des modèles standards tels que proposés par Goodman et al. (1968) et Fecker (2015) mais n'ont pas connu le même succès. Ainsi la norme américaine (ASTM International, 2016) prends pour référence les dimensions de la sonde de Goodman et al. (1968) dans des forages de 76 mm de

diamètre alors que la norme européenne (ISO, 2012) s'appuie sur les dimensions de la sonde d'Ettlingen pour des forages de 101 ou 146 mm de diamètre.



Figure I-18 : Dilatomètre rigide modifié, d'après (Zhang et al., 2016). À gauche : vue générale. À droite : géométrie de chargement considéré.

I.2.5 Conclusion sur l'état de l'art

L'essai au dilatomètre plat et l'essai de chargement de pointe sont soumis aux mêmes limites que l'essai de pénétration statique dont ils sont dérivés, à savoir la barrière que peut représenter un horizon induré. Aussi, tous ces différents essais ainsi que l'essai au PENLAT caractérisent un volume de sol qui n'est pas suffisamment représentatif si l'on veut se ramener à l'échelle des fondations.

L'essai au dilatomètre rigide dans sa version standard, est à l'inverse plus proche conceptuellement de l'essai pressiométrique : c'est un essai en forage avec un chargement latéral sollicitant un volume de sol comparable. Il évite aussi certains des défauts du pressiomètre tels que la complexité de l'appareillage et la relative imprécision de la mesure volumétrique de l'expansion de la paroi du forage.

Le concept de la nouvelle sonde présentée ici, baptisée Dilatosol, s'est donc appuyé sur celui du dilatomètre rigide adapté aux sols. En effet, ce dernier a été conçu pour une utilisation exclusive dans les roches et donc sans protection empêchant d'éventuels débris de se placer entre les coquilles et le corps de sonde bloquant ainsi la rétractation des coquilles. Cet aspect ne peut pas être négligé pour des sols peu cohésifs et l'utilisation d'une protection de type gaine caoutchouc s'est imposée en pratique. De plus, les gammes de contraintes appliquées et de déformation sont très différentes ce qui nécessite de repenser l'appareillage et la mesure. Enfin, tous les dilatomètres rigides précédemment développés ont été dimensionnés par rapport à des forages d'un diamètre minimum 76 mm et au maximum 146 mm. L'adaptation du concept de dilatomètre rigide aux études de sols, et notamment en France où les essais d'expansion sont réalisés dans des forages de dimension BX en général (environ 64 mm de diamètre), impose une miniaturisation de la sonde ce qui pose de nouveaux défis techniques. Les quelques décennies d'utilisation du dilatomètre rigide en mécanique des roches ont montré que cet essai n'était pas exempt de défauts comme le problème du contact réel entre les coquilles et la paroi du forage et le fléchissement des coquilles menant à surestimer la déformation de la paroi du forage.

I.3 Le Dilatosol, le concept de dilatomètre rigide adapté aux sols

Les différents prototypes ont été conçus au sein du service matériel, recherche et développement de Fondasol (Rispaal, 2017). La fabrication a quant à elle été en partie sous-traitée.

La procédure de validation d'un prototype est basée sur des tests sur des matériaux au comportement mécanique classé par ordre de complexité croissante (Tableau I-1) :

- 1- Tests en ateliers : essais d'étalonnage des capteurs, calibrages, tests sur des ressorts étalons unidimensionnels, tests dans un cylindre creux élastique en polyuréthane.
- 2- Essais sur un sable en conditions contrôlées (chambre d'essais).
- 3- Essais sur sites réels sur des sols de natures diverses.

Le premier prototype, caractérisé par un système d'expansion mécanique, a été testé en atelier à partir de janvier 2019. Ce premier prototype présentant d'importants problèmes en termes de robustesse et de fiabilité, une longue période de tests en atelier a été nécessaire et quelques essais en chambre ont quand même pu être réalisés. Le deuxième prototype est un démonstrateur servant à tester le concept de sonde à vérins hydrauliques. Les tests en atelier et en chambre d'essais ont montré que ce concept était prometteur. Un troisième prototype a donc été développé, plus avancé que le précédent, et a ainsi pu être testé en chambre d'essais et sur plusieurs sites réels. Le quatrième et dernier prototype, dernière évolution du concept de sonde à vérins hydrauliques offrant une étendue de mesure plus grande, a aussi pu être testé et validé en chambre d'essais et sur un site réel déjà investigué. Cependant, par manque de temps, ce dernier prototype n'a pas pu être testé sur une aussi large variabilité de conditions que le troisième prototype.

Nous discuterons plus en détail des avantages et inconvénients de ces prototypes dans les parties suivantes où nous décrivons leurs différents principes de fonctionnement.

Tableau I-1 : Historique de développement des prototypes Dilatosol.

	Sites réels				
	Tests en atelier	Chambre d'essais	Avignon	Messanges	Le Thor
Prototype 1	05/2019-07/2020	08-11/2020	-	-	-
Prototype 2	12/2020-01/2021	03/2021	-	-	-
Prototype 3	04-05/2021	06-07/2021	08/2021	09/2021	11/2021 & 01/2022
Prototype 4	03-04/2022	04/2022	06/2022	-	-

I.3.1 Le premier prototype

Le prototype 1 est présenté sur la Figure I-19. La sonde est de forme cylindrique avec un diamètre de 60 mm lorsque les coquilles sont complètement rétractées. La longueur des coquilles (230 mm) a été choisie proche de la longueur de la cellule de mesure d'une sonde pressiométrique Ménard (210 mm). Elles ont un demi-angle d'ouverture de 30° ce qui correspond à une largeur de 30 mm. Leur écartement simultané est réalisé par la translation d'un écrou trapézoïdal du haut vers le bas de la sonde le long d'une tige filetée (Figure I-20). Ainsi, lorsque l'écrou arrive en bas de la vis, la sonde est à son écartement maximal soit 90 mm.

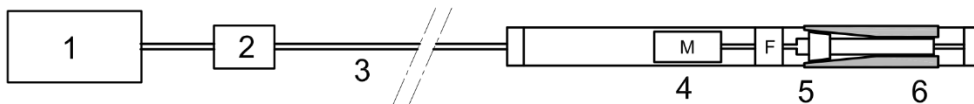
La rotation de la vis est opérée par un moteur électrique embarqué dans la sonde. Un capteur de force 50 kN situé entre le moteur et le système vis-écrou mesure la force de réaction des coquilles de la sonde contre la paroi du forage. Un câble électrique relie la sonde à une unité qui gère le pilotage des différents composants et l'enregistrement des paramètres de mesure à l'aide d'un logiciel développé sous LabVIEW. La sonde est recouverte d'une gaine caoutchouc de 61 mm de diamètre intérieur et de 3 mm d'épaisseur pour assurer son étanchéité à l'eau et aux débris de sol.

Ce système d'écartement de type mécanique est analogue à celui de Martini et al. (1964) avec un concept plus moderne et une course permettant d'atteindre 90 mm de diamètre. Le premier avantage de ce dispositif est qu'il supprime les circuits d'eau et d'air propres au pressiomètre Ménard et se prémunit ainsi de la problématique de la perte de charge dans les tubulures ainsi que la dilatation propre de l'appareillage soumis à une pression interne. Cette simplification est cependant en partie contrebalancée par la complexité des circuits électroniques incorporés dans la sonde et dans l'unité d'acquisition. De plus, le système de translation mis en œuvre provoque une asymétrie dans le profil d'écartement des coquilles : jusqu'à ce que l'écrou arrive à mi-course, l'écartement se fait principalement sur leur partie supérieure. Puis il s'opère une bascule des coquilles menant à un rééquilibrage de leur écartement. De la mi-course jusqu'à la fin de course, l'écartement est symétrique entre la partie supérieure et la partie inférieure. Cette variation dans le comportement de la sonde impacte négativement la qualité de la mesure de la force appliquée sur le terrain comme nous le verrons dans des paragraphes ultérieurs. La conséquence directe est que les mesures n'ont pu être traitées que jusqu'à mi-course. Enfin, on peut citer comme défaut supplémentaire la présence d'un moteur électrique à l'intérieur même de la sonde ce qui l'alourdit.

Par conséquent, il a été décidé d'écarter ce concept et de se baser sur un système de type hydraulique comme la majorité des dilatomètres rigides existants dont la sonde de Goodman et al. (1968) et la sonde d'Ettlingen.



Figure I-19 : A gauche : Schéma général du prototype 1 avec les coquilles ouvertes. Au milieu : Prototype 1 avec les coquilles rétractées. À droite : Coquilles en position d'écartement maximal.



1 ordinateur 2 unité d'acquisition 3 flexible électrique 4 moteur électrique 5 système vis/écrou 6 demi-coquille

Figure I-20. Principe du prototype 1.

I.3.2 Les prototypes hydrauliques

Pour les trois prototypes suivants, l'écartement des coquilles est réalisé au moyen de vérins hydrauliques alimentés en huile par un flexible reliant la sonde à un Contrôleur Pression-Volume (CPV) situé en surface. La contrainte exercée sur le terrain est obtenue à partir de la pression hydraulique mesurée par un capteur de pression au niveau du CPV, sa déformation par la mesure du volume d'huile injecté dans la sonde.

Le 2^{ème} prototype (Figure I-21) consiste en fait plus en un démonstrateur susceptible de tester la viabilité du principe de sonde à vérins hydrauliques. Les vérins simple effet sont au nombre de quatre et ont une course maximale de 16 mm chacun positionnés tête bêche permettant ainsi un écartement total de la sonde de 32 mm. Le pilotage de la sonde est contrôlé directement par l'opérateur au niveau du CPV en actionnant une vis sans fin [1] reliée à un piston qui translate au sein d'un réservoir d'huile [2]. Le volume d'huile injecté dans les vérins est mesuré par un débitmètre à roues ovales (Kobold) [3] placé en sortie du réservoir. L'acquisition des mesures du débitmètre et du capteur de pression [4] placé en sortie du CPV est réalisée par un enregistreur BAP160 (JeanLutz) [5]. Le dispositif a été utilisé de manière satisfaisante jusqu'à une pression hydraulique de 5 MPa.

Les coquilles du prototype 2 ont le même demi-angle d'ouverture de 30° que le prototype 1 mais leur longueur a été augmentée à 400 mm afin d'atteindre un élanement de 6, de manière à assurer une déformation cylindrique en l'absence de cellules de garde (Laier, 1973; Baguelin

et al., 1978). Comme le prototype 1, la sonde est équipée d'une gaine de 3 mm d'épaisseur et de 67 mm de diamètre afin de garantir son étanchéité.

Les résultats obtenus avec ce prototype ayant été jugés prometteurs, ce système d'expansion de type hydraulique a été conservé. Cependant, plusieurs défauts ont encouragé le développement d'un nouveau prototype :

- La pression hydraulique maximale de 5 MPa, correspondant à une contrainte de 0,5 MPa applicable sur le sol, est inférieure à la valeur fixée comme objectif pour ce projet (2 à 3 MPa).
- Le diamètre initial de la sonde est trop important en vue d'une utilisation dans des forages de diamètre 64 mm (type BX).
- Les dimensions de la gaine et l'absence de corps de sonde impactent négativement les mesures. En effet, comme nous le verrons dans des paragraphes ultérieurs, l'écartement des coquilles à l'intérieur de la gaine se traduit par une ovalisation de cette dernière ce qui complexifie l'interprétation de l'essai.
- L'écartement des coquilles est contrôlé manuellement par l'opérateur à travers la rotation de la roue [1]. Il serait préférable que cette rotation soit opérée mécaniquement pour s'assurer d'un contrôle plus précis de la vitesse d'écartement des coquilles.

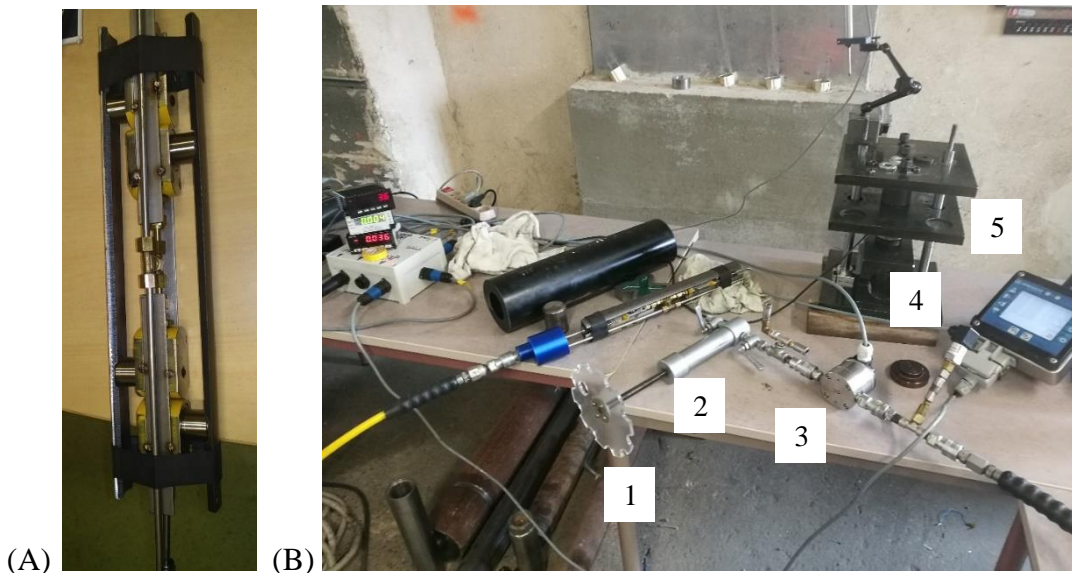


Figure I-21 : Prototype 2. (A) Sonde avec les coquilles écartées. (B) Composants du CPV. 1 : Roue. 2 : Réservoir d'huile. 3 : Débitmètre. 4 : Capteur de pression. 5 : Enregistreur.

Le 3^{ème} prototype (Figure I-22 et Figure I-23) est donc une amélioration de la précédente version: avec 5 pistons par coquille, il est capable d'appliquer une contrainte plus importante sur le sol. Il est caractérisé par un diamètre initial plus réduit de telle sorte qu'une fois équipé d'une gaine 49-57 mm, il a une dimension initiale compatible avec les diamètres de forage standards utilisés pour les essais pressiométriques classiques. Le corps de sonde a été usiné de telle manière à ce que la sonde soit de forme cylindrique lorsque les pistons sont rétractés. Un système de butée présent sur les coquilles bloque l'expansion de la sonde à un écartement total de 18 mm.

Mais le principal apport par rapport au prototype 2 est au niveau du CPV: Basé sur le même principe du réservoir cylindrique au sein duquel un piston entraîné par une vis sans fin déplace

l'huile, la vitesse d'écartement des coquilles est contrôlée précisément par un moteur électrique. De plus, il est possible de travailler jusqu'à une pression hydraulique de 20 MPa.

Les coquilles initialement conçues pour le prototype 3 telles que montrées sur la Figure I-23 sont creuses en certaines parties au niveau des logements des vérins. Pour l'interprétation des données, cette surface d'appui a été traitée comme une coquille continue en répartissant la surface réelle sur une coquille fictive de 62° de demi-angle d'ouverture. Cette approche correspond bien au volume déplacé mesuré lors de l'écartement comme nous le verrons dans le paragraphe 0. On appellera prototype 3a cette configuration afin de la distinguer de la version 3b. La contrainte maximale applicable sur le sol s'élève alors à 3,4 MPa.

Avec cette configuration, la course du prototype 3a de diamètre initial 58 mm avec sa gaine de protection est limitée par une course des vérins de 18 mm. La plage de pénétration dans le sol se trouve alors être relativement faible pour un forage de type BX. Par conséquent, deux coquilles supplémentaires de 3 mm d'épaisseur chacune ont été superposées sur les coquilles initiales afin d'augmenter le diamètre initial de la sonde. Ces coquilles sont pleines sur un demi-angle de 90° résultant pour un diamètre initial de la sonde de 55 mm. On appellera prototype 3b cette configuration. Du fait de l'augmentation de la surface des coquilles, la contrainte maximale applicable sur le sol diminue à 2,6 MPa.

Le lecteur trouvera dans le paragraphe I.3.3 une synthèse des géométries de coquilles utilisées.

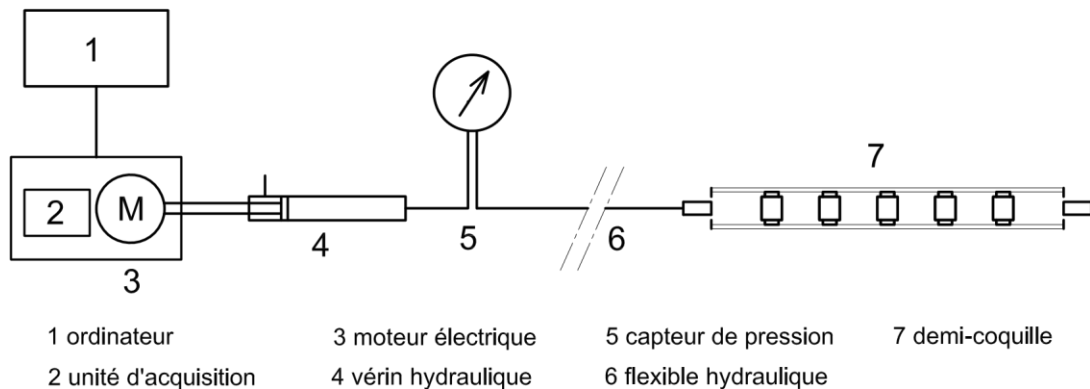


Figure I-22 : Principe des prototypes hydrauliques (ici le prototype 3).



Figure I-23 : Prototype 3a.

Le prototype 3 a été le premier prototype à être testé en forage sur site réel. Les courbes d'essais obtenues montrent, comme nous le verrons dans le chapitre II, que la courbe des vérins n'est pas suffisante pour dépasser la phase pseudo-élastique de l'essai. Afin de définir un paramètre de rupture du sol, il semblait nécessaire d'augmenter la plage de déformation du sol.

Un 4^{ème} prototype a donc été développé caractérisé par des pistons ayant chacun une course maximale de 17 mm permettant écartement total de la sonde de 34 mm (Figure I-24 et Figure I-25). La longueur des coquilles est de 360 mm afin d'obtenir un élancement d'environ 6 et un demi-angle d'ouverture de 90°. Comme pour le prototype 3a, le diamètre initial de la sonde est de 48 mm et est recouverte d'une gaine de diamètre 49-57 mm. Du fait de l'augmentation de la course des vérins, le réservoir d'huile du CPV a été augmenté en capacité volumique (Figure I-26).



Figure I-24 : Prototype 4 avec ses deux coquilles.



Figure I-25 : Pistons en position de course maximale.

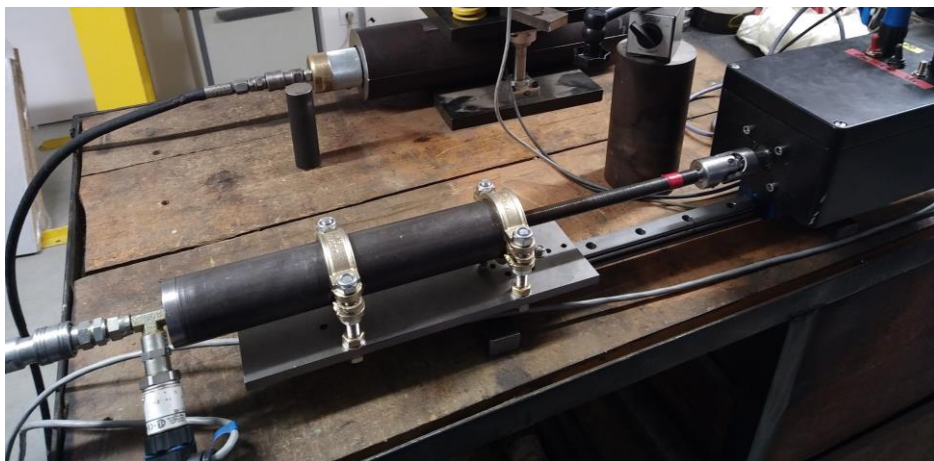


Figure I-26 : CPV du prototype 4.

En conclusion, les prototypes hydrauliques ont l'avantage d'être plus simples mécaniquement que le prototype 1 et sont ainsi moins onéreux, plus faciles à entretenir et à réparer. Cependant, ils sont sujets à la dilatation propre de l'appareillage avec la pression dont il conviendra

d'étudier par la suite l'impact sur les mesures. Enfin, on en revient à utiliser un fluide hydraulique sous pression pouvant aller jusqu'à 20 MPa mais reste moins problématique que le système pneumatique du pressiomètre qui nécessite l'utilisation et le transport d'un gaz sous pression (par exemple une bouteille d'azote).

I.3.3 Synthèse des caractéristiques géométriques des prototypes

Les différentes géométries de coquilles utilisées sont résumées sur la Figure I-27 et dans le Tableau I-2. La surface de chargement totale varie entre 146 cm² pour le prototype 1 à 462 cm² pour le prototype 3b. À titre de comparaison la surface d'un cylindre de 60 mm de diamètre et de 210 mm de haut est de 395 cm².

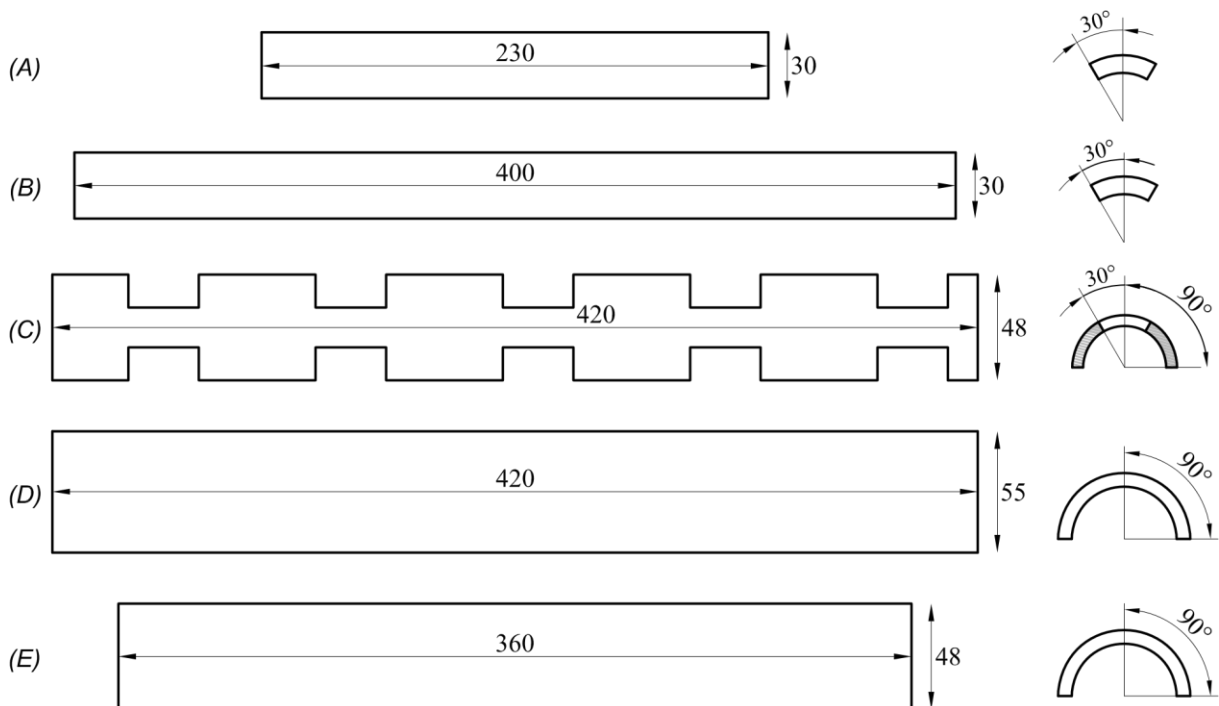


Figure I-27 : Géométrie des demi-coquilles utilisées. (A) Prototype 1. (B) Prototype 2. (C) Prototype 3a. (D) Prototype 3b. (E) Prototype 4. Les longueurs sont exprimées en millimètre.

Tableau I-2 : Caractéristiques géométriques des coquilles.

	R _c (mm)	β (°)	b (mm)	L (mm)	L/2*b (-)	S (cm ²)
	rayon de courbure	demi-angle d'ouverture	largeur	longueur	élancement	Surface d'appui totale (2 coquilles)
Prototype 1	30	30	30	230	3,8	146
Prototype 2	30	30	30	400	13,3	240
Prototype 3a	24	~ 62	~ 42,4	420	~ 9,9	~356
Prototype 3b	30	90	55	420	7,6	462
Prototype 4	24	90	48	360	7,5	346

Tableau I-3 : Caractéristiques géométriques des sondes.

	Sonde nue		Gaine	
	Diamètre initial (mm)	Diamètre maximal (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre extérieur initial (mm)
Prototype 1	60	~70	~3	~67
Prototype 2	58	90	~3	~67
Prototype 3a	48	66	~3	~58
Prototype 3b	55	72	~1,5	~58
Prototype 4	48	82	3-4	~58

I.4 Étalonnages, corrections et validation des mesures

L'étalonnage consiste à relier les grandeurs mesurées par les capteurs de la sonde aux grandeurs physiques auxquelles on souhaite accéder à savoir la force totale appliquée sur le sol et la déformation en résultant. Les mesures doivent ensuite être corrigées de la résistance propre de la sonde et la déformation propre de l'appareillage avec la pression. Pour les sondes Dilatosol, un bâti d'étalonnage a été spécifiquement développé.

I.4.1 Le bâti d'étalonnage

Ce bâti est constitué de deux demi-coquilles creuses de 60 mm de diamètre intérieur orientées verticalement dans lesquelles est placée la sonde au repos (Figure I-28). Deux plateaux horizontaux sont positionnés au-dessus de cet ensemble : le plateau supérieur est immobilisé tandis que le plateau inférieur guidé par deux tiges coulissantes suit le déplacement des coquilles de la sonde (Figure I-29 (A)). Un capteur de force est positionné entre la demi-coquille supérieure et le plateau inférieur. Un capteur de déplacement fixé au milieu du plateau supérieur permet de mesurer le déplacement du plateau inférieur correspondant au déplacement moyen des deux coquilles et donc d'étalonner la mesure de déplacement. Des ressorts de différentes raideurs (Tableau I-4) peuvent être insérés entre les deux plateaux permettant d'exercer une résistance à l'expansion de la sonde (B). Enfin, il est possible de bloquer le déplacement vertical du plateau inférieur afin d'empêcher l'écartement des coquilles (C).

Nous détaillons ci-après comment ces différentes configurations permettent d'étalonner les mesures et de valider les corrections appliquées.

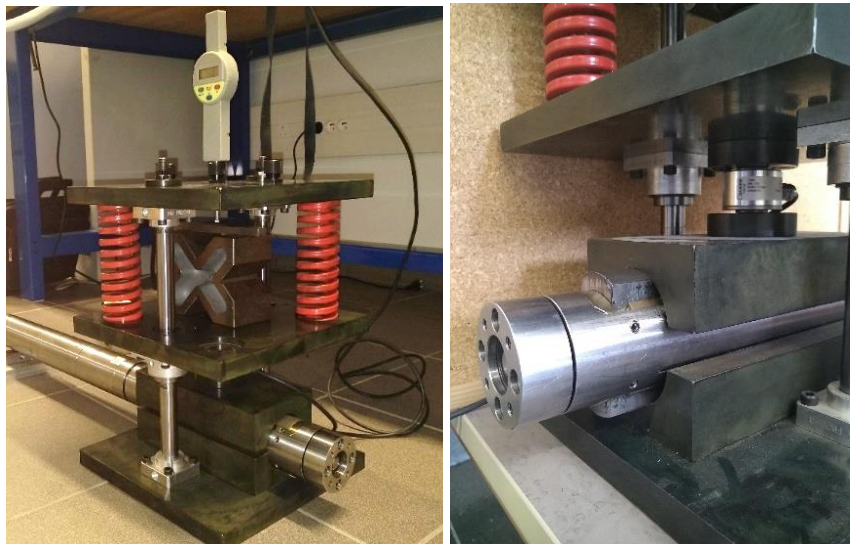


Figure I-28. Étalonage du prototype 1.

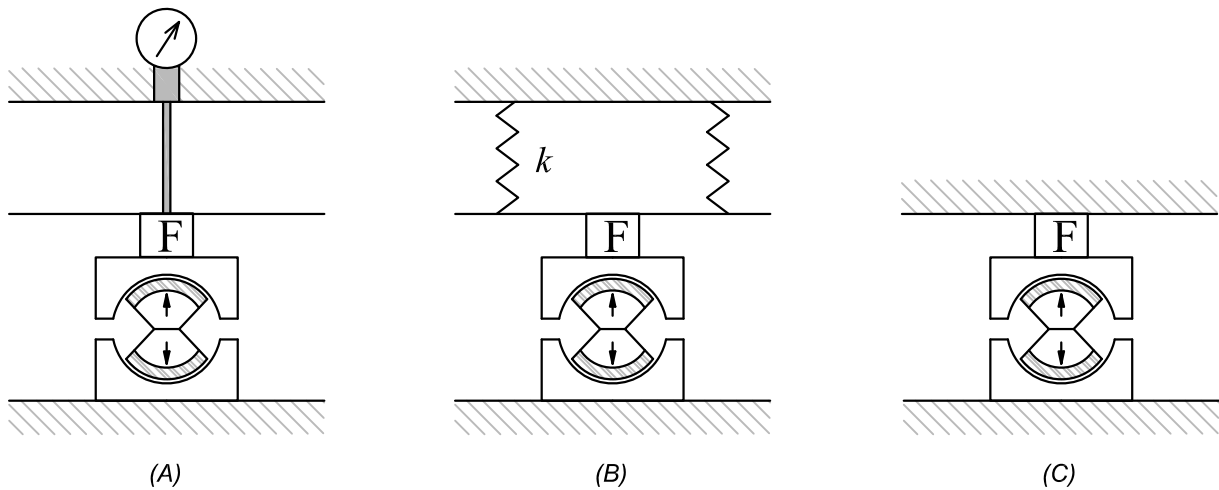


Figure I-29 : Différentes configurations du bâti d'étalonnage. (A) Le plateau intermédiaire est libre de coulisser verticalement. (B) Le plateau inférieur peut coulisser et plusieurs ressorts exercent une résistance au déplacement. (C) Le plateau inférieur est bloqué empêchant l'écartement des coquilles.

Tableau I-4 : Rigidité théorique $k_{théo}$ des ressorts étalons selon le fournisseur.

	Type A	Type B
$k_{théo}$ (N/mm)	150	475

I.4.2 Étalonnage des mesures

Différentes méthodes d'étalonnage ont été appliquées selon les prototypes. Dans tous les cas, la sonde est placée sans gaine dans le bâti d'étalonnage et l'interprétation des essais se fait sur la moyenne d'au moins deux essais d'expansion. Pour tous les prototypes, l'étalonnage du déplacement est réalisé avec la configuration A du bâti (Figure I-34). Quant à l'étalonnage de la force, elle est réalisée avec la configuration C sauf pour le prototype 1 où l'on utilise la configuration B.

I.4.2.1 Étalonnage du déplacement

La relation entre le déplacement total des coquilles $(\Delta\Phi)_{brute}$ et la grandeur mesurée par le capteur M_D peut être approchée par une fonction linéaire :

$$(\Delta\Phi)_{brute} = a_0 + a_1 * M_D \quad [I.12]$$

Pour la plupart des prototypes (1, 3 et 4), M_D correspond au nombre de tours de vis obtenu à partir du signal de sortie du codeur moteur qui soit est embarqué dans la sonde où il actionne le système vis/écrou (prototype 1) soit est positionné sur le CPV et fait translater un piston dans un réservoir d'huile (prototypes 3 et 4).

En pratique, la grandeur M_D est pré-étalonnée et le signal de sortie correspond à un écartement des coquilles (Figure I-30 à 33). Dans le cas du prototype 2, M_D correspond au nombre d'impulsion par minute du débitmètre (Figure I-31). Pour le prototype 1 les mesures sont réalisées tous les 2 mm d'écartement environ tandis que pour les autres prototypes, la mesure est réalisée en continu.

La Figure I-34 montre un exemple d'étalonnage du déplacement avec le prototype 2.

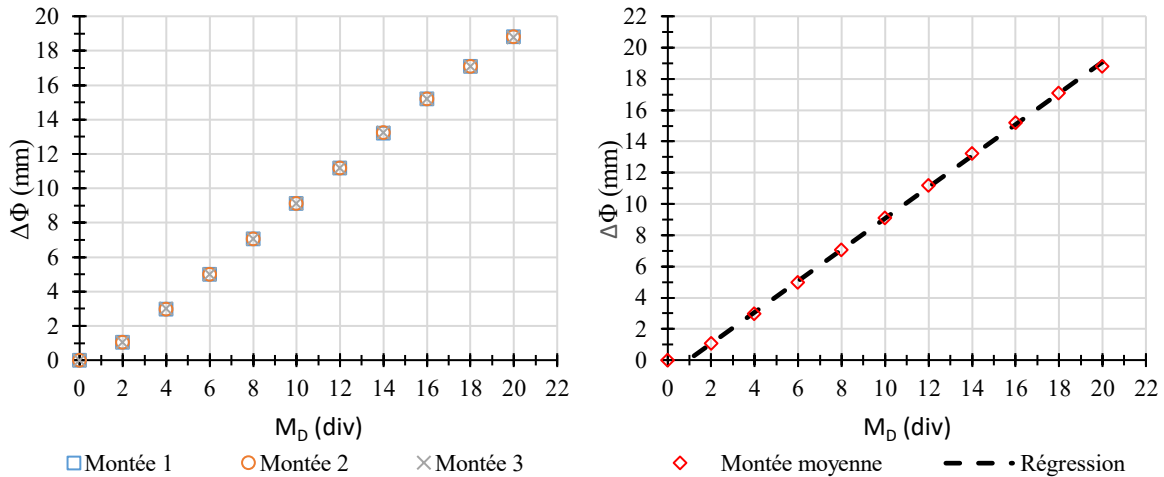


Figure I-30 : Étalonnage du déplacement avec le prototype 1. À gauche : 3 séries d'expansion. À droite : détermination du coefficient d'étalonnage sur la courbe moyenne.

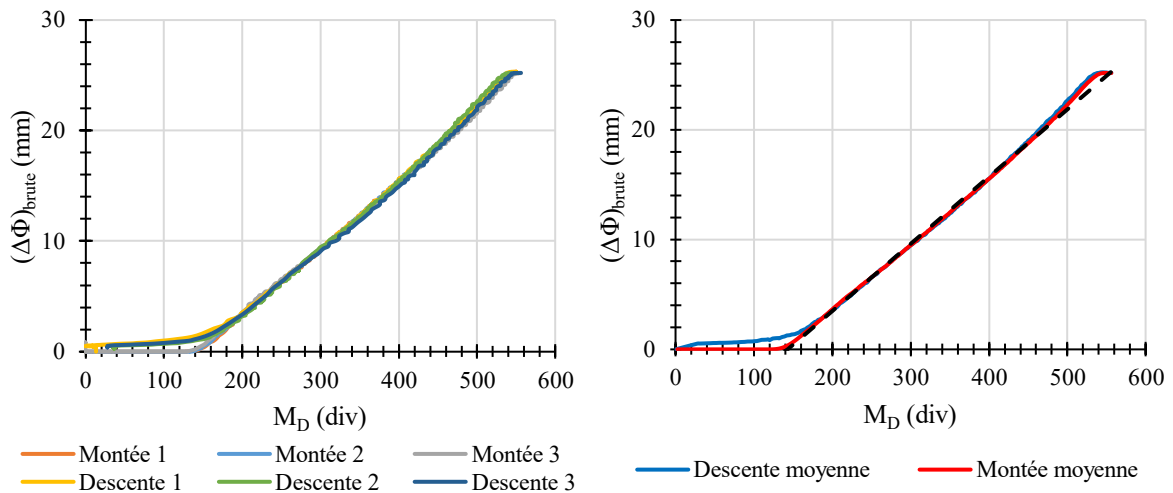


Figure I-31 : Étalonnage du déplacement avec le prototype 2. À gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. À droite : détermination du coefficient d'étalonnage.

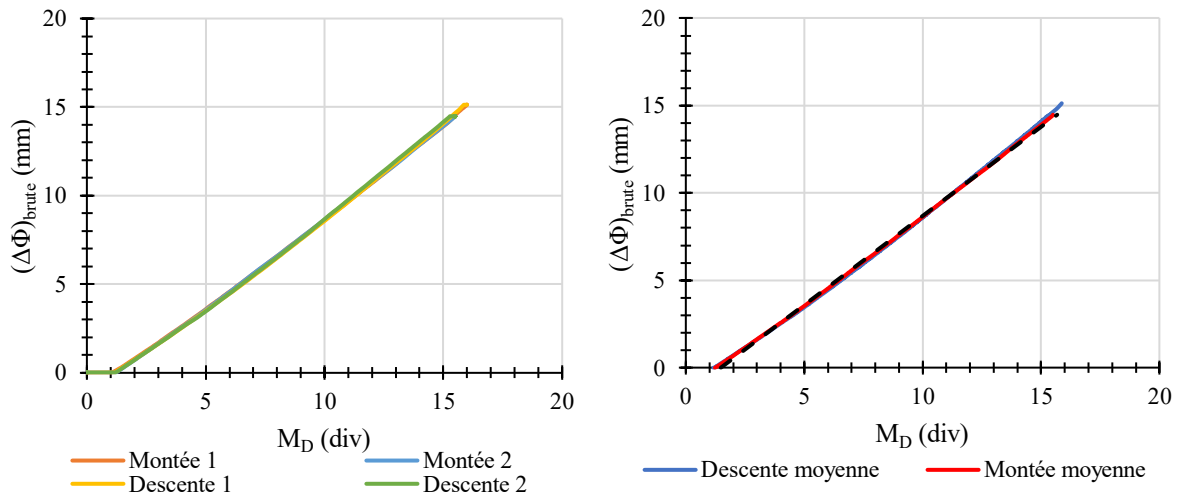


Figure I-32 : Étalonnage du déplacement avec le prototype 3. À gauche : 2 cycles de chargement-déchargement. À droite : détermination du coefficient d'étalonnage.

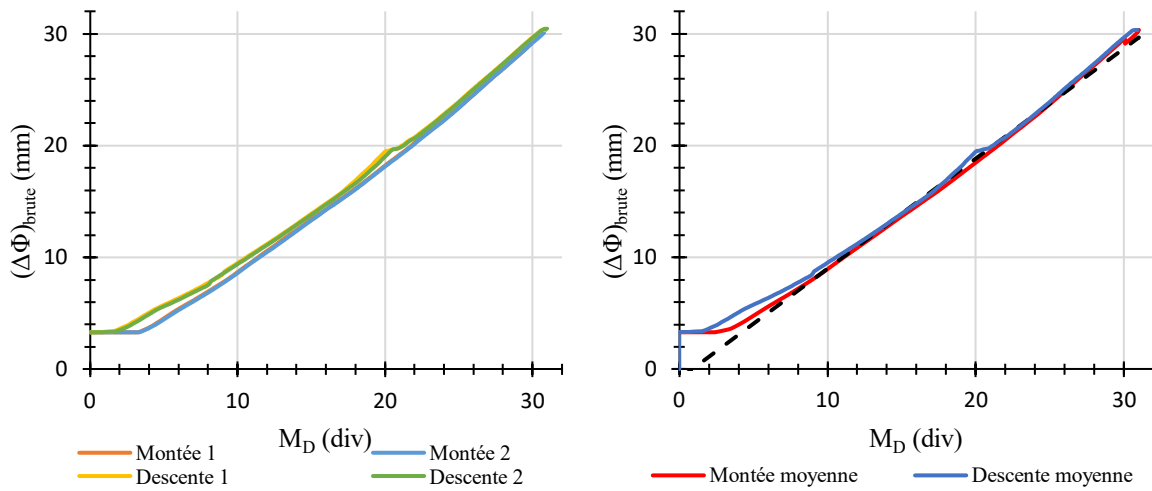


Figure I-33 : Étalonnage du déplacement avec le prototype 4. À gauche : 2 cycles de chargement-déchargement. À droite : détermination du coefficient d'étalonnage.



Figure I-34 : Étalonnage du déplacement pour le prototype 2.

I.4.2.2 Étalonnage de la force

On note M_F la grandeur mesurée par la sonde à relier à la force F_{brute} mesurée par le capteur étalon. F_{brute} correspond ainsi à la force exercée par les deux coquilles sur le capteur étalon. La manière dont cette force se répartit au contact du sol est a priori inconnue (Figure I-35) et ce d'autant plus qu'en conditions d'essai, la sonde est recouverte d'une gaine qui complexifie la surface d'appui réelle. On fait l'hypothèse ici que cette force se répartit uniformément sur la surface projetée des coquilles dans la direction d'écartement. La contrainte orientée dans la direction d'ouverture de la sonde peut alors s'écrire :

$$\sigma_{brute} = F_{brute}/S \quad [I.13]$$

Avec $S=2 \cdot L \cdot R \cdot \sin(\beta)$ la surface d'appui d'une coquille en cas de contact complet pour des coquilles de longueur L et de rayon de courbure R . Dans le cas des prototypes hydrauliques, σ_{brute} peut être reliée à la pression hydraulique interne P_h :

$$\sigma_{brute} = \frac{n}{2} \cdot \frac{S_p}{S} P_h \quad [I.14]$$

Avec S_p la surface d'un piston et n le nombre total de pistons et S la surface d'appui d'une coquille.

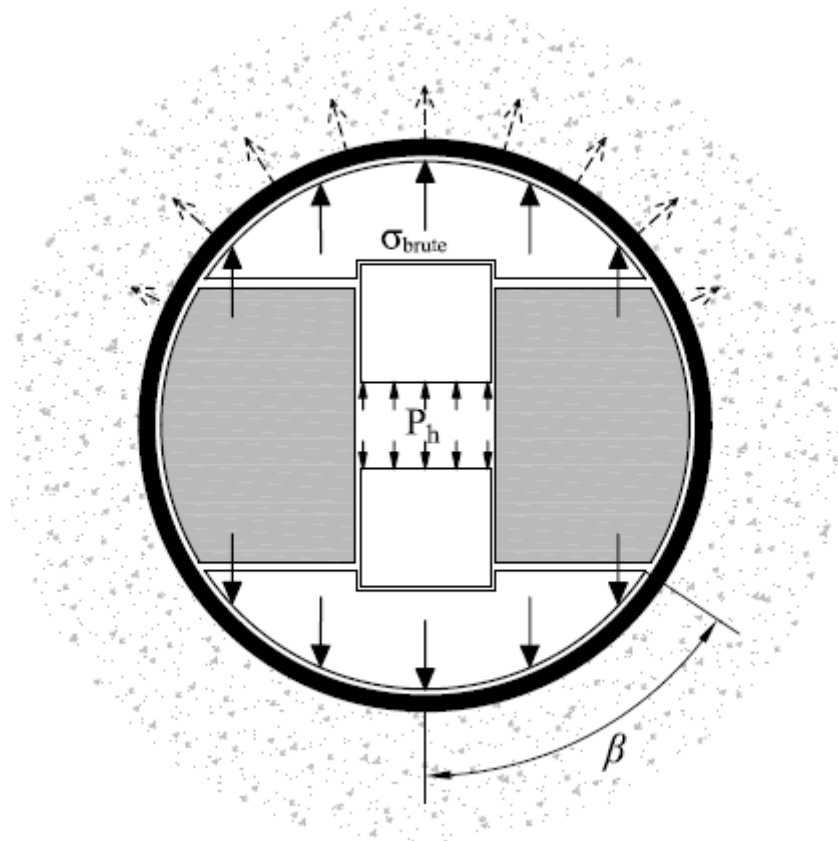


Figure I-35. Schéma de principe du Dilatosol dans sa version hydraulique.

Pour le prototype 1, M_F correspond au signal de sortie du capteur de force embarqué dans la sonde mesurant la force de réaction du système vis-écrou. La Figure I-36 présente 3 essais d'expansion avec le prototype 1 dans le bâti d'étalonnage en configuration B. Sur les 15 premiers millimètres d'écartement des coquilles, la relation entre le mesurande et la valeur mesurée est fortement non-linéaire mais peut être approchée par une fonction polynomiale d'ordre 4 de manière satisfaisante.

$$F_{brute} = b_0 + b_1 * M_F + b_2 * M_F^2 + b_3 * M_F^3 + b_4 * M_F^4 \quad [I.15]$$

Au-delà de ces 15 mm, l'allure de la courbe est modifiée en raison du comportement propre au système vis-écrou. En effet, l'écartement des bras étant réalisé par la translation d'un écrou le long de la vis sans fin, lorsque l'écrou arrive en milieu de course, il s'opère un basculement des bras. Par la suite, la courbe d'essai avec le prototype 1 ne sera donc interprétée que jusqu'à un déplacement total des bras de 15 mm au lieu de 30 mm attendu. Une amélioration possible de la sonde consisterait à ajouter un écrou situé initialement à l'autre extrémité de la vis et qui translaterait dans le sens opposé au premier écrou grâce à un pas inversé. Il en résulterait un écartement uniforme des coquilles et l'absence de l'infléchissement observé sur la Figure I-36.

L'étalonnage couvre une force allant jusqu'à environ 9 kN. Bien que la mesure soit répétable pour un même montage, il y a une forte variabilité d'un montage à l'autre comme on peut le voir Figure I-37 et Tableau I-5. Cette variabilité peut être mise sur le compte de l'usure des pièces mécaniques et de la manière dont est montée la sonde. C'est essentiellement cela qui nous a mené à abandonner ce concept mécanique pour adopter un principe de sonde hydraulique.

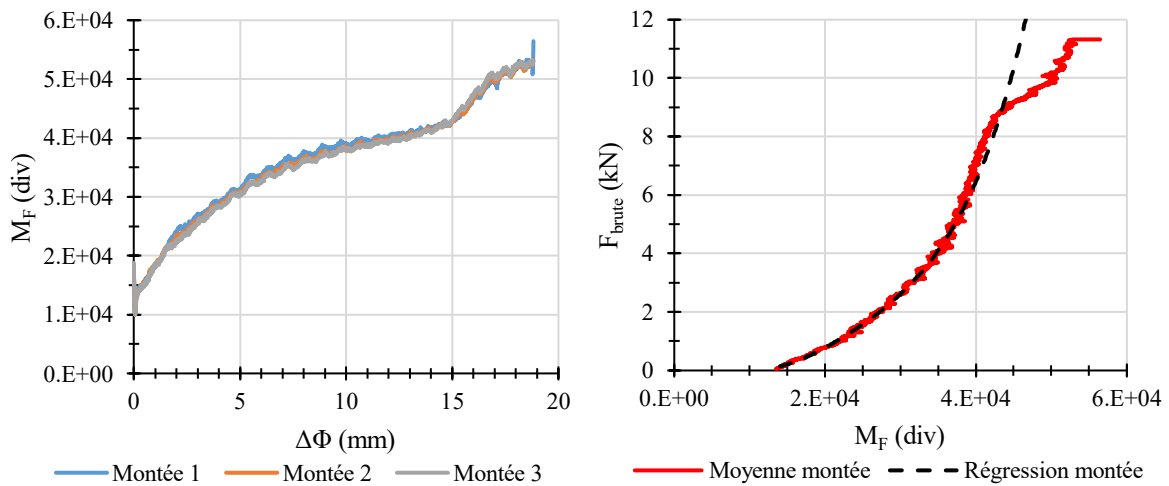


Figure I-36 : Étalonnage de la force avec le prototype 1 (2^e montage). À gauche : allure du signal de sortie en fonction de l'écartement des coquilles. À droite : Étalonnage sur la moyenne des signaux.

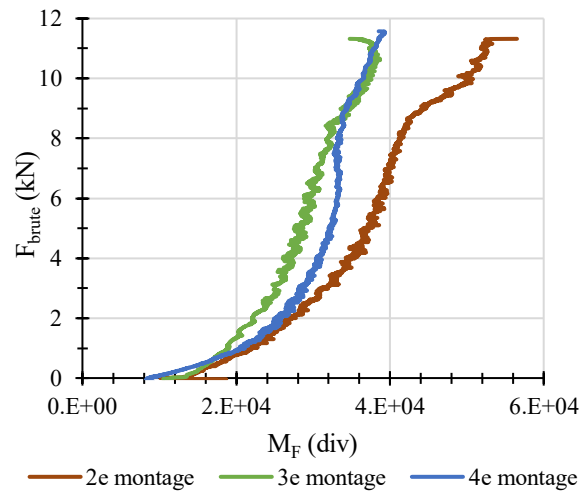


Figure I-37 : Étalonnage de la force sur différents montages du prototype 1.

Tableau I-5 : Coefficients d'étalonnage de la force sur différents montages du prototype 1.

Montage	b_0 (N)	b_1 (N/div)	b_2 (N/div ²)	b_3 (N/div ³)	b_4 (N/div ⁴)	R^2
2	3410	-0,719	$5,138 \cdot 10^{-5}$	$-1,415 \cdot 10^{-9}$	$1,571 \cdot 10^{-14}$	0,995
3	953	-0,478	$5,134 \cdot 10^{-5}$	$-1,995 \cdot 10^{-9}$	$3,346 \cdot 10^{-14}$	0,986
4	1979	-0,554	$5,466 \cdot 10^{-5}$	$-2,129 \cdot 10^{-9}$	$3,276 \cdot 10^{-14}$	0,996

Effectivement, dans le cas des prototypes hydrauliques (Figure I-38 à 40), M_F correspond à la pression hydraulique P_h (en MPa) mesurée par le capteur de pression. La relation entre les deux grandeurs peut être modélisée par une fonction linéaire beaucoup plus facile à l'usage.

$$F_{brute} = b_0 + b_1 * M_F \quad [I.16]$$

Pour le prototype 2, démonstrateur de la sonde hydraulique, l'étalonnage est réalisé jusqu'à une pression hydraulique de 5 MPa, limite de l'appareillage, ce qui correspond à un effort total d'environ 5,5 kN sur le sol soit une pression brute de 0,25 MPa. Pour les prototypes 3 et 4, la pression hydraulique maximale est de 20 MPa qui résulte en un effort d'environ 60 kN sur le terrain. On note l'influence de l'ajout de vérins (2 pour le prototype 2 et 10 pour les prototypes 3 et 4) sur la force maximale applicable sur le terrain. Cette force de 60 kN correspond à une contrainte exercée par les coquilles de 3,4 MPa pour le prototype 3a, 2,6 MPa pour le prototype 3b et 3,5 MPa pour le prototype 4. Les différents coefficients d'étalonnages obtenus sont rassemblés dans le Tableau I-6.

Si on obtient une excellente répétabilité, on observe un phénomène d'hystérésis marqué entre le chargement et le déchargement caractéristique des systèmes hydrauliques. Ce phénomène est plus marqué pour le prototype 4 que pour le prototype 3.

Le Tableau I-7 fourni le coefficient multiplicatif permettant de convertir directement la pression hydraulique en contrainte appliquée sur le terrain pour chaque prototype hydraulique.

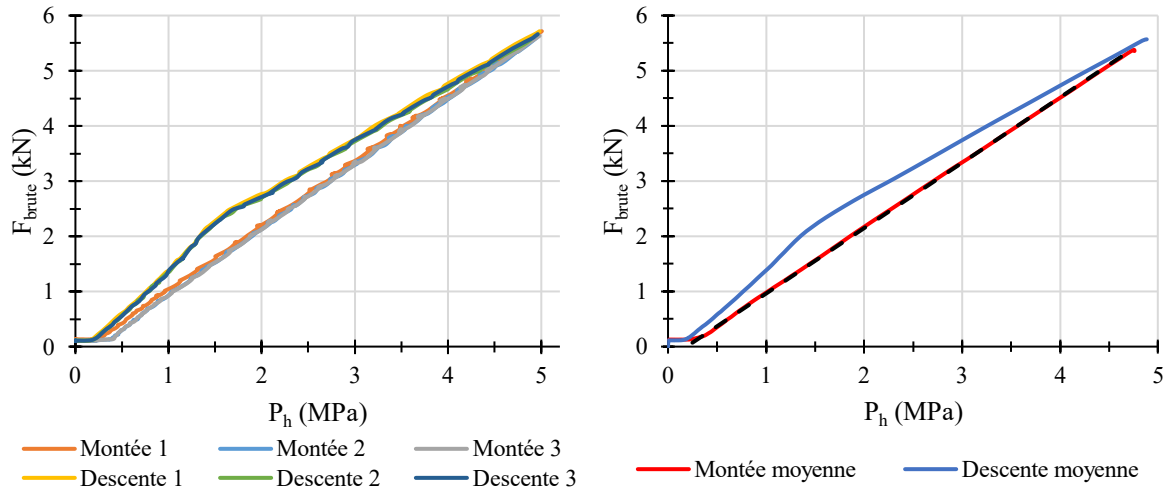


Figure I-38 : Étalonage de la force avec le prototype 2. À gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. À droite : Étalonage sur la courbe moyenne.

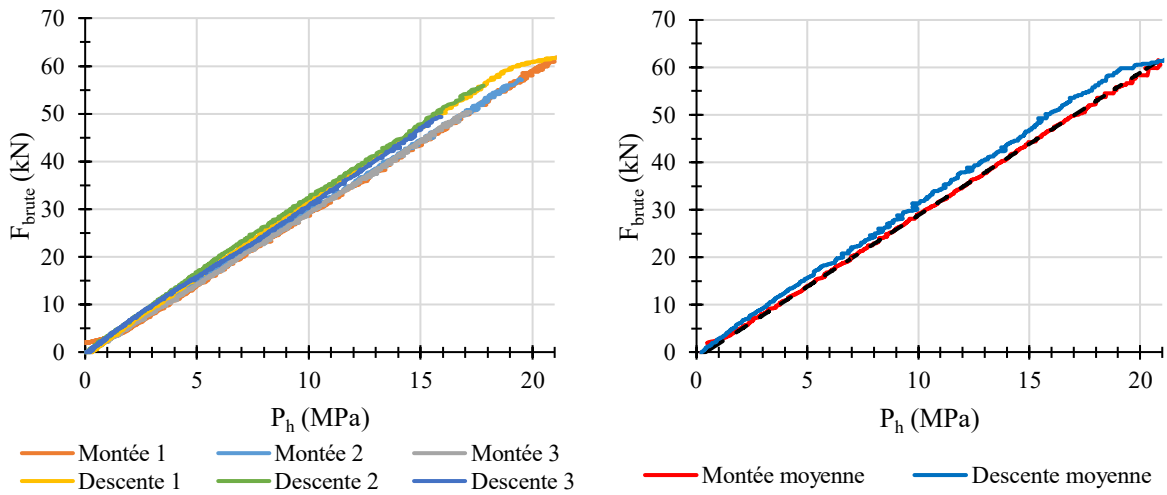


Figure I-39 : Étalonage de la force avec le prototype 3. À gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. À droite : Étalonage sur la courbe moyenne.

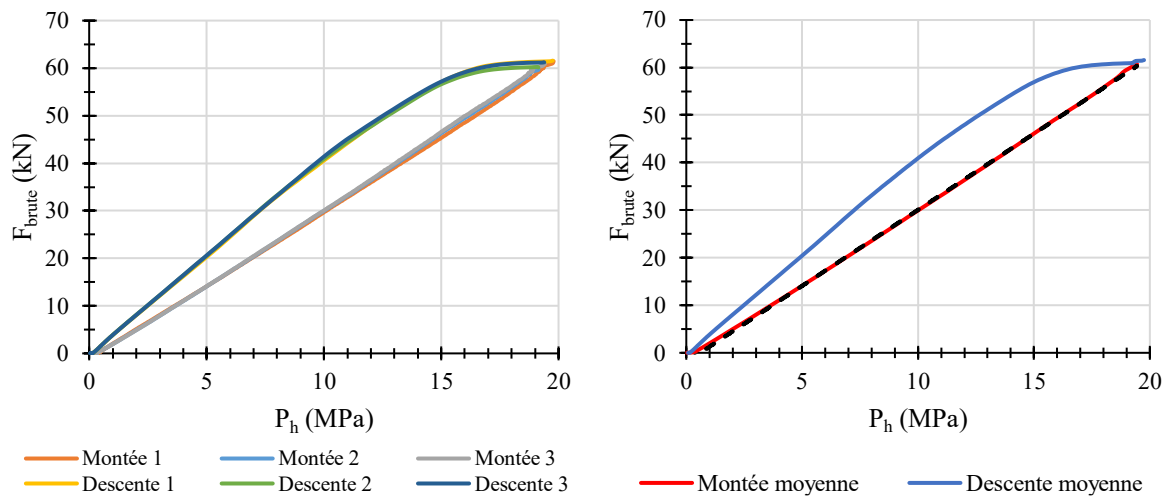


Figure I-40 : Étalonage de la force avec le prototype 4. À gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. À droite : Étalonage sur la courbe moyenne.

Tableau I-6 : Coefficients d'étalonnage typiques pour les prototypes hydrauliques.

Prototype	b ₁ (kN/MPa)	R ²
2	1,18	1,000
3	3,00	1,000
4	3,20	1,000

Tableau I-7 : Conversion de la pression hydraulique en contrainte exercée par les coquilles.

Prototype	b ₁ (MPa/MPa)
2	0,10
3a	0,17
3b	0,13
4	0,19

I.4.3 Corrections et calibrage des mesures

La contrainte σ_{brute} et le déplacement $(\Delta\Phi)_{brute}$ obtenus par étalonnage doivent être corrigés afin d'accéder à la contrainte réelle σ (ou contrainte corrigée) appliquée sur le sol et le déplacement réel $\Delta\Phi$ (ou déplacement corrigé) des coquilles.

La contrainte nécessaire à l'écartement de la gaine recouvrant la sonde doit ainsi être soustraite à la contrainte mesurée lors d'un essai. Pour cela, des essais à l'air libre sont réalisés. Un essai dans un cylindre creux épais de diamètre connu permet de caler les mesures de déplacement et de corriger l'erreur sur le déplacement des coquilles due à la dilatation de l'appareillage avec la pression. Notons que le prototype 1 n'est pas concerné par cette erreur sur le déplacement puisque le mécanisme d'expansion est purement mécanique.

I.4.3.1 Résistance propre de l'appareillage

Un essai à l'air libre permet d'accéder à la résistance propre de la membrane recouvrant la sonde σ_i . La contrainte corrigée peut alors s'écrire :

$$\sigma = \sigma_{brute} - \sigma_i \quad [I.17]$$

Pour le prototype 1, l'essai d'inertie a une allure comparable à la courbe d'étalonnage (Figure I-41). Par analogie avec le pressiomètre, la résistance propre a été modélisée par la fonction suivante :

$$\sigma_i = a * (b * (\Delta\Phi)_{brute} + c) * (1 - e^{-d * (\Delta\Phi)_{brute}}) \quad [I.18]$$

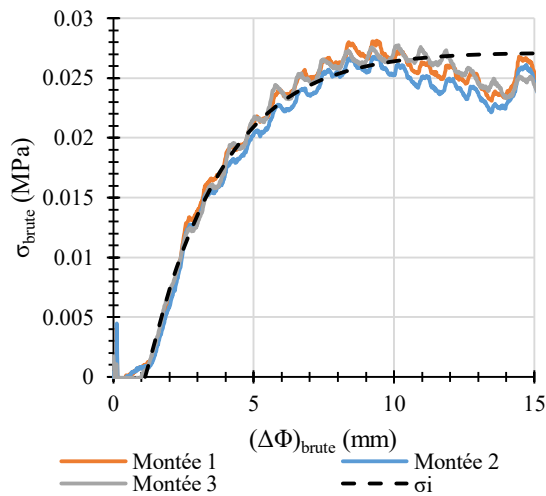


Figure I-41. Modélisation de la résistance propre de la membrane avec le prototype 1 sur la base de 3 essais à l'air libre.

Le prototype 2 est la seule sonde caractérisée par une résistance propre non nulle lorsqu'elle n'est pas recouverte d'une gaine (Figure I-42). Sur la courbe d'inertie, on distingue en effet trois zones : une première partie non-linéaire qui correspond à une accumulation de pression jusqu'à atteindre le décollage des 4 pistons, une seconde partie linéaire correspondant à la résistance des ressorts de rappel des pistons, et une dernière partie correspondant à l'arrivée en butée des pistons en fin de course. La raideur totale mesurée est de 18 N/mm ce qui correspond donc à 4,5 N/mm par ressort. Pour les prototypes 3 et 4 suivants, les vérins n'ont plus de ressorts de rappel, la résistance propre de la sonde nue est donc négligeable.

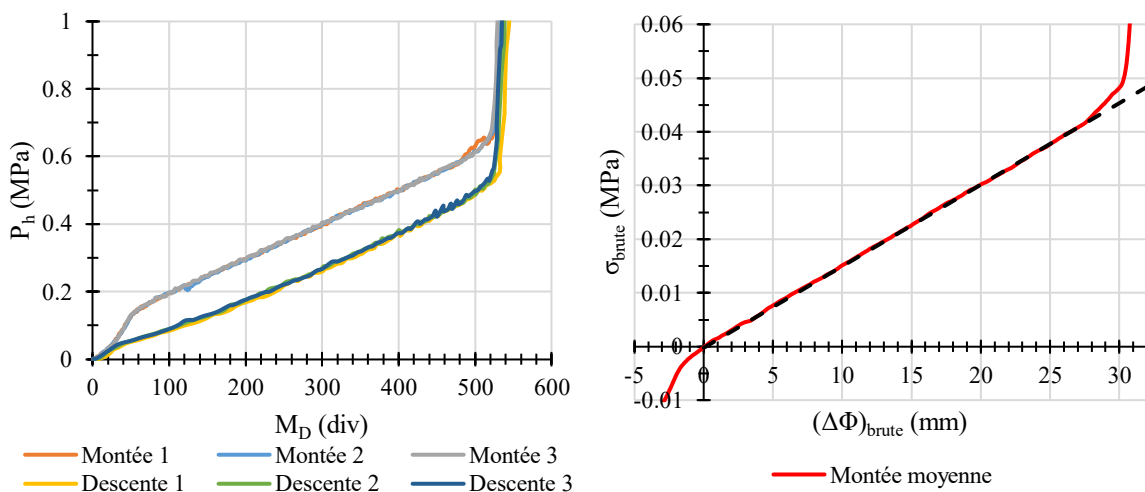


Figure I-42 : Essais à l'air libre avec le prototype 2 sans gaine. A gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. A droite : Mesure de la rigidité des ressorts de rappel sur la moyenne des trois chargements.

Après avoir recouvert la sonde de la gaine, l'allure de la courbe d'inertie est différente. Après le décollage des pistons, la courbe d'inertie est caractérisée par une partie initiale non linéaire correspondant à la mise en contact des coquilles contre la paroi interne de la membrane et son ovalisation, puis par une partie relativement linéaire caractérisé par l'étirement de la gaine jusqu'à la butée des vérins (Figure I-43). Pour les prototypes 3a et 4 l'allure de la courbe est similaire (Figure I-44 et 45).

L'essai n'est interprété que sur la partie d'étirement de la gaine, l'inertie σ_i peut être approchée par une fonction linéaire :

$$\sigma_i = a_{i,0} + a_{i,1} * (\Delta\Phi)_{brute} \quad [I.19]$$

L'étape d'ovalisation de la gaine sera étudiée dans un autre paragraphe.

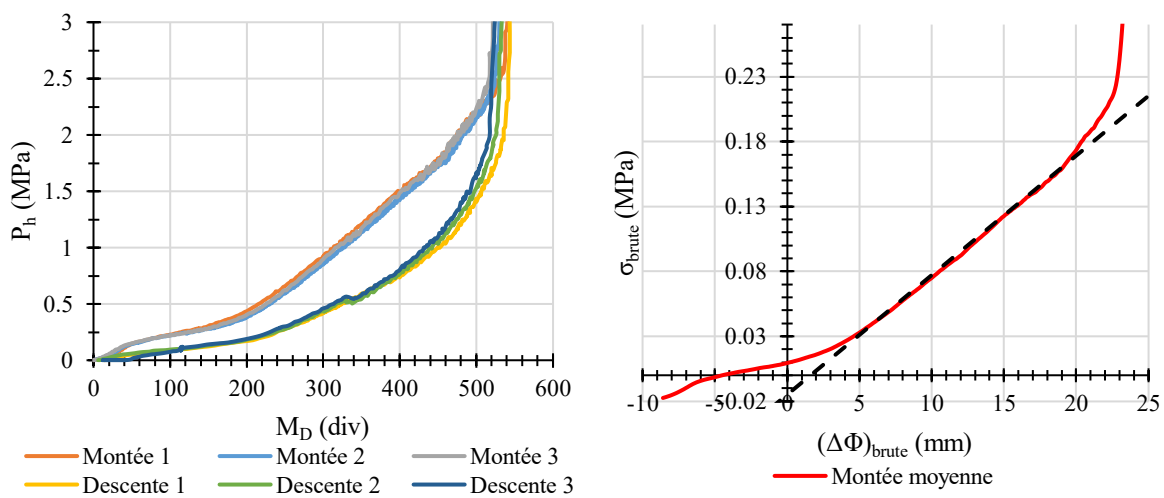


Figure I-43 : Essais à l'air libre avec le prototype 2. A gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. A droite : Calcul de la résistance propre de la sonde sur la courbe moyenne.

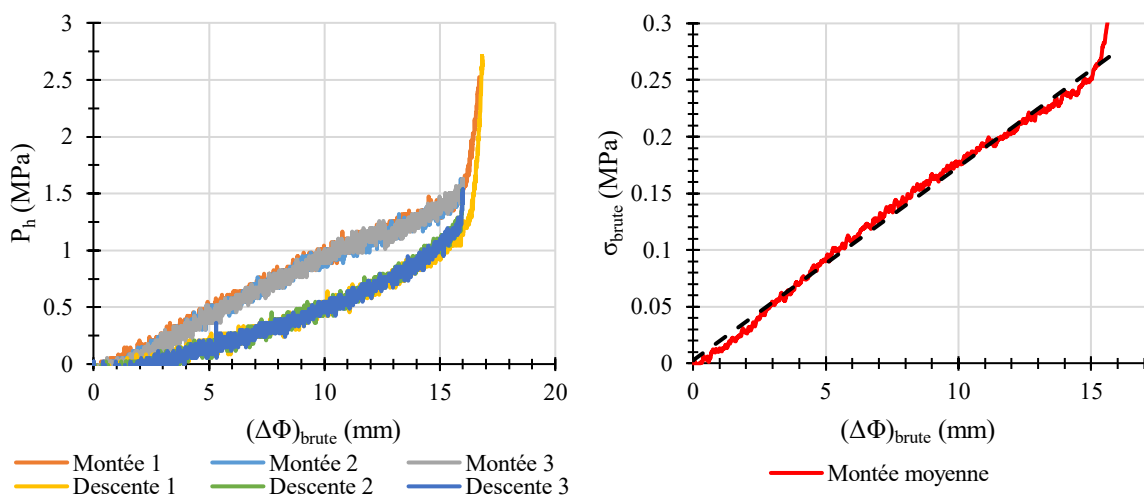


Figure I-44 : Essais à l'air libre avec le prototype 3a. A gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. A droite : Calcul de la résistance propre de la sonde sur la courbe moyenne.

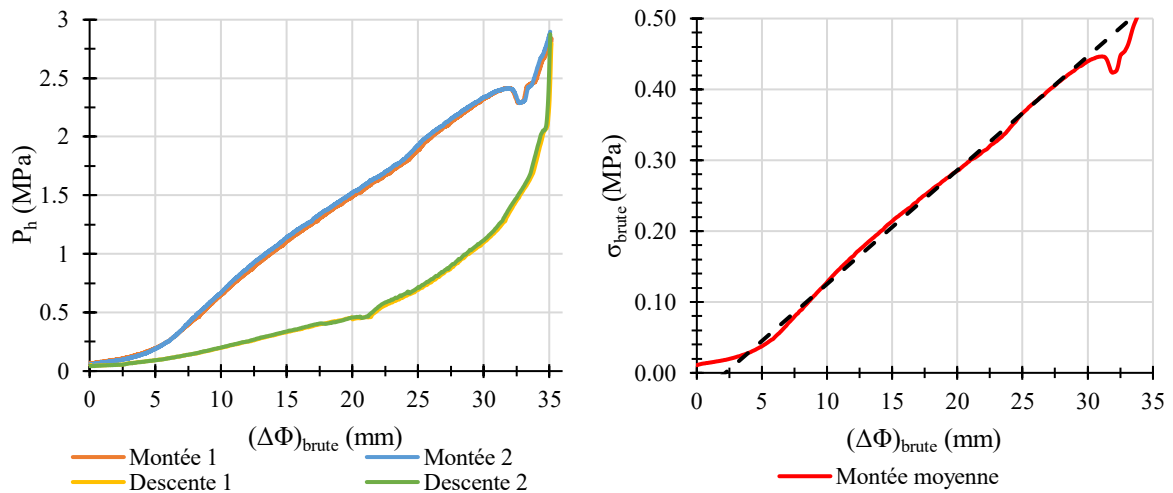


Figure I-45 : Essais à l'air libre avec le prototype 4. A gauche : 2 cycles de chargement-déchargement. A droite : Calcul de la résistance propre de la sonde sur la courbe moyenne.

Pour le prototype 3b, la gaine est initialement en extension plaquée contre les coquilles. La courbe d'inertie (Figure I-46) est donc caractérisée par une première partie d'équilibrage de la force de tension de la membrane, puis par une partie linéaire correspondant à l'expansion de la sonde. C'est sur cette dernière partie qu'est modélisée l'inertie à partir de l'équation [I.16]. Comme le prototype 3b est équipé d'une gaine d'épaisseur plus faible, la résistance calculée est plus faible que celle du prototype 3a.

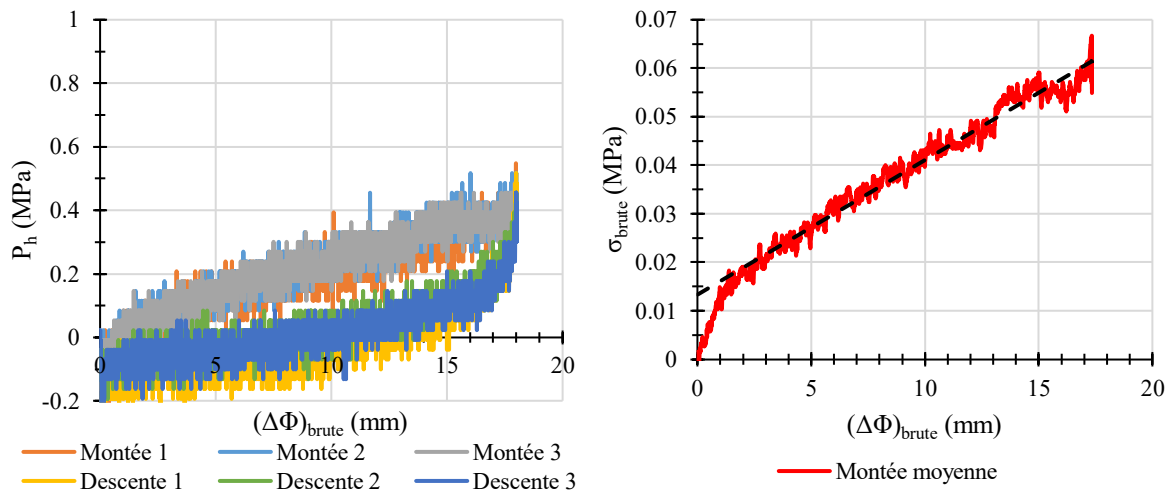


Figure I-46 : Essais à l'air libre avec le prototype 3b recouverte d'une gaine 1,5 mm. A gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. A droite : Modélisation de la résistance propre de la sonde.

La Figure I-47 montre différents essais d'inertie avec une gaine de diamètre extérieur 58 mm et d'épaisseur 3 mm avec les prototypes 3a et 4 et le Tableau I-8 rassemble les coefficients de corrections associés. On note pour le prototype 4 l'inertie de l'ordre 0,44 MPa vers 30 mm à comparer à celle obtenue avec le pressiomètre plutôt de l'ordre de 0,16 MPa pour le même type de gaine due à la section des bras qui est plus faible.

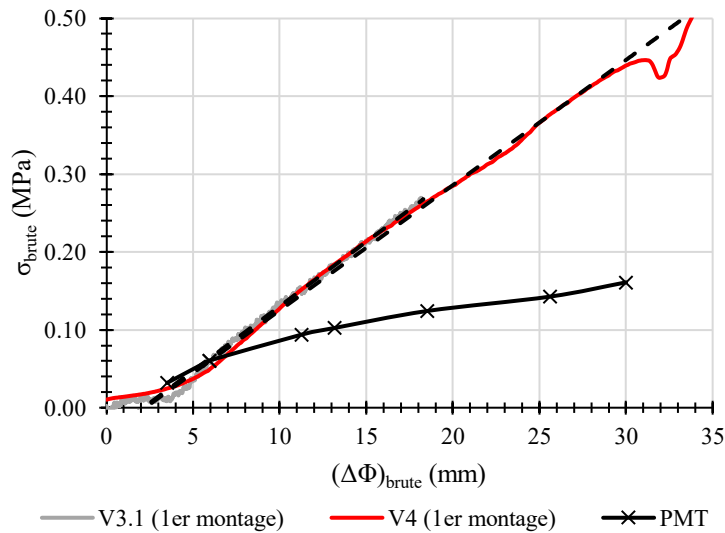


Figure I-47 : Comparaison d'essais à l'air libre avec les sondes 3a et 4 et une sonde pressiométrique toutes équipés de gaines caoutchouc non renforcées d'épaisseur 3-4 mm.

Tableau I-8 : Valeurs typiques de résistance propre des prototypes hydrauliques équipés de gaines caoutchouc.

Prototype	V2	V3a	V3b	V4
$a_{i,1}$ (kPa/mm)	9	17	3	16

I.4.3.2 Dilatation propre de l'appareillage et calibrage de l'écartement des coquilles (prototypes hydrauliques)

La réalisation d'un essai dans un cylindre creux indéformable et de diamètre intérieur connu permet de calibrer la mesure de l'écartement des coquilles et de mesurer la dilatation propre de l'appareillage avec la pression.

Une fois les coquilles en contact contre la paroi interne du tube, la pression hydraulique augmente linéairement avec le déplacement du piston du CPV (Figure I-48). La pente de cette droite $a_{c,1}$ correspond à la dilatation propre de l'appareillage et peut s'écrire :

$$\Delta\Phi = (\Delta\Phi)_{brut} - a_{c,1} * \sigma_{brute} \quad [I.20]$$

L'ordonnée à l'origine $a_{c,0}$ permet de caler le zéro des mesures de déplacement des coquilles. Leur écartement corrigé peut alors s'écrire :

$$\Phi = a_{c,0} + \Delta\Phi \quad [I.21]$$

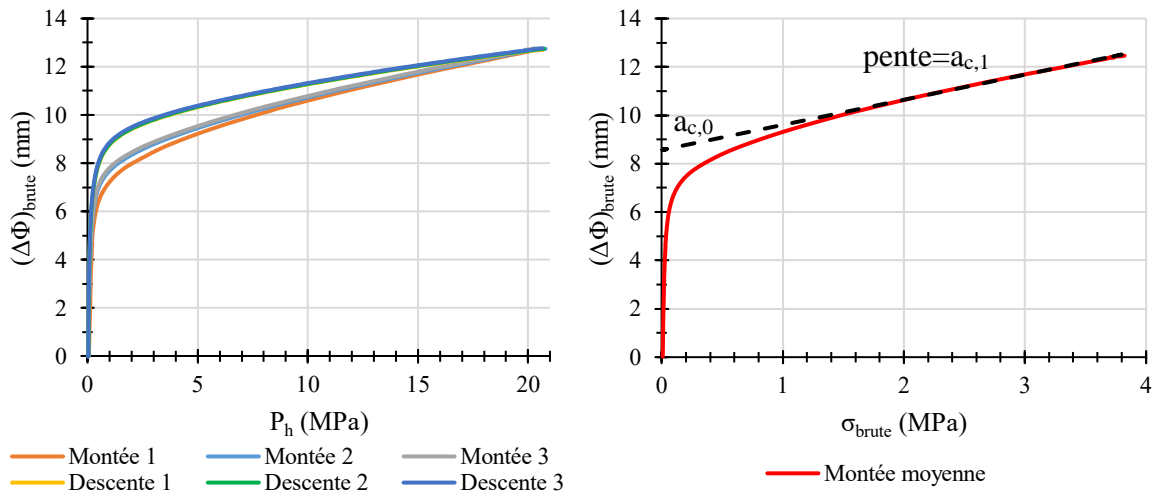


Figure I-48 : Mise en pression du prototype 4. A gauche : 3 cycles de chargement-déchargement. A droite : détermination de $a_{c,0}$ et $a_{c,1}$.

Les Tableau I-9 et Tableau I-10 rassemblent les valeurs typiques de dilatation propre. Pour les prototypes 3 et 4, un même flexible de 5,5m de long est utilisé. L'écart important entre le prototype 2 et les autres est lié au fait qu'il n'utilise pas le même flexible que les autres et que la dilatation propre est mesurée sur une gamme de pression bien plus faible (5 MPa contre 20 MPa). Ainsi, pour une pression hydraulique de 5 MPa, la correction à appliquer sur la mesure de l'écartement est de 3,5 mm pour le prototype 2 alors qu'elle est de 0,7 mm pour le prototype 3 et de 0,9 mm pour le prototype 4 (flexible de 5,5 m de long).

Tableau I-9 : Valeurs typiques de dilatation propre des prototypes 2, 3 et 4 pour des flexibles de 5,5 m de long. Travail en pressions hydrauliques.

Prototype	V2	V3	V4
$a_{c,1}$ (mm/MPa)	$7,1 \cdot 10^{-1}$	$1,4 \cdot 10^{-1}$	$1,9 \cdot 10^{-1}$

Tableau I-10 : Valeurs typiques de dilatation propre des prototypes 2, 3 et 4 pour des flexibles de 5,5 m de long. Travail en contraintes brutes.

Prototype	V2	V3a	V3b	V4
$a_{c,1}$ (mm/MPa)	7,2	0,9	1,0	1,0

En fonction de la qualité de la purge du circuit hydraulique, le coefficient $a_{c,0}$ peut-être supérieur à la distance initiale séparant les coquilles de la paroi interne du tube de calibrage, l'un des principaux problèmes rencontrés avec les prototypes hydrauliques étant la fuite progressive d'huile et fur et à mesure des essais. La Figure I-49 montre que cette fuite a pour effet d'augmenter l'écartement nécessaire pour arriver au placage à l'intérieur du tube de calibrage (environ 3 mm), sans avoir d'impact sur la dilatation propre en elle-même. En effet, l'air remplaçant l'huile se comprime avant que l'huile ne soit déplacée par le piston du CPV.

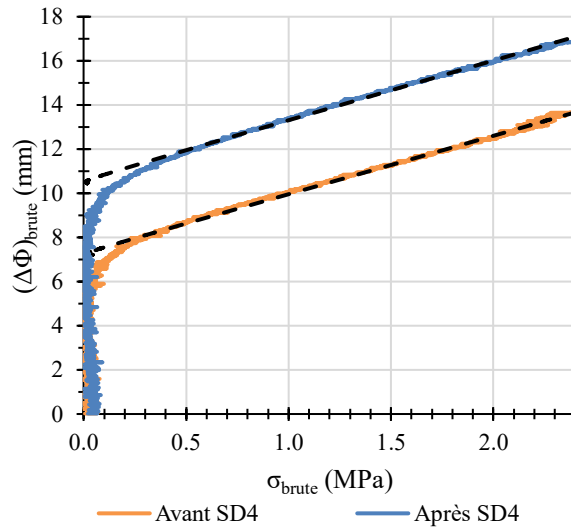


Figure I-49 : Impact d'une fuite progressive d'huile au fur et à mesure de la réalisation d'essais successifs (sondage SD4 avec un essai tous les mètres) avec un flexible de 15 m de long.

L'appareillage se divise en trois principaux composants : le CPV, le flexible, et la sonde elle-même. Tous ces composants n'ont pas la même influence sur la dilatation propre (Figure I-50 et Tableau I-11). La dilatation propre du flexible peut être obtenue en soustrayant la dilatation propre du réservoir de la dilatation propre de l'ensemble {réservoir+flexible}. De la même manière, on peut isoler la dilatation propre de la sonde due essentiellement à la compression de la gaine de protection en caoutchouc.

Le réservoir cylindrique du prototype 4 ayant un diamètre plus important que celui du prototype 3, la dilatation propre est aussi plus importante. C'est cependant le flexible qui a le plus fort impact sur la dilatation propre. De plus, le coefficient $a_{c,1}$ augmente linéairement avec la longueur de flexible (Figure I-51). Ainsi, avec le prototype 3, la dilatation propre augmente de $1,3 \cdot 10^{-1}$ à $3,7 \cdot 10^{-1}$ mm/MPa en passant d'une longueur de flexible de 5,5 à 15 m.

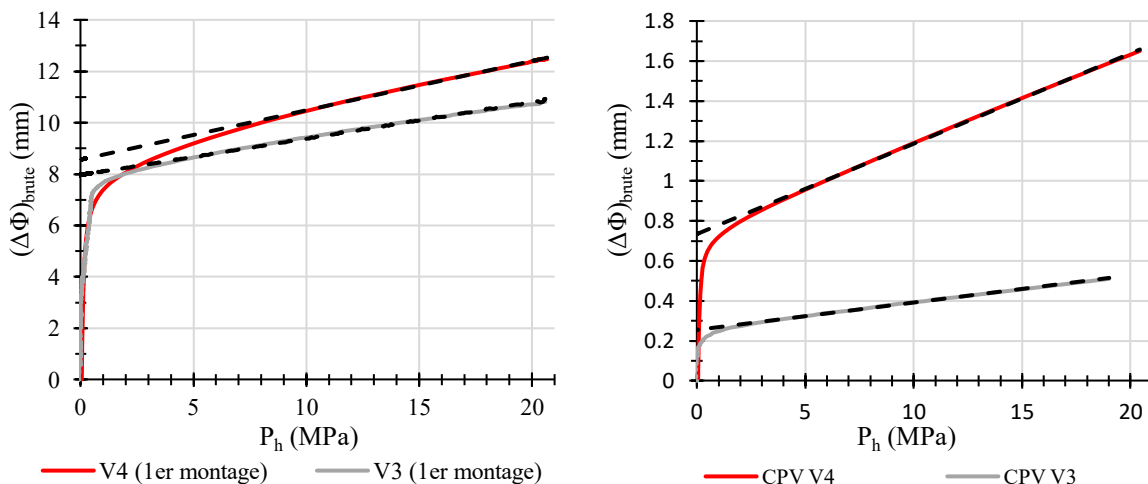


Figure I-50 : Comparaison d'essais de calibrage avec les prototypes 3a et 4. À gauche : mise en pression du montage complet dans un cylindre creux. À droite : Mise en pression du réservoir d'huile seul.

Tableau I-11 : Valeurs typiques de coefficients de dilatation $a_{c,1}$ pour les différents composants des prototypes 3 et 4 calculés séparément. Les pressions sont hydrauliques.

	Réservoir (mm/MPa)	Flexible 5,5m (mm/MPa)	Sonde (mm/MPa)
V3	$1,4 \cdot 10^{-2}$	$1,1 \cdot 10^{-1}$	$2,3 \cdot 10^{-2}$
V4	$4,4 \cdot 10^{-2}$		$7,5 \cdot 10^{-2}$

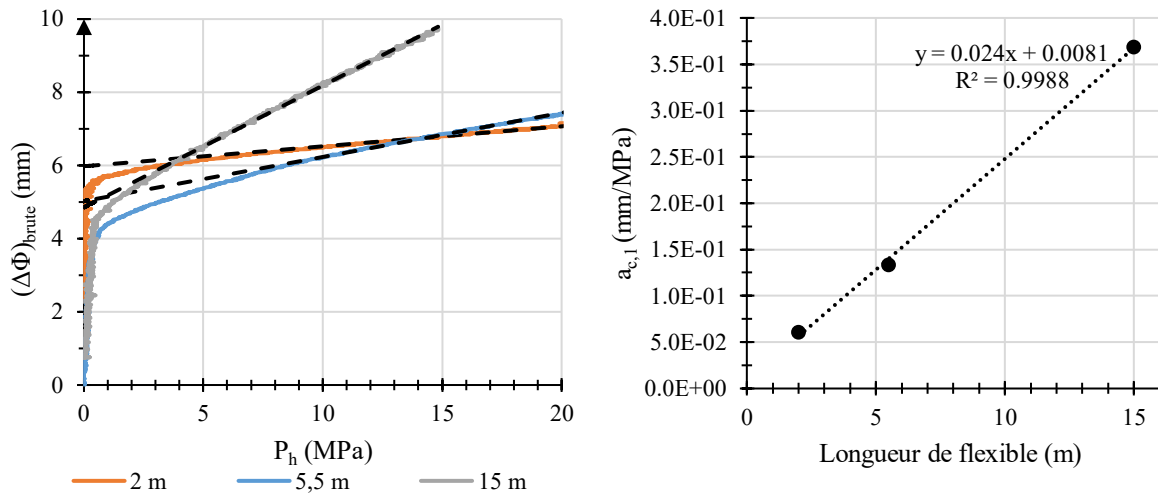


Figure I-51 : Impact de la longueur de flexible sur la dilatation propre de l'appareillage $a_{c,1}$ avec le prototype 3 {réservoir+flexible+sonde}.

I.4.4 Validation du montage

L'utilisation du bâti d'étalonnage en configuration B (cf. Figure I-29) permet d'étudier l'impact des étalonnages et des corrections sur le calcul de la rigidité (Figure I-52).



Figure I-52 : Essais sur 4 ressorts de type B avec le prototype 3a.

Un essai typique avec 4 ressorts de type A est présenté Figure I-53. La rigidité est calculée sur une gamme de déplacement d'environ 8 mm. Au-delà, on observe une rigidification probablement due au fait que certains pistons arriveraient en fin de course avant d'autres. Sur cet exemple, la rigidité mesurée sur une course de 8 mm est de 653 N/mm conforme aux 600 N/mm théoriques (4 ressorts de 150 kN/mm de raideur chacun selon le fournisseur).

La mesure peut être répétée avec différentes précontraintes sur les ressorts et sur des ressorts plus rigides (Figure I-54). On observe là aussi que la sonde permet de retrouver la rigidité des ressorts avec une bonne précision (Tableau I-12).

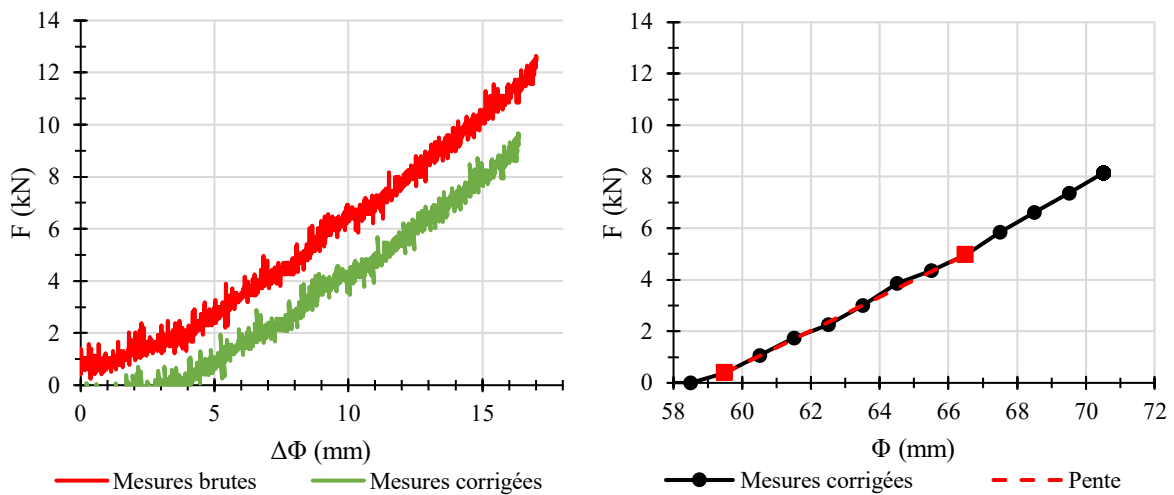


Figure I-53 : Essais sur 4 ressorts de type A avec le prototype 3a. À gauche : correction des mesures. À droite : calcul de la rigidité.

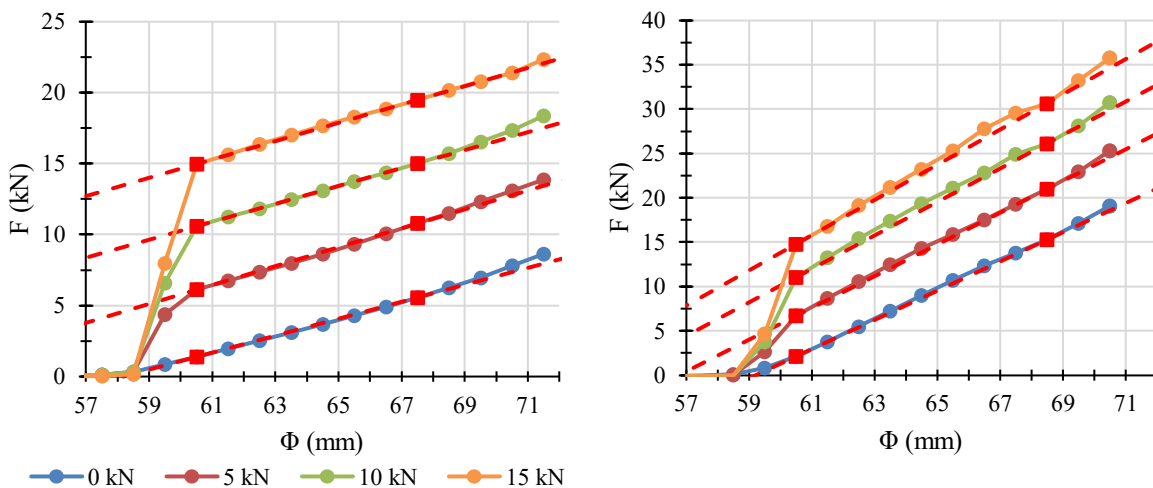


Figure I-54 : Essais en faisant varier la précontrainte initiale avec le prototype 3a sur 4 ressorts de type A (à gauche) et de type B (à droite).

Tableau I-12 : Comparaison de la raideur mesurée avec le prototype 3a k_{mes} avec la raideur théorique k_{theo} pour différents préchargements et de raideurs des ressorts.

Préchargement (kN)	k_{theo} (N/mm)	k_{mes} (N/mm)	$\frac{k_{mes} - k_{theo}}{k_{theo}}$ (%)
0	600	597	0
5	600	666	11
10	600	631	5
15	600	645	8
0	1900	1646	-5
5	1900	1789	-13
10	1900	1886	-6
15	1900	1985	-1
0	300	285	4

I.5 Étude du volume déplacé

La présence d'une gaine recouvrant la sonde impacte la manière dont est déplacé le sol en cours d'essai. On peut s'attendre à ce que cet impact soit plus important avec le prototype 2 qui a une structure relativement creuse comparée aux autres prototypes. Nous commencerons donc par considérer ce dernier cas.

Comme nous l'avons introduit en considérant les essais à l'air libre, on peut découper l'expansion de la sonde en plusieurs étapes successives (Figure I-55). Il y a tout d'abord, une étape de placage des coquilles contre la paroi interne de la gaine, due à la différence de diamètre initiale de la sonde et du diamètre interne de la gaine (environ 4 mm), durant laquelle le sol n'est pas déplacé. Ensuite, l'écartement de la gaine dans la direction d'écartement des coquilles s'accompagne d'une diminution du diamètre de la gaine dans l'axe perpendiculaire ; durant cette phase, le volume total de sol mobilisé est inconnu car une partie est écartée par les coquilles tandis qu'une autre peut occuper l'espace. Cette ovalisation s'opère jusqu'à ce que cette partie de la gaine plaque contre l'armature métallique de la sonde. Dès lors on se trouve dans une condition de déformation uniaxiale.

Plusieurs dispositifs ont été mis en point afin d'étudier le volume de sol déplacé en cours d'essai. Le premier dispositif consiste à mesurer la masse d'eau évacuée pour une hauteur d'eau constante (Figure I-56). Le 2^{ème} consiste à mesurer la variation de la hauteur d'eau à l'aide d'un tube gradué pour un volume d'eau constant. Le premier dispositif a été utilisé pour le prototype 2 car celui-ci ne pouvait pas être entièrement immergé. Le prototype 3a a quant à lui été utilisé dans le 2^{ème} dispositif.

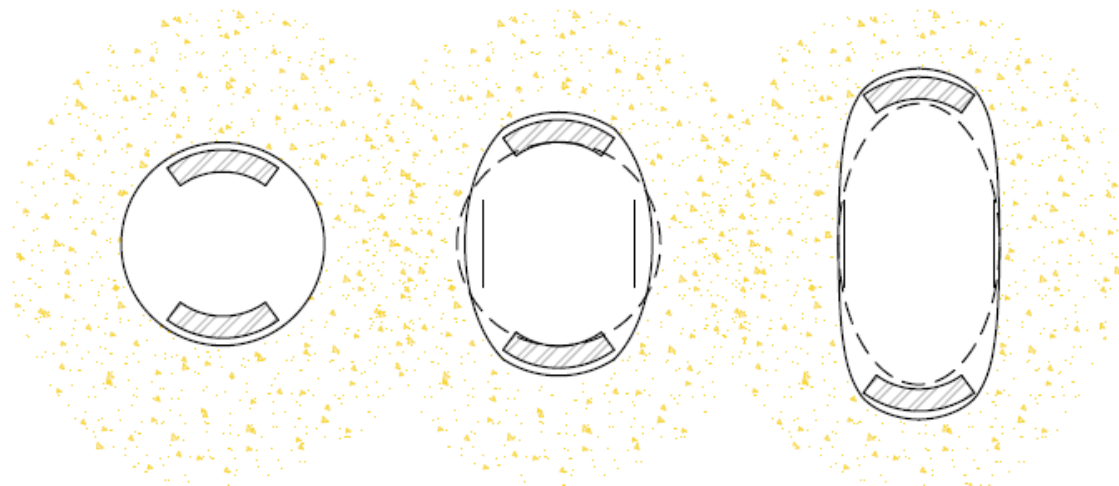


Figure I-55 : Différentes étapes lors de l'écartement des coquilles s'appliquant au prototype 2. (A) placage des coquilles contre la paroi interne de la membrane. (B) Ovalisation de la gaine. (C) Déplacement uniaxial après placage de la gaine contre l'armature.

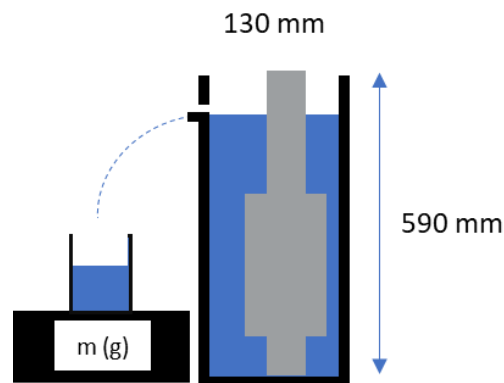


Figure I-56 : 1^{er} dispositif de mesure du volume d'eau déplacé lors d'un essai d'expansion.

Commençons par le 1^{er} dispositif. Pour comparaison, on teste le dispositif avec une sonde pressiométrique 60 mm équipée d'une gaine caoutchouc 3 mm. L'expansion est réalisée sur la seule cellule de mesure centrale, les cellules de garde ne sont pas gonflées. Le déplacement du sol n'a lieu qu'à partir du placage de la membrane de la cellule centrale contre la gaine obtenue pour un volume injecté d'environ 100 cm³ (Figure I-57). Ensuite, le volume déplacé augmente linéairement avec le volume injecté dans la cellule de mesure. On observe aussi ce décalage avec le prototype 2, l'eau commence à être déplacée entre 400 et 500 div environ (Figure I-58 à gauche). Ce décalage n'est cependant pas exclusivement dû à l'écart entre le diamètre initial de la sonde et le diamètre interne de la gaine. En effet, en mesurant lors d'un essai à l'air libre l'écartement de la gaine, on observe que le décollage de la gaine après placage des coquilles contre la paroi interne de la membrane intervient plus tôt, entre 250 et 300 div (Figure I-58 à droite). Entre ces deux valeurs donc, les coquilles écartent la gaine sans qu'il y ait de variation globale de volume déplacé. Ce comportement est dû à l'ovalisation de la gaine : alors que le diamètre de la sonde augmente dans la direction d'écartement, il diminue dans la direction perpendiculaire. Ensuite, le volume déplacé peut être approché par une fonction linéaire de pente d'environ 16 cm³/mm de déplacement des coquilles (Figure I-59) correspondant à la phase d'écartement uniaxiale de la gaine.

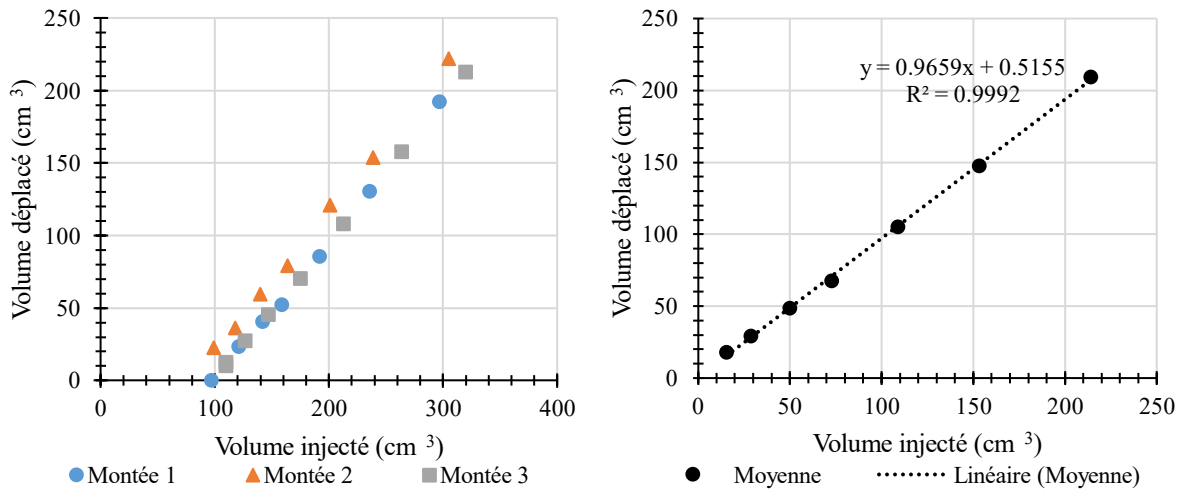


Figure I-57 : Essais d'expansions au pressiomètre dans le 1^{er} dispositif. À gauche : 3 séries d'expansion. À droite : mesure moyenne décalée du placage de la membrane contre la gaine.

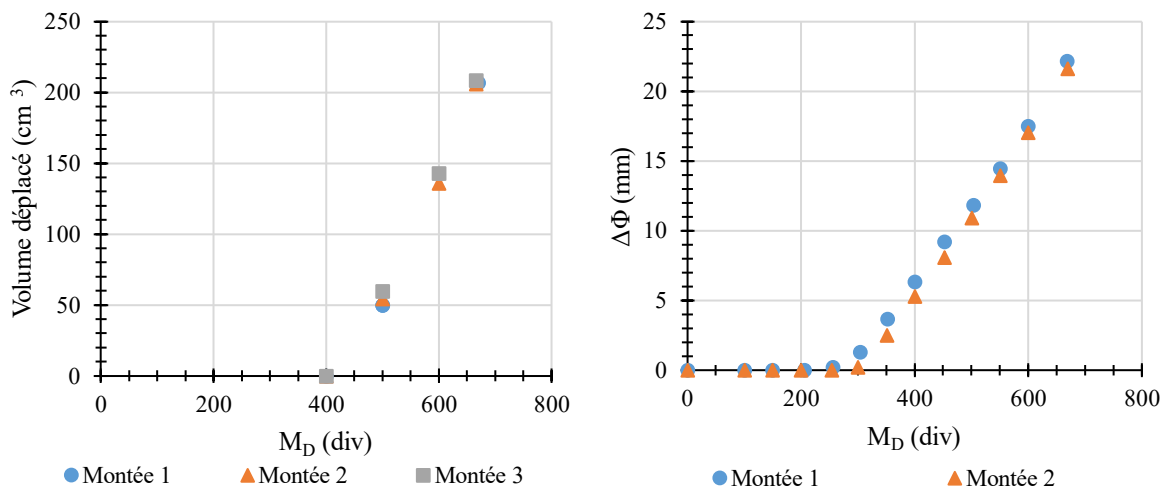


Figure I-58 : A gauche : résultat de 3 séries d'expansion avec le prototype 2 dans le 1^{er} dispositif. À droite : comparaison avec des essais d'expansion à l'air libre.

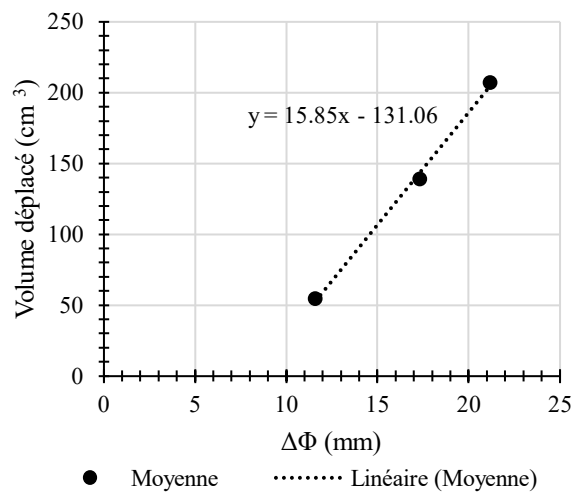


Figure I-59 : Moyenne des 3 mesures avec le prototype 2 dans le 1^{er} dispositif.

Cherchons maintenant le modèle géométrique permettant d'expliquer le déplacement de $16 \text{ cm}^3/\text{mm}$ lors de la dernière phase. Le 1^{er} modèle néglige l'influence de la gaine et considère que le volume total déplacé est égal à la largeur d'une coquille multipliée par le déplacement $\Delta\Phi$. Les 2^{ème} et 3^{ème} modèles prennent en compte en plus de ce volume directement déplacé par les coquilles, le volume déplacé latéralement par la gaine. Pour le 2^{ème} modèle, la gaine est d'allure linéaire entre l'armature et les coquilles (Figure I-61) tandis que le 3^{ème} considère une allure elliptique de la gaine. Le modèle 3 correspond ainsi à une ellipse dont le demi grand axe augmente de $\Delta\Phi/2$ pendant que le demi petit axe demeure constant.

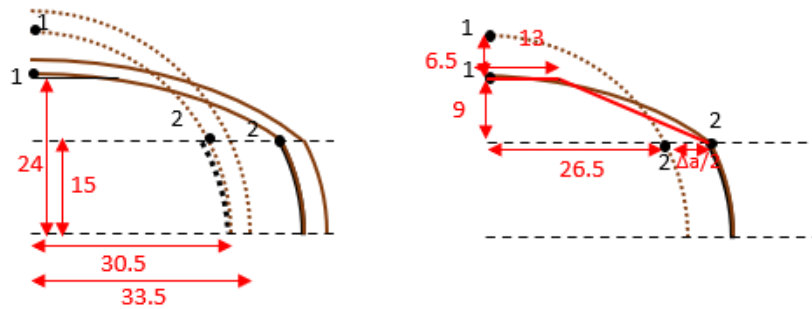


Figure I-60 : Calcul de l'écartement des coquilles à réaliser pour arriver à la fin de l'ovalisation. Seul un quart du modèle est représenté. Les longueurs sont exprimées en mm.

On peut voir grâce au Tableau I-13 que le modèle 2 est celui qui est le plus proche des mesures. Le modèle 1 sous-estime le volume déplacé en négligeant l'influence latérale de la gaine tandis que le modèle 3 surestime le volume déplacé car la gaine en réalité s'étire et ne garde pas une allure elliptique.

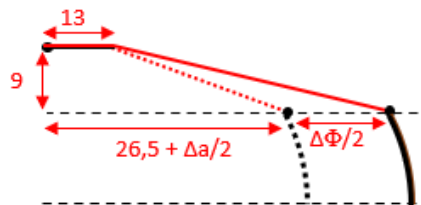


Figure I-61 : Modèle 2 considérant le volume déplacé frontalement par les coquilles et latéralement par la gaine.

Tableau I-13 : Volume déplacé selon les différents modèles proposés pour des coquilles de longueur 400 mm (prototype 2).

	$\Delta V/\Delta\Phi$ (cm^3/mm)
Modèle 1	13
Modèle 2	16
Modèle 3	21

La sonde pressiométrique a été testée immergée dans un récipient rempli d'eau correspondant au 2^{ème} dispositif avec la membrane d'eau seule et en bouchant les arrivées des tubulures d'air

(Figure I-62). Le déplacement d'eau a lieu en même temps que l'injection d'eau dans la cellule de mesure ce qui confirme que le placage de la membrane contre la gaine est bien à l'origine du décalage observé Figure I-57.

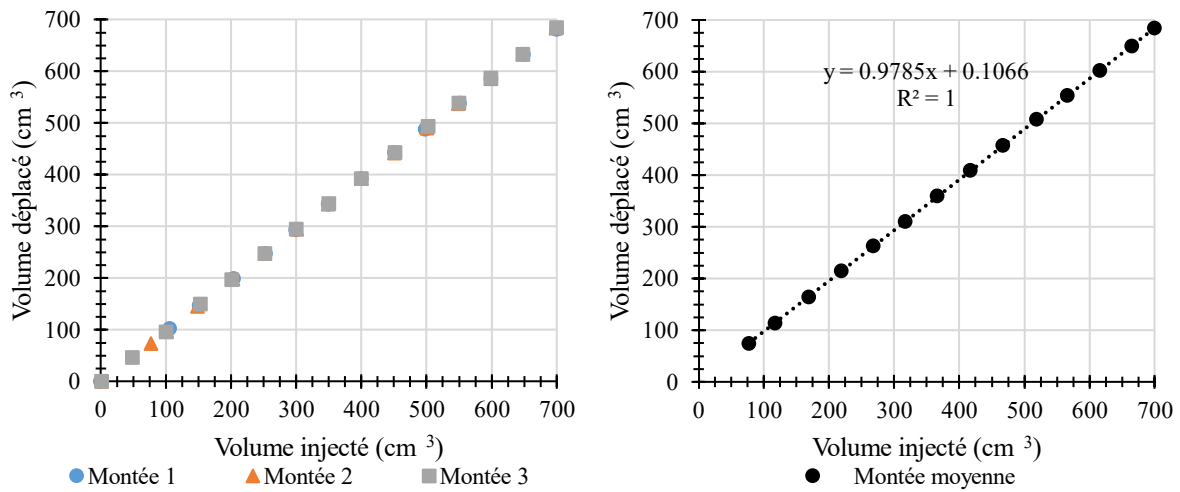


Figure I-62 : Essais d'expansion au pressiomètre dans le 2^{ème} dispositif. À gauche : 3 séries d'expansion. À droite : mesure moyenne.

Quant au prototype 3a (Figure I-63), le déplacement d'eau a lieu presque immédiatement contrairement au prototype 2. Puis, le volume d'eau déplacé augmente de manière linéaire avec une pente d'environ 18 cm³ par mm d'écartement des coquilles.

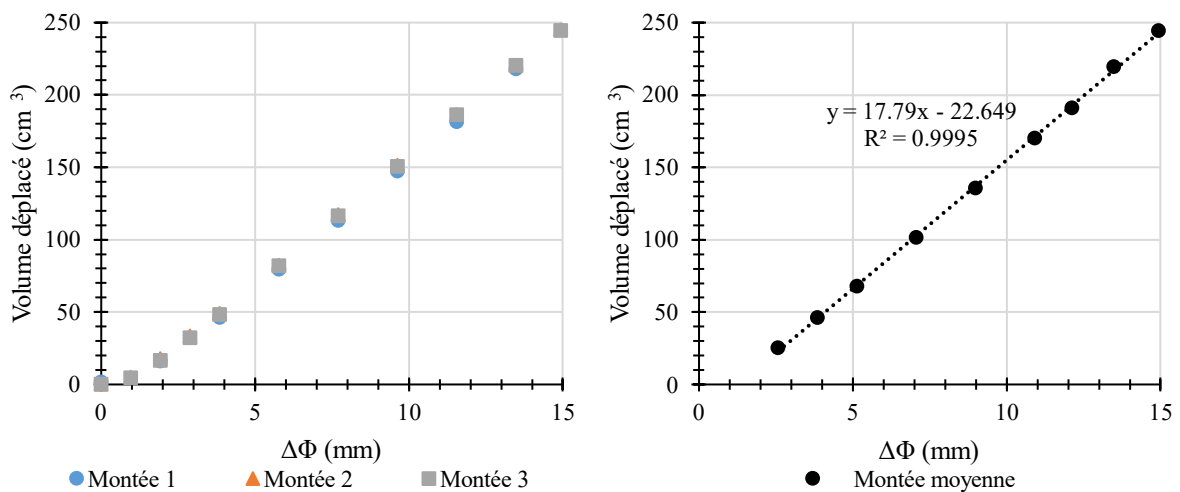


Figure I-63 : Essais d'expansions au Dilatosol V3a dans le 2^{ème} dispositif. À gauche : 3 séries d'expansion. À droite : mesure moyenne.

Comme nous l'avons vu plus tôt (Figure I-27C), les coquilles du prototype 3a ont une allure complexe avec entre 0 et 30° une partie pleine et entre 30 et 90° une alternance de parties pleines et creuses. La surface d'appui totale calculée à partir de leurs dimensions est de 358 cm² ce qui équivaut à un déplacement de 18 cm³ par mm d'écartement de la sonde $\Delta\Phi$. Cette valeur calculée est en accord avec les mesures dans le réservoir d'eau bien que les calculs aient été réalisés avec les dimensions des coquilles nues alors que dans le réservoir la sonde était

recouverte d'une gaine. Cela montre que la gaine a un impact négligeable sur le volume déplacé pour le prototype 3a contrairement au prototype 2.

Pour l'interprétation des essais avec le prototype 3a, on considérera des coquilles uniformes de demi-angle d'ouverture $\beta=62^\circ$ de largeur $b=42,4$ mm et de longueur $L=420$ mm. Le Tableau I-14 montre l'influence théorique de β sur le volume déplacé.

Tableau I-14 : Volume théoriquement déplacé par différentes géométries de coquilles de longueur égale à 420 mm.

β (°)	$\Delta V/\Delta\Phi$ (cm^3/mm)
30	11
62	18
90	32

I.6 Conclusion

Au cours de ce travail, quatre prototypes de sonde de chargement des sols en forage ont été développés en s'inspirant du concept de dilatomètre rigide. Le premier prototype s'est rapidement avéré limité d'une part à cause de la complexité de l'appareillage et d'autre part à cause de la variabilité de son comportement lors des différents montages. Les prototypes suivants se sont rapprochés des dilatomètres rigides les plus répandus à savoir ceux présentant un système d'expansion hydraulique. Cela s'est accompagné d'une simplification notable du CPV par rapport à ce qui est utilisé pour l'essai pressiométrique en France. Ces différents développements n'ont cependant pas permis de se passer de l'utilisation d'une gaine afin de protéger le mécanisme d'expansion. Cette gaine, en plus d'obliger à corriger les mesures de la résistance propre, a complexifié la manière dont le sol est sollicité en cours d'expansion. Afin de s'affranchir de cette problématique, la 4^{ème} et dernière version des prototypes a des coquilles de demi-angle d'ouverture de 90° permettant de garantir une déformation unidirectionnelle du sol lors d'un chargement.

Un autre point fort de ce nouvel essai, est la procédure d'étalonnage et de validation des mesures sur des ressorts étalons grâce à un bâti conçu à cet effet. Ainsi, malgré les différentes corrections appliquées aux mesures, les prototypes permettent de calculer une rigidité de ressorts étalon avec une bonne exactitude.

Les appareils ayant été validés sur l'aspect métrologique, il s'agit maintenant de les mettre à l'épreuve sur les sols que l'on souhaite caractériser mécaniquement. Étant donné les grandes différences qui existent entre les prototypes tant au niveau du principe de fonctionnement qu'au niveau de la géométrie des coquilles en contact, on peut se demander si les résultats obtenus seront comparables.

CHAPITRE II: LES MATERIAUX ETUDIÉS

Nous présentons ici les différents matériaux qui ont été sélectionnés pour mettre en application les prototypes développés. Nous les abordons par ordre de complexité croissante :

- Un cylindre creux élastique de nature synthétique (polyuréthane de dureté 70 Shore).
- Un sable pur et sec reconstitué en chambre d'essais.
- Des sols de natures diverses étudiés directement sur sites.

Le cylindre creux ne sert en réalité que de matériau test en atelier car il est facilement accessible et donne donc la possibilité de tester la sonde immédiatement après préparation. Son comportement purement élastique permet de caractériser rapidement la répétabilité des mesures pour un même montage. Il facilite aussi la comparaison des prototypes entre eux tout au long de leur développement successif et sert enfin de modèle à l'étude du contact progressif entre les coquilles rigides et la paroi du forage.

Le deuxième matériau étudié est le premier ayant un véritable intérêt géotechnique : il s'agit du sable sec d'Hostun HN31 reconstitué artificiellement dans une chambre d'essais simplifiée mise en place dans les locaux de Fondasol spécifiquement pour ce projet de recherche. Un protocole a été élaboré de manière à recréer de manière répétable un massif sableux homogène à différents états de densité. Le dispositif ainsi développé a permis de mener une étude comparative entre les différentes sondes dans un environnement contrôlé sur un sol dont les caractéristiques mécaniques sont bien connues.

Seuls les prototypes ayant été validés sur les précédents matériaux, à savoir les prototypes 3 et 4, ont ensuite pu être testés sur des sites réels (cf. Tableau I-1) dans le but d'explorer une plus large variété de nature de sol, d'état hydrique, et de caractéristiques mécaniques. Pour deux terrains étudiés situés dans les environs d'Avignon (84), nous avons été limités à une profondeur de 4 m par la lithologie et le mode de forage (tarière à main). Enfin, le prototype 3 a pu être testé en condition de production, des forages ayant été mis en œuvre par une équipe Fondasol spécialisée dans une carrière de sable dunaire à Messanges (40). Les forages ont alors été réalisés jusqu'à 11 m de profondeur par une machine hydraulique avec un outil de type tricône et avec utilisation d'une boue bentonitique.

L'étude de ce nouvel essai étant basé sur une comparaison avec l'essai d'expansion de référence, l'essai pressiométrique, les deux types d'essais sont systématiquement comparés sur un même graphique en prenant comme origine le point de contact entre les sondes et le sol.

Nous travaillerons parfois sur les moyennes arithmétiques μ ainsi qu'avec l'écart-type σ et le coefficient de variation $CV = \sigma/\mu$.

II.1 Cylindre creux élastique synthétique en polyuréthane

Le premier dispositif utilisé, également appelé « faux-sol », est un cylindre épais en polyuréthane de dureté 70 shore, de rayon intérieur $a=32$ mm et de rayon extérieur $b=60$ mm pour une longueur de 500 mm. Le matériau peut être considéré comme élastique et nous chercherons ici à déterminer ses paramètres (module d'Young E et coefficient de Poisson ν). D'une certaine manière, nous reproduisons l'approche de Meyer et McVey (1974) consistant à tester la sonde dans un matériau purement élastique.

II.1.1 Essais de compression

Afin de mesurer le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau, des essais de compression simple ont été réalisés sur une tranche de 20 cm de haut (Figure II-1). 6 jauges de déformation ont été placées sur la face du cylindre creux (3 sur sa face intérieure et 3 autres sur sa face extérieure) et régulièrement espacées (120°) permettant de mesurer la déformation axiale et latérale.

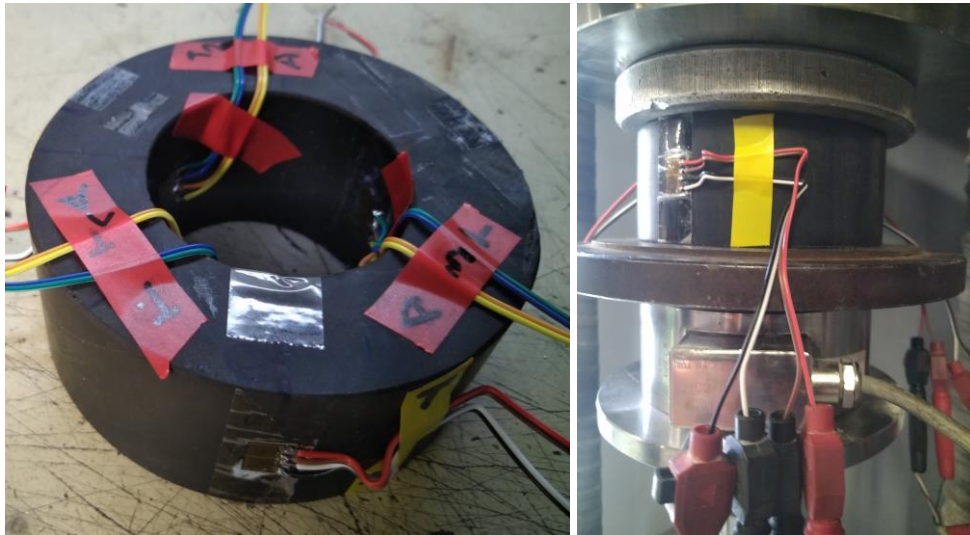


Figure II-1 : Essai de compression sur le faux-sol en polyuréthane. À gauche : tranche découpée et instrumentée. À droite : Échantillon dans la presse uniaxiale.

Pour chaque essai de compression, 4 boucles de chargement-déchargement sont effectuées et le calcul de E et ν est réalisé sur la moyenne des 3 dernières boucles de chargement.

Les Figure II-2 et Figure II-3 montrent les essais effectués avec les capteurs situés sur la face extérieure. Sur le premier essai, on peut voir qu'il y a des différences de réponse entre les trois capteurs : le matériau ne se déforme pas uniformément sur toute sa surface extérieure. Cela est dû à la sensibilité de la déformation du matériau à l'alignement du cylindre creux avec l'axe de la presse (Figure II-1 à droite). Toutefois, en prenant la moyenne des signaux, on obtient une droite que ce soit pour la mesure de la déformation axiale ou la déformation transversale permettant de calculer de manière fiable un module et un coefficient de Poisson (Tableau II-1). Cet écart n'est pas observé sur le deuxième essai bénéficiant d'un meilleur positionnement.

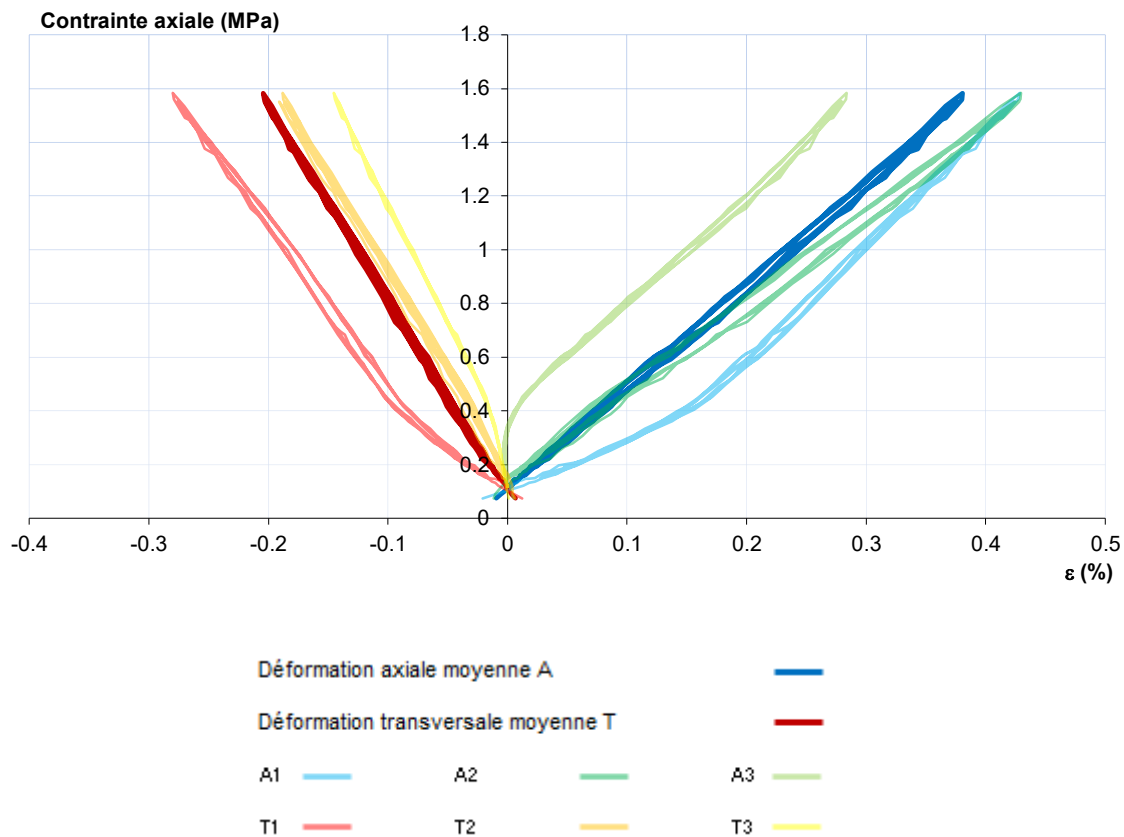


Figure II-2 : Essai n°1 de compression avec les capteurs sur la face externe, 3 boucles de chargement-déchargement.

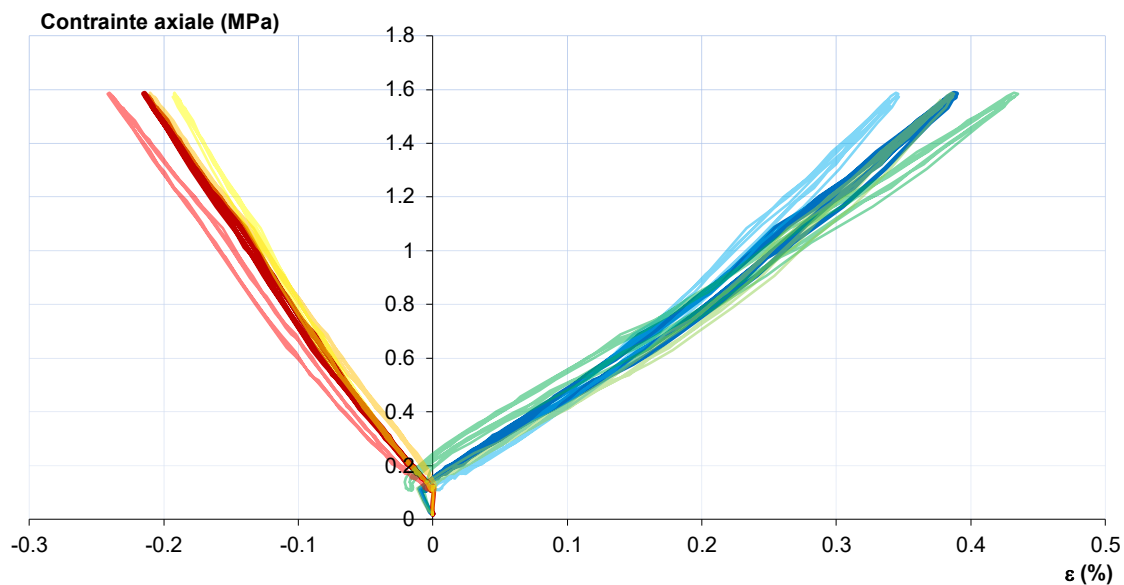


Figure II-3 : Essai n°2 de compression avec les capteurs sur la face externe, 3 boucles de chargement-déchargement.

Les Figure II-4 et Figure II-5 montrent des résultats d'essais en plaçant les capteurs sur la face intérieure du cylindre épais. Malheureusement, un seul capteur de déformation axiale a fonctionné. L'allure des courbes de chargement est fortement non-linéaire. Cependant, en calculant le module sécant entre le début et la fin du chargement, on obtient une valeur cohérente avec les essais précédents. En termes de coefficient de Poisson, on s'en éloigne cependant. En ne considérant que les mesures réalisées avec les capteurs placés sur la face extérieure et en moyennant sur les 6 cycles obtenus, la valeur de module d'Young retenue est de 0,37 GPa pour un écart-type de 0,01 GPa et un coefficient de Poisson égal à 0,51 pour un écart-type de 0,01. Par la suite nous considérerons donc $E=0,37$ GPa et $\nu=0,5$.

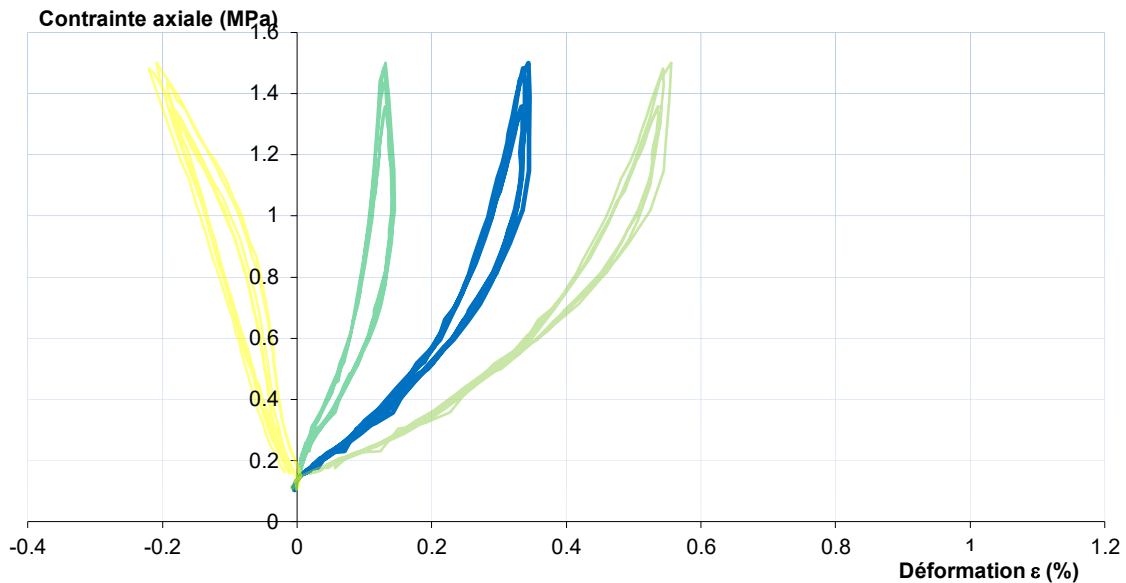


Figure II-4 : Essai n°3 de compression avec les capteurs sur la face interne, 3 boucles de chargement-déchargement.

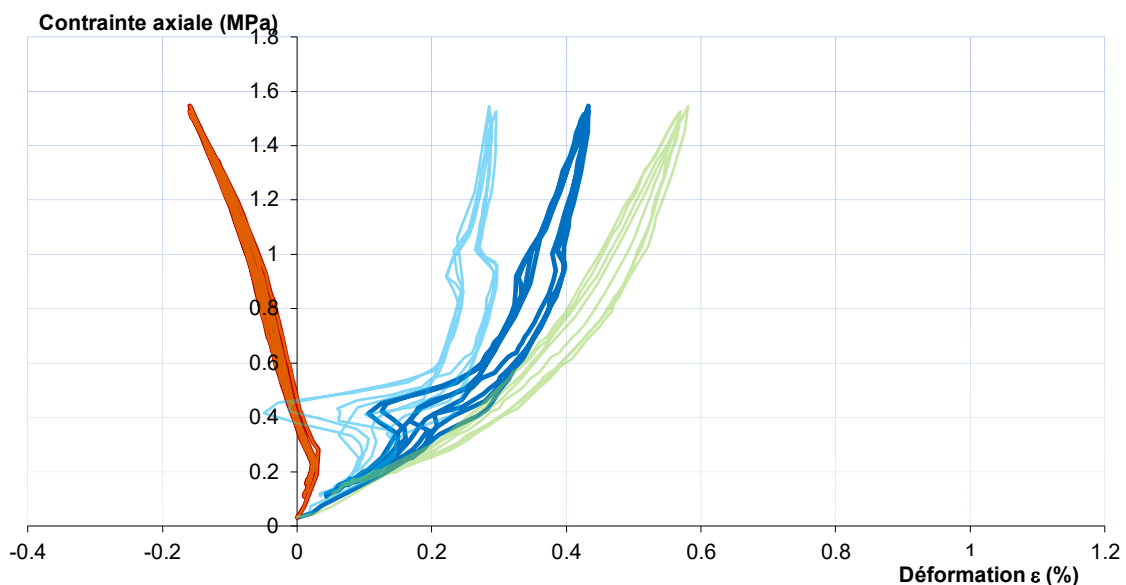


Figure II-5 : Essai n°4 de compression avec les capteurs sur la face interne, 3 boucles de chargement-déchargement.

Tableau II-1 : Paramètres élastiques issus des essais de compression.

	E (GPa)	ν (-)
Essai n°1 (face extérieure)	0,38	0,51
Essai n°2 (face extérieure)	0,37	0,52
Essai n°3 (face intérieure)	0,38	0,55
Essai n°4 (face intérieure)	0,39	0,42

II.1.2 Formule de dilatation interne d'un cylindre épais

Considérons le « faux-sol » comme un cylindre épais caractérisé au repos par un rayon intérieur $a=32$ mm et un rayon extérieur $b=60$ mm. Le cylindre est soumis à une pression interne p_i lors d'un essai pressiométrique (Figure II-6).

Les frontières supérieures et inférieures du cylindre étant libres, on peut négliger les contraintes dans la direction longitudinale par rapport aux contraintes radiales et circonférentielles (contraintes planes).

Les déplacements radiaux peuvent alors s'écrire :

$$u_r(r) = \frac{a^2 \cdot p_i}{E(b^2 - a^2)} \left[(1 - \nu)r + (1 + \nu) \frac{b^2}{r} \right] \quad [\text{II.1}]$$

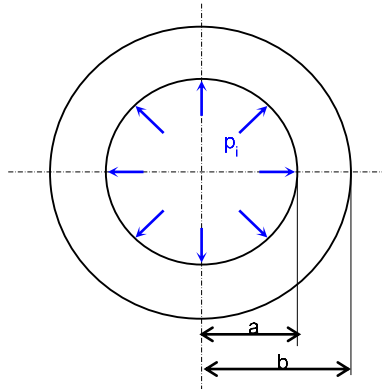


Figure II-6 : Dilatation d'un cylindre épais.

En particulier, la variation des rayons internes Δa et externes Δb peuvent s'écrire :

$$\Delta b = \frac{p_i}{E} \cdot \frac{2ba^2}{b^2 - a^2} \quad [\text{II.2}]$$

$$\Delta a = \frac{a \cdot p_i}{E} \cdot \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu \right) \quad [\text{II.3}]$$

En réalisant un essai pressiométrique dans le « faux sol », Δa est mesuré par la sonde via le volume injecté. Quant à la quantité Δb , elle peut être mesurée par des capteurs externes adéquats. En théorie, grâce aux équations [II.2] et [II.3], la mesure de ces deux quantités permet d'accéder au couple (E, ν) . En pratique, la précision sur ces mesures est insuffisante. Nous avons donc supposé $\nu=0.5$ d'après les essais de compression et nous avons utilisé les équations [II.2] et [II.3] pour accéder à un ordre de grandeur du module d'Young.

Pour cela trois essais de chargement ont été réalisés durant lesquels la sonde pressiométrique a été gonflée à différentes valeurs de pression. À chacun de ces paliers Δa et Δb sont mesurés. Sur un total de 34 mesures, le module moyen mesuré s'élève à 9,2 MPa avec un écart-type de 0,6 MPa.

Cette valeur est très éloignée de celle mesurée par essais de compression (cf. §II.1.1). Cela met en évidence l'influence importante du type de chargement sur le module calculé.

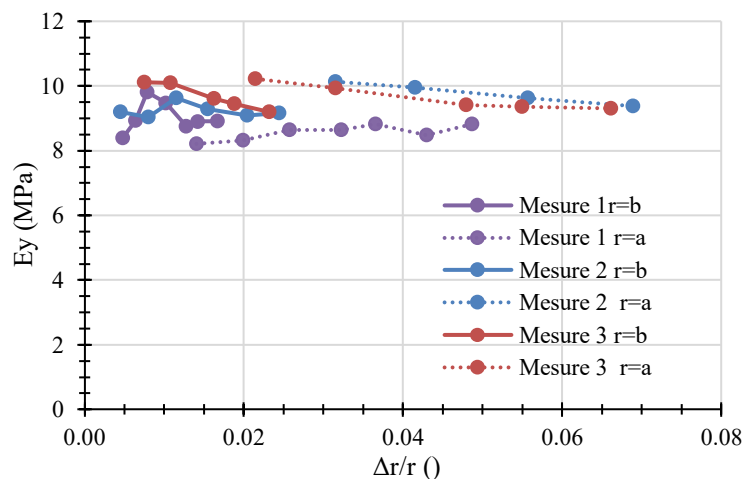


Figure II-7 : Calcul de E à partir de la théorie du cylindre épais.

II.1.3 Essais d'expansion

Les différents prototypes ont été testés dans le « faux sol » en polyuréthane et comparés avec le pressiomètre. Les courbes d'essais typiques sont présentées Figure II-8. On observe une bonne correspondance entre les courbes jusqu'à un $\Delta R/R_p$ de 0,12. Au-delà, la courbe pressiométrique suit une inflexion qui n'est pas observée avec le prototype 4. La course réduite des autres prototypes n'a pas permis de confirmer cet écart de comportement.

La déformation du « faux sol » n'est pas réaliste en comparaison de celle d'un sol autour d'un forage. Pour pallier cela, un étui en acier indéformable a été conçu de manière à encercler le cylindre creux. Les prototypes 3 et 4 ont été testés dans cette configuration jusqu'à atteindre la pression hydraulique maximale de 20 MPa. Comme le prototype 3a était limité en course, le diamètre initial a été augmenté en ajoutant deux coquilles par-dessus les deux coquilles déjà

présentes. Les coquilles sont pleines avec un diamètre de courbure de 60 mm et un demi-angle d'ouverture de 90°. Une autre configuration a été testée où une seule de ces coquilles a été ajoutée.

Les courbes d'essais sont présentées sur la Figure II-9 en comparaison avec une courbe pressiométrique. Contrairement au cas où le « faux sol » est libre, il y a une grande variabilité sur l'allure des courbes. Pour tous les prototypes, on observe une augmentation progressive du module avec l'enfoncement et ce même après le placage apparent des coquilles contre la paroi interne du faux-sol. Cette augmentation, qui n'est pas observée sur l'essai pressiométrique, est caractéristique du phénomène de contact progressif déjà rencontré avec le dilatomètre rigide en mécanique des roches (cf. I.2.4). Plus les coquilles ont un angle de courbure éloigné de l'angle de courbure de la paroi interne, plus ce phénomène est marqué. Ayant des diamètres de courbure de 48 mm, les prototypes 3b et 4 sont donc plus impactés par ce phénomène que le prototype 3a réhaussé de coquilles de 60 mm de diamètre de courbure.

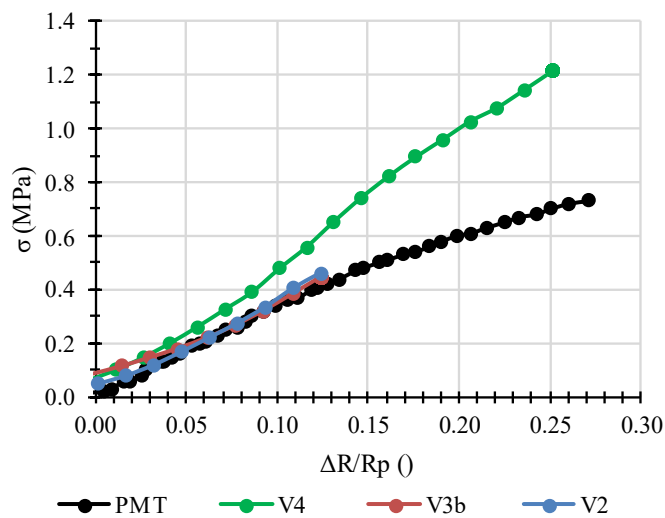


Figure II-8 : Exemples d'essais dans le faux-sol en polyuréthane.

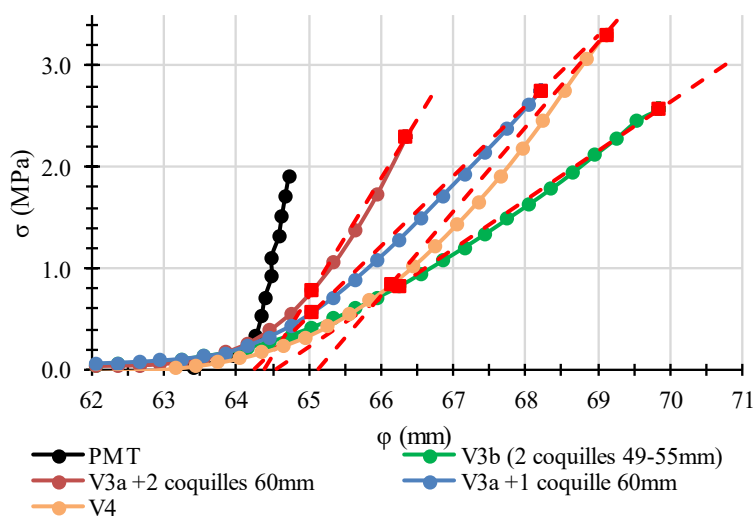


Figure II-9 : Exemples d'essais dans le faux-sol dans un tube avec différentes géométries de coquilles.

II.2 Sable sec reconstitué en chambre d'essais

Toute étude comparative sur un matériau ne peut être réalisée que si les conditions d'essais sont rigoureusement identiques. Dans le cas des essais d'expansion, ces conditions à maîtriser sont les paramètres hydro-mécaniques des sols ainsi que les conditions aux limites. Les chambres d'étalonnages sont des outils particulièrement adaptés à ces exigences. Ainsi, une version simplifiée du concept de chambre d'étalonnage a été mise en place chez Fondasol spécifiquement pour ce projet. Cette chambre a permis de réaliser une étude comparative entre la sonde pressiométrique et les prototypes Dilatosol successivement mis au point.

II.2.1 La chambre d'essais

II.2.1.1 Présentation

Les chambres d'étalonnages sont des dispositifs expérimentaux qui permettent d'étudier une large variété d'essais in situ en mécanique des sols: l'essai pressiométrique (Dupla, 1995; Karagiannopoulos, 2020; Lopes Dos Santos, 2020), l'essai au pénétromètre dynamique (Benz-Navarrete, 2009; Retamales et al., 2021), l'essai de chargement de pieu, de colonne de soil mixing ou de fondation mixte (Dhaybi, 2015), l'essai de pénétration au cône (Houlsby and Hitchman, 1988; Salgado et al., 1998), etc. Ces dispositifs permettent d'étudier le comportement mécanique des sols en conditions maîtrisées sur un modèle à dimensions réduites.

L'élaboration d'une chambre d'étalonnage étant en soit un processus très chronophage, il a été décidé dans le cadre de ce projet de simplifier son concept. En effet, vu le nombre important de prototypes à tester et à comparer, l'accent a été mis sur l'élaboration d'une méthode de reconstitution d'un massif sableux à différents états de densité qui soit à la fois rapide à mettre en œuvre tout en étant répétable et satisfaisante en termes d'homogénéité de densité du massif reconstitué. De plus, de grandes dimensions ont été adoptées, afin de s'assurer que les essais soient réalisés sur un volume de sol suffisamment important pour être représentatif de son comportement en conditions réelles. En contrepartie, la possibilité d'exercer des contraintes verticales et latérales a été écartée. Pour cette raison, nous nommons notre dispositif « chambre d'essais » plutôt que « chambre d'étalonnage ».

La chambre d'essais ainsi mise au point est présentée Figure II-10. Elle consiste en deux buses cylindriques en béton superposées pour donner forme à un cylindre de 1,5 m de haut et de 1 m de diamètre au centre duquel est placée la sonde. Le diamètre de la chambre est donc environ 17 fois supérieur au diamètre des sondes qui est d'environ 58 mm. La buse est posée sur une plaque métallique, elle-même surélevée de 0,7 m par 4 pieds renforcés. Un tuyau coudé fixé sur cette plaque permet de vidanger la chambre par le bas.

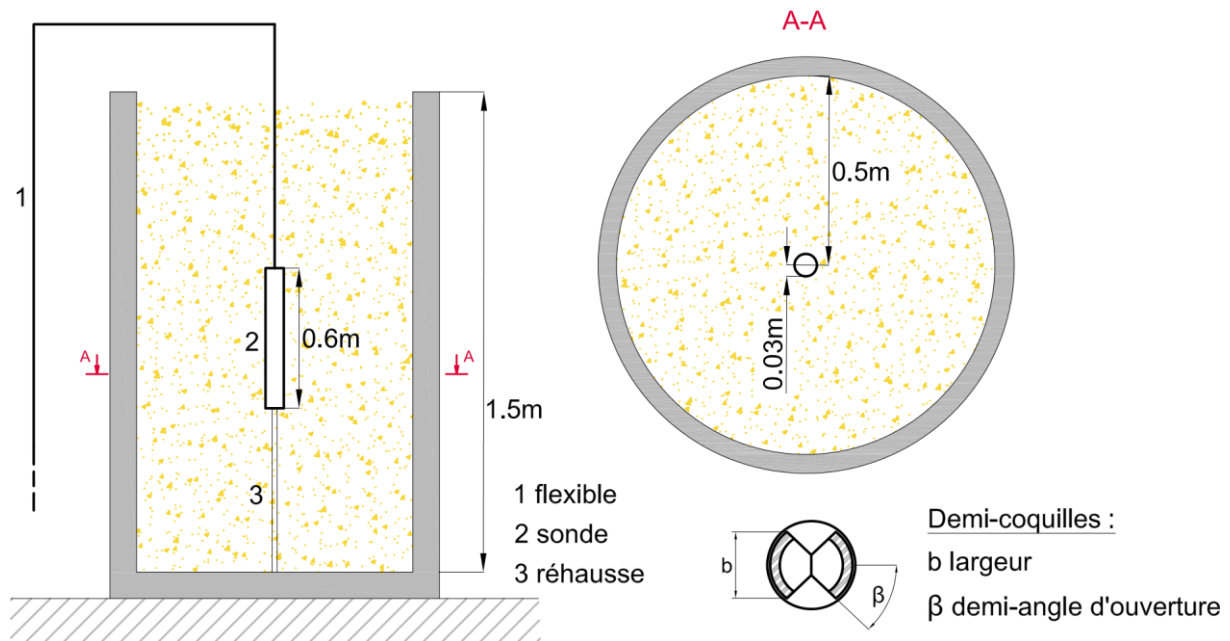


Figure II-10. Sonde Dilatosol dans la chambre d'essais.

II.2.1.2 Méthodes de reconstitution du massif sableux

II.2.1.2.1 Quelques méthodes de reconstitution d'un massif sableux

Pour la reconstitution d'un massif sableux sec de densité moyenne à élevée en chambre d'étalonnage, la pluviation à l'air est la méthode la plus répandue car elle permet de reproduire des échantillons à une gamme de densité assez large et elle est proche du mode de formation naturelle des sols sableux par dépôt. Les systèmes de pluviation peuvent être différenciés en deux catégories (Fretti et al., 1995): un système de pluviation stationnaire ou mobile. Dans le premier cas, la chute du sable se fait simultanément sur toute la surface de la chambre d'étalonnage à l'aide de plusieurs étages de grilles qui diffusent les jets de sable sur toute la surface d'intérêt. Dans le second cas, le dépôt de sable est localisé sur une zone et le pluviateur est déplacé tout autour de la surface de dépôt souhaitée. Deux exemples de pluviateurs sont présentés Figure II-11.

Une méthode de reconstitution alternative est le compactage dynamique. Cette méthode consiste à compacter le sable par couche soit manuellement soit à l'aide d'une dameuse ou d'une plaque vibrante (Hariprasad et al., 2016; Al-Amoudi et al., 2015). La densité est alors contrôlée, pour ces deux derniers cas, par la durée de vibration (Figure II-12).

Quelle que soit la méthode de reconstitution utilisée, des mesures doivent être réalisées afin de contrôler l'homogénéité du massif sur toute sa hauteur et son diamètre. Ces mesures peuvent être de type direct via des mesures locales à l'aides de récipients placés à différents endroits de la chambre avant la pluviation (par exemple (Tabaroei et al., 2017; Dupla, 1995)) ou indirect via des essais au pénétromètre dynamique (par exemple (Dhaybi, 2015; Brandon et al., 1991)).

Dans notre cas, nous nous baserons sur un contrôle d'homogénéité de type indirect à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable Panda développé par Sol Solutions (Gourvès and Barjot, 1995). L'essai consiste à enfoncer par battage manuel un pieux équipé d'une pointe

de 22,5 mm de diamètre pour une surface projeté de 4 cm². Grâce à la mesure de l'énergie de battage et de l'enfoncement de la tige, on peut accéder à la résistance pointe q_d à l'aide de la formule dite des Hollandais (Figure II-13).

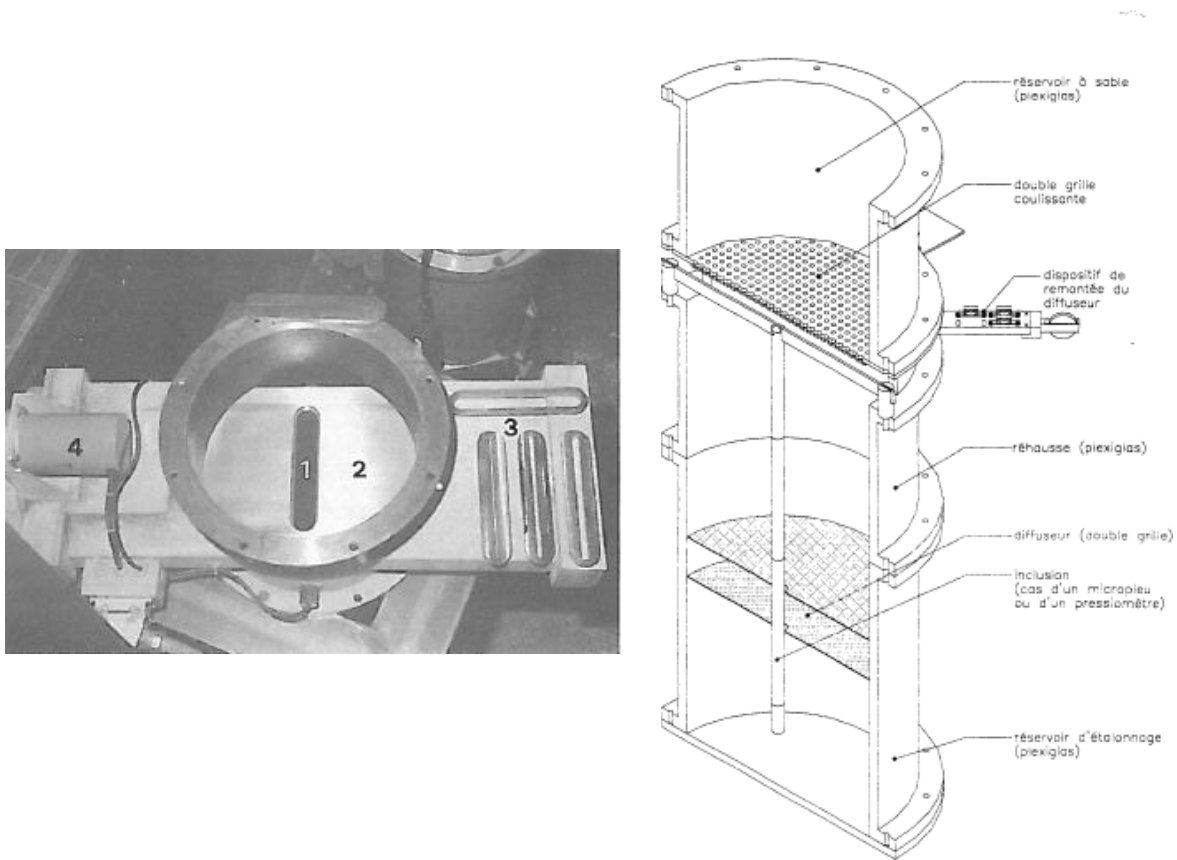


Figure II-11. Deux types de pluviateur. À gauche : pluviateur mobile d'après (Lo presti et al., 1993). À droite : pluviateur stationnaire d'après Dupla (2005) dans sa configuration d'étalonnage.

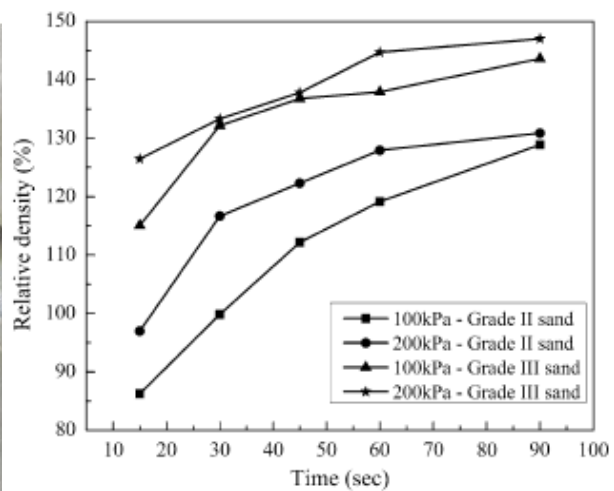


Figure II-12. Exemple de méthode de compactage par vibration. D'après Hariprasad et al., 2016.

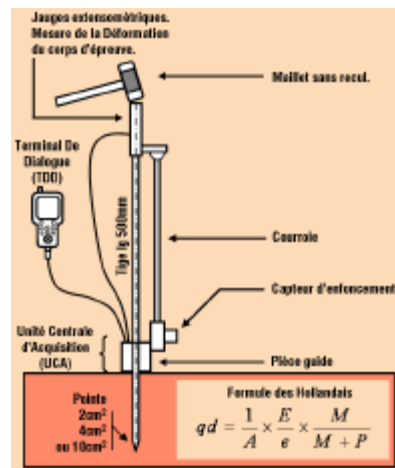


Figure II-13. Principe du pénétromètre dynamique léger à énergie variable, d'après (Benz-Navarrete, 2009).

II.2.1.2.2 Premier système de reconstitution testé : pluviateur stationnaire

Pour ce projet, notre choix s'est d'abord porté sur un système de pluviation étant la méthode la mieux référencée et permettant d'explorer la plus large gamme de densité possible. Le système stationnaire a été préféré au système mobile car il est plus adapté aux grandes dimensions de la chambre. Nous nous sommes principalement inspirés du dispositif présenté par Dupla (2005) (Figure II-11 à droite) en tentant de simplifier le concept afin de réduire la durée de mise en place.

Un pluviateur stationnaire est constitué de deux pièces principales :

- Un réservoir supérieur d'où chute le sable à débit constant.
- Un diffuseur constitué d'un minimum de deux grilles dont la première permet d'annuler l'énergie des jets de sable et la seconde permet de répartir les grains en une pluie uniforme sur toute la surface de dépôt.

Les paramètres contrôlant la densité du sable déposé ont fait l'objet de multiples recherches (Rad and Tumay, 1987). Il en ressort deux paramètres principaux :

- La vitesse des jets de sable chutant sur le diffuseur.
- La hauteur de pluviation, soit la distance entre le diffuseur et la surface de dépôt. Plus cette hauteur est importante, plus la vitesse des grains de sable est élevée en arrivant à la surface de dépôt, plus la densité de la couche formée est importante. La vitesse de chute n'augmente plus au-delà d'une certaine hauteur appelée hauteur limite.

Le dispositif de pluviation initialement mis en place est présenté Figure II-14 à Figure II-17. Un réservoir de 0,2 m de haut et de 1 m de diamètre est placé au-dessus de la chambre d'essai et sert au remplissage progressif de celle-ci. Il repose sur un système composé de deux tôles perforées posées l'une sur l'autre fonctionnant comme un sas, le sable étant libre de chuter en fonction de l'alignement relatif des tôles. Les trous sont circulaires de rayon 10 mm et d'entraxe 30 mm disposés en U. Une vis élévatrice permet le remplissage de ce réservoir après chaque pluviation. Le réservoir étant rempli sur une hauteur de 10 cm, une quinzaine de pluviations successives est nécessaire pour remplir totalement la chambre.

Le diffuseur est constitué de deux grilles :

- Une tôle perforée servant à annuler l'énergie des jets. Les trous sont circulaires de rayon 10 mm et d'entraxe 15 mm disposés en T.
- En dessous, un tamis de 3 mm d'ouverture de maille et de 960 mm de diamètre total.

Le protocole de remplissage peut ainsi se résumer :

1. Placer la sonde au centre de la chambre.
2. Descendre le tamis dans la chambre à une distance de la surface de dépôt prédéfinie.
3. Remplir le réservoir supérieur à l'aide de la vis élévatrice.
4. Ouvrir le sas et attendre la fin de la pluviation .
5. Lorsque le réservoir supérieur est vide, fermer le sas.
6. Surélever le tamis d'une hauteur égale à la hauteur de la couche déposée.
7. Répéter les étapes 3 à 6.

Une fois le remplissage fait, un essai est réalisé. À la fin de cet essai, le sol ayant été remanié par la sonde, il est nécessaire de vider la cuve afin de préparer un nouveau remplissage. Un trou dans la tôle raccordé à une vanne permet la vidange de la cuve.

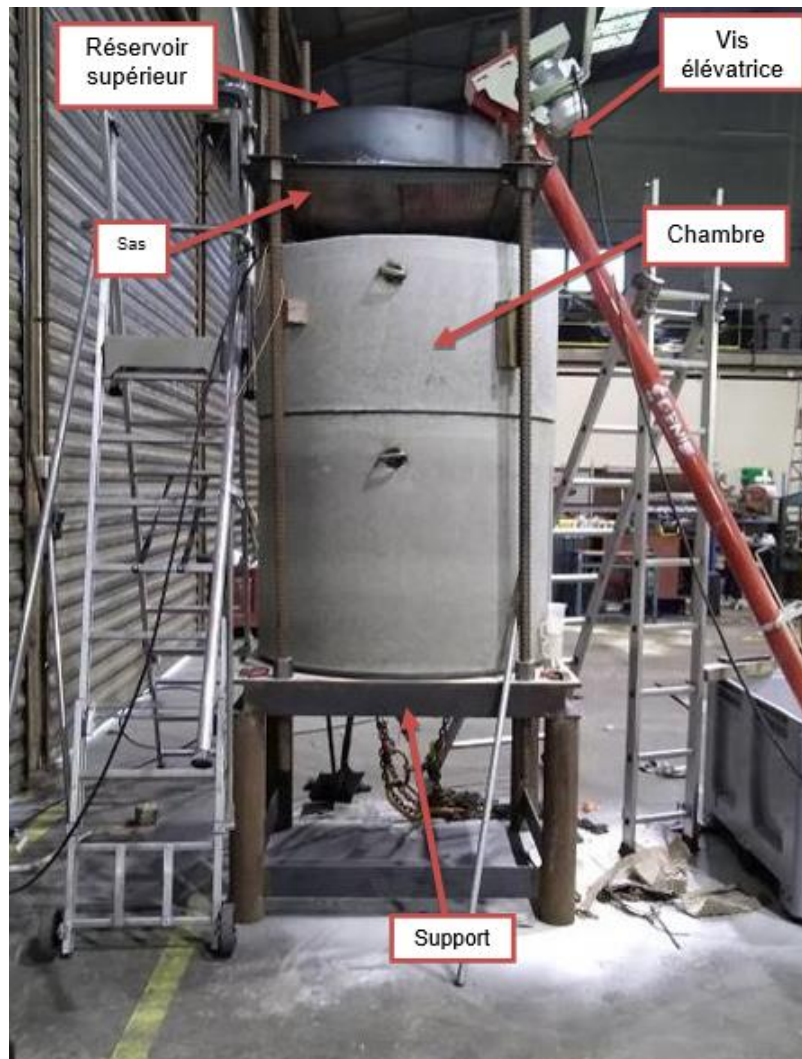


Figure II-14. Vue générale de la chambre d'essais.

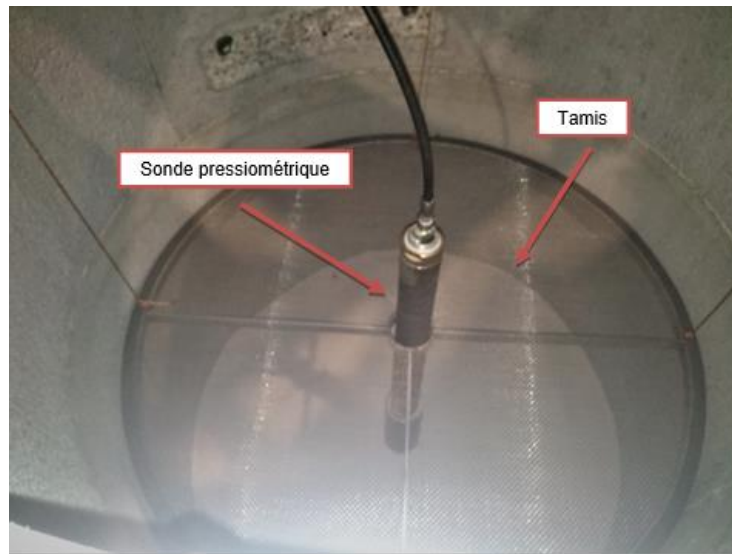


Figure II-15. Vue du tamis depuis l'intérieur de la chambre.



Figure II-16. Réservoir supérieur reposant sur le système de sas.



Figure II-17. À gauche : vue extérieure de la chambre d'essais protégée d'une bâche lors de la pluviation. À droite : Le diffuseur.

La Figure II-18 montre un des premiers tests du dispositif de pluviation. On peut voir les jets proches du bord gauche déviés vers l'intérieur de la chambre à cause de mouvements d'air ascendants. Les jets du bord droit sont quant à eux bien rectilignes. Un contrôle d'homogénéité, réalisé au moyen d'essais de pénétration a mis en évidence de fortes hétérogénéités latérales de densité (Figure II-19) avec des résistances de pointe beaucoup plus importantes vers la partie nord de la chambre (environ 1,3 MPa) là où se déposait préférentiellement le sable, que vers la partie sud (environ 0,2 MPa).

Ce phénomène a déjà été observé par Dupla (1995) et serait dû à une dispersion des jets qui formeraient une pluie fine avant même d'atteindre le diffuseur ce qui entraînerait des mouvements d'air. L'auteur a observé ce phénomène pour une grille de faible débit ($\phi=6$ mm) mais pas pour une grille de débit plus fort ($\phi=8$ mm). Pour la grille de faible débit, le fait de boucher un trou sur deux ou trois a suffi à mettre fin au phénomène.

Nous observons ce phénomène pour une grille de $\phi=10$ mm et ce même en tentant de réduire le nombre de trous ou en essayant de réduire les mouvements d'air en couvrant les bords de la chambre par une bâche (cf. Figure II-17). Une autre possibilité de résolution aurait été de faire une pluviation à vide ce qui n'a pas été envisagé étant donné la lourdeur des modifications à apporter.

Une méthode alternative par vibration développée en parallèle commençait à donner de bons résultats et la méthode de pluviation a donc été abandonnée.



Figure II-18. Test de pluviation.

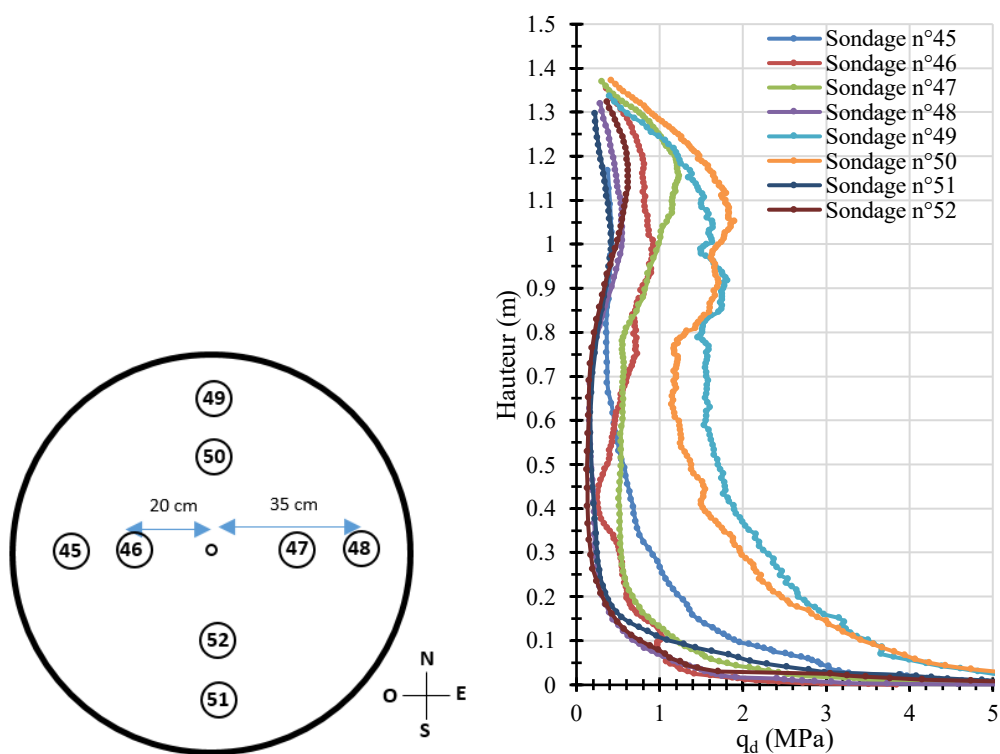


Figure II-19. Pénétrogrammes réalisés à la fin de la pluviation sur toute la chambre.

II.2.1.2.3 Méthode de reconstitution retenue : densification par vibration interne du massif

Une autre méthode de mise en place du sol a été testée en parallèle de la pluviation : le compactage par densification interne du massif à l'aide d'un vibreur. Un vibreur est constitué de plusieurs parties :

- Une aiguille vibrante qui consiste en un cylindre vibrant radialement par la rotation interne d'une masse appelée balourd.
- Un moteur ou un générateur d'air comprimé générant la force de rotation.
- Une transmission flexible reliant les deux constituants précédents.

Ce type de matériel est traditionnellement utilisé pour la mise en œuvre des bétons, appelée pervibration. C'est une méthode de vibration interne : le dispositif vibreur est inséré directement dans l'élément à vibrer. Elle constitue une des méthodes existantes de serrage du béton, servant à chasser les bulles d'air piégées dans le coulis pour améliorer la compacité du béton formé (Grampeix, 2013).

Il existe sur le marché une variabilité assez grande d'aiguilles vibrantes. Le diamètre du vibreur varie entre 25 et 75 mm pour une amplitude de vibration comprise entre 0,3 et 2,4 mm. L'aiguille utilisée dans notre étude est le modèle AX40 de la marque ENARCO de diamètre 40 mm et de longueur 325 mm (Figure II-20). Le moteur utilisé est électrique de type AVMU relié à l'aiguille via une transmission flexible de 3 m de long.



Figure II-20. Matériel utilisé : Aiguille vibrante et transmission flexible.

Nous n'avons pas trouvé dans la littérature d'exemple d'application de ce matériel à la densification d'un massif sableux. À une échelle spatiale plus importante, le vibrocompactage est une méthode éprouvée d'amélioration des sols purement granulaires via leur densification (Keller, 2018). Les vibrations émises par l'outil entraînent un réarrangement des grains tendant à diminuer l'indice des vides global du sol. Cette densification permet d'augmenter la capacité portante du sol et peut atténuer son potentiel liquéfiable le cas échéant (Plumelle et al., 2018). Le diamètre du vibreur utilisé en de telles situations est compris entre 300 et 450 mm selon le modèle.

Nous nous sommes basés sur cette méthode de vibrocompactage pour établir un protocole de reconstitution du massif sableux dans la chambre d'essais.

Après plusieurs tests, le protocole suivant a été conservé :

1. Remplissage de la chambre en entier par dépôt.
2. Pénétration de l'aiguille dans le massif jusqu'à la base de la chambre.
3. À hauteur constante, application d'une vibration d'une durée déterminée au préalable (30 s pour les quatre premiers paliers et 45 s pour les suivants).
4. Remontée de l'aiguille de 20 cm.

Les étapes 3 à 4 sont répétées jusqu'à atteindre la surface. Puis, les étapes 2 à 4 sont répétées en différents endroits de la chambre jusqu'à atteindre une couverture jugée satisfaisante (Figure II-21).

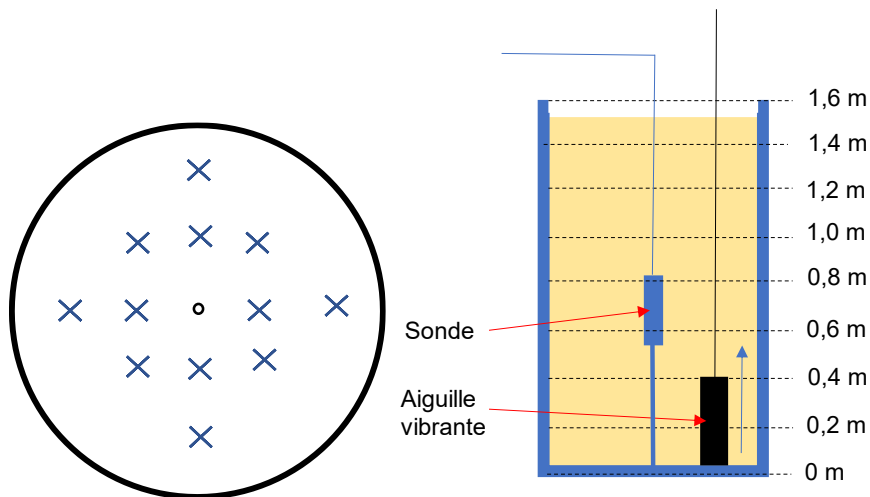


Figure II-21. Compactage du massif sableux à l'aiguille vibrante. À gauche : répartition des sondages sur toute la surface de la chambre. À droite : principe du compactage : application de paliers de vibrations de bas en haut.



Figure II-22. Compactage du massif sableux à l'aiguille vibrante.

Du sable est ajouté au fur et à mesure du compactage afin de garder un volume de sable constant dans la chambre. La masse de sable ainsi ajoutée est mesurée ce qui permet de calculer la densité globale du massif. Une fois le sol reconstitué à la densité souhaitée et l'essai d'expansion réalisé, l'état du sol a été modifié. Le protocole de densification précédemment décrit est

reproduit afin de reconstituer le massif à un état de densité plus élevé sans avoir à vider la chambre ce qui est un avantage par rapport à la méthode de pluviation qui nécessite de vider la cuve après chaque essai. La Figure II-23 montre l'évolution de l'indice de densité du massif avec la durée de vibration cumulée.

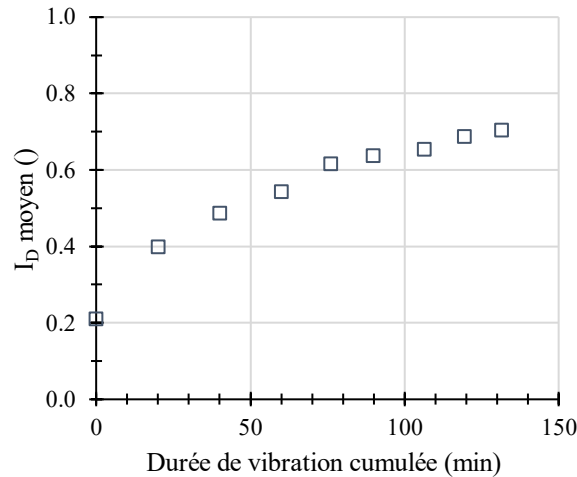


Figure II-23. Évolution de la densité du massif en fonction de la durée de vibration cumulée.

Une autre méthode a été mise au point afin de pouvoir réaliser directement à la suite d'un essai d'expansion, un autre essai au même état de densité sans avoir à vider la chambre. Elle fait l'hypothèse que seule une petite partie du massif, localisée dans les environs immédiats de la sonde, est remaniée lors d'un essai d'expansion alors que l'état de densité du massif reste globalement le même. Dès lors, une rapide vibration du massif localisée aux environs de la sonde permet d'homogénéiser l'état de densité du sable rendant possible la réalisation d'un nouvel essai. L'intérêt de ce procédé est d'étudier la répétabilité des mesures effectuées avec les prototypes Dilatosol.

En pratique, l'aiguille est vibrée jusqu'à la base de la chambre puis remontée à vitesse constante de telle sorte que la durée de remontée est égale à une minute. Cette procédure est réalisée à deux endroits localisés à une quinzaine de centimètres de la sonde (Figure II-24).

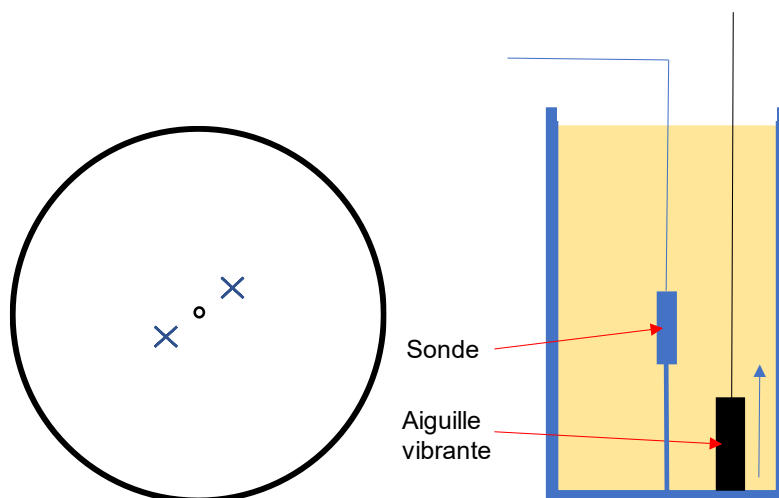


Figure II-24. Procédure de remise en état du sol.

II.2.1.3 Calibration du dispositif et contrôle d'homogénéité de l'indice de densité

L'indice de densité global du massif peut être corrélé à la résistance de pointe dynamique q_d telle que présentée auparavant. Pour cela, plusieurs essais sont réalisés de part et d'autre de la chambre et l'on retient la moyenne de q_d sur l'ensemble des sondages et sur toute la hauteur de sable. La relation empirique retenue est de type :

$$\gamma = A * \ln(q_d) + B \quad [\text{II.4}]$$

Avec $A=0,54$ et $B=14,47$ obtenus par calage sur 15 couples de mesures (Figure II-25). Ces paramètres sont proches de ceux obtenus par (Dhaybi, 2015) avec $A=0,88$ et $B=14,62$ sur le même sable mais en considérant la moyenne de la densité mesurée avec des récipients placés de part et d'autre de la chambre.

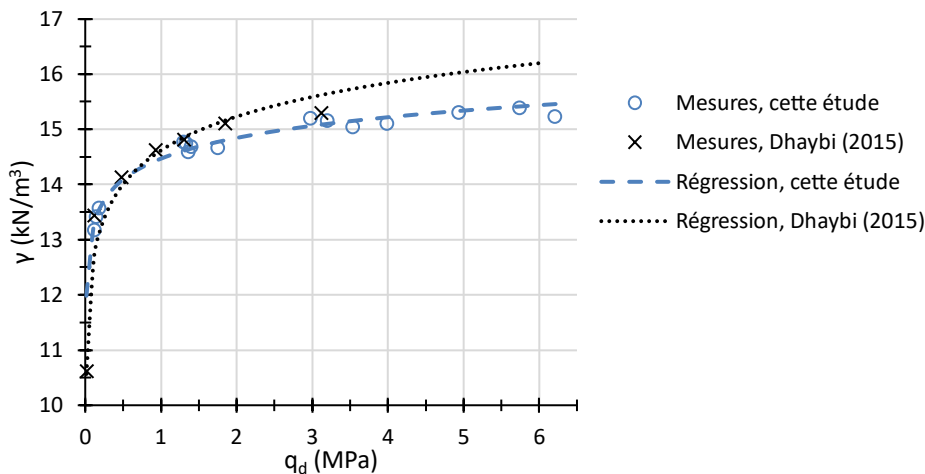


Figure II-25. Corrélation entre le poids volumique γ et la résistance de pointe moyenne q_d .

Avant chaque essai d'expansion, au moins 4 essais pénétrométriques sont réalisés à une distance de 15 à 25 cm de la sonde de part et d'autre de la chambre. La densité du sable est ensuite obtenue en utilisant la relation [II.4]. L'indice de densité de l'échantillon testé est calculé comme l'indice de densité moyen calculé sur la hauteur de la cellule de mesure (pour le pressiomètre) ou la hauteur des coquilles (pour le Dilatosol).

Par simple dépôt (Figure II-26), on obtient un état lâche ($I_D=0,21$) et avec une certaine variabilité latérale étant donné le mode de mise en place. Après densification par vibration, des échantillons ont pu être reconstitués pour des densités comprises entre $I_D=0,5$ (Figure I-37) et $I_D=0,8$ (Figure II-29) avec une bonne homogénéité latérale.

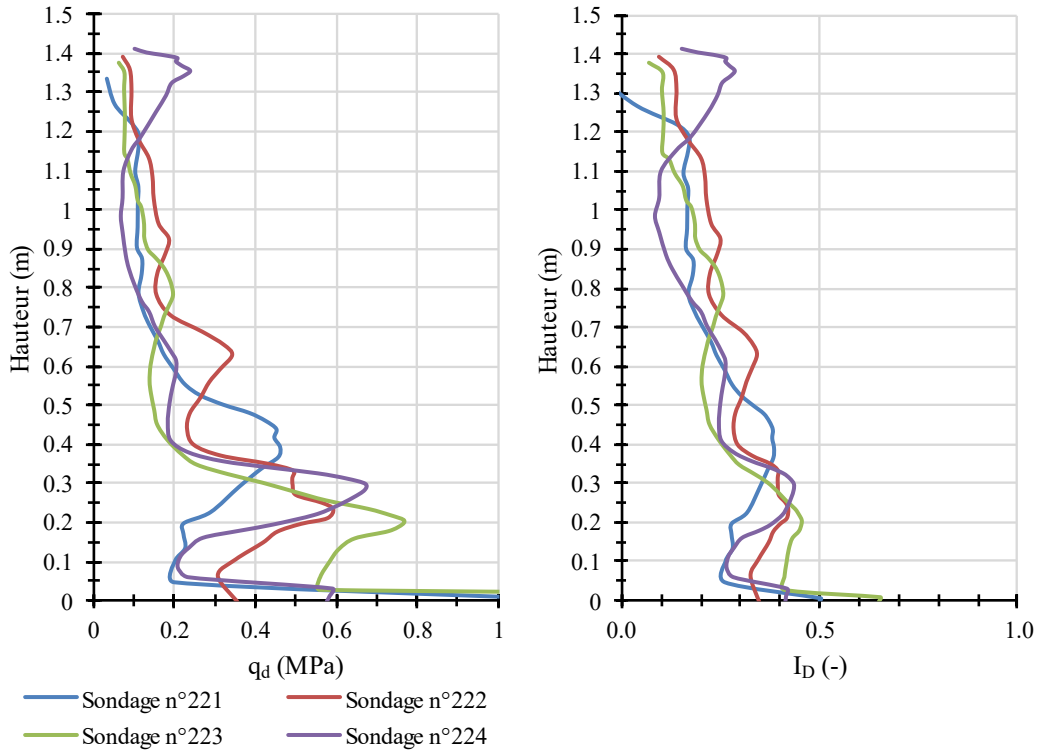


Figure II-26. Résultats typiques de sondages au pénétromètre après dépôt pour environ $I_D=0,2$. À gauche : Pénétrogrammes. À droite : Indices de densité dérivés de l'équation [II.4].

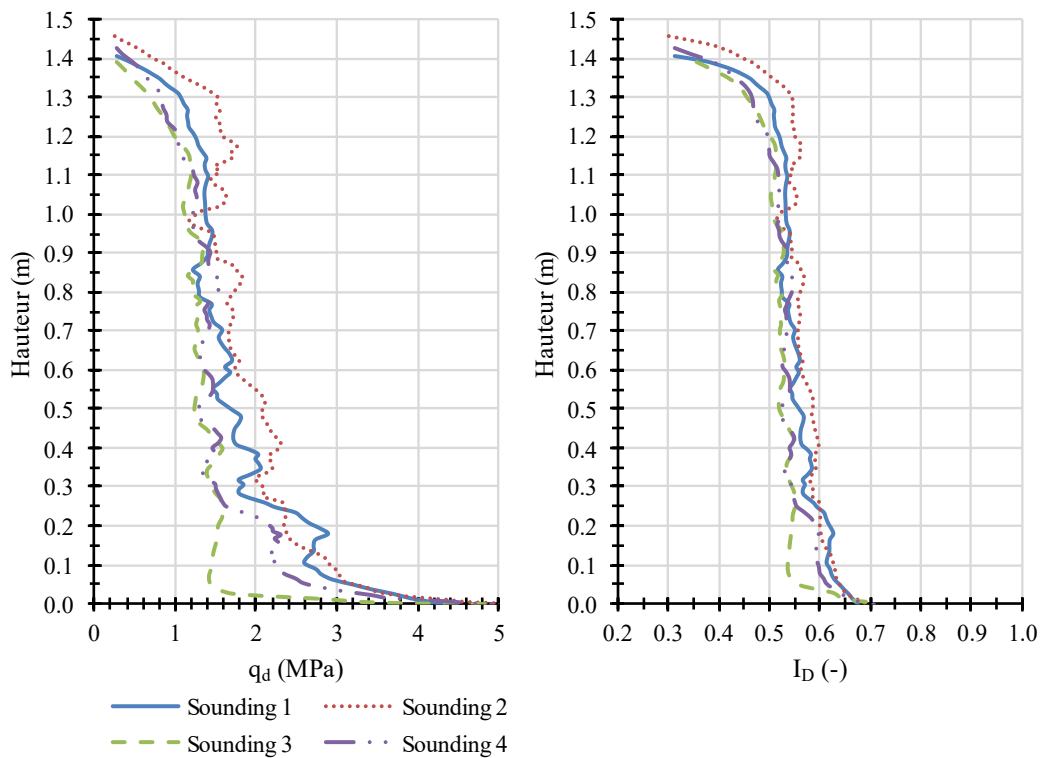


Figure II-27. Résultats typiques de sondages au pénétromètre pour environ $I_D=0,55$. À gauche : Pénétrogrammes. À droite : Indices de densité dérivés de l'équation [II.4].

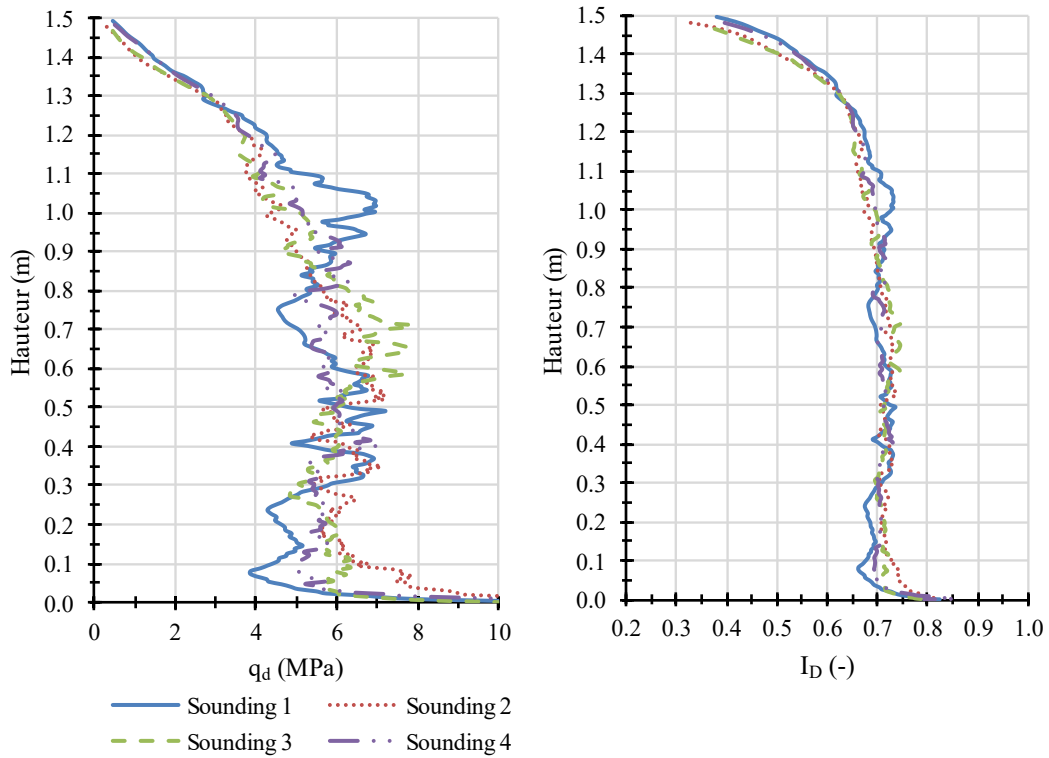


Figure II-28. Résultats typiques de sondages au pénétromètre pour environ $I_D=0,70$. À gauche : Pénéetrogrammes. À droite : Indices de densité dérivés de l'équation [II.4].

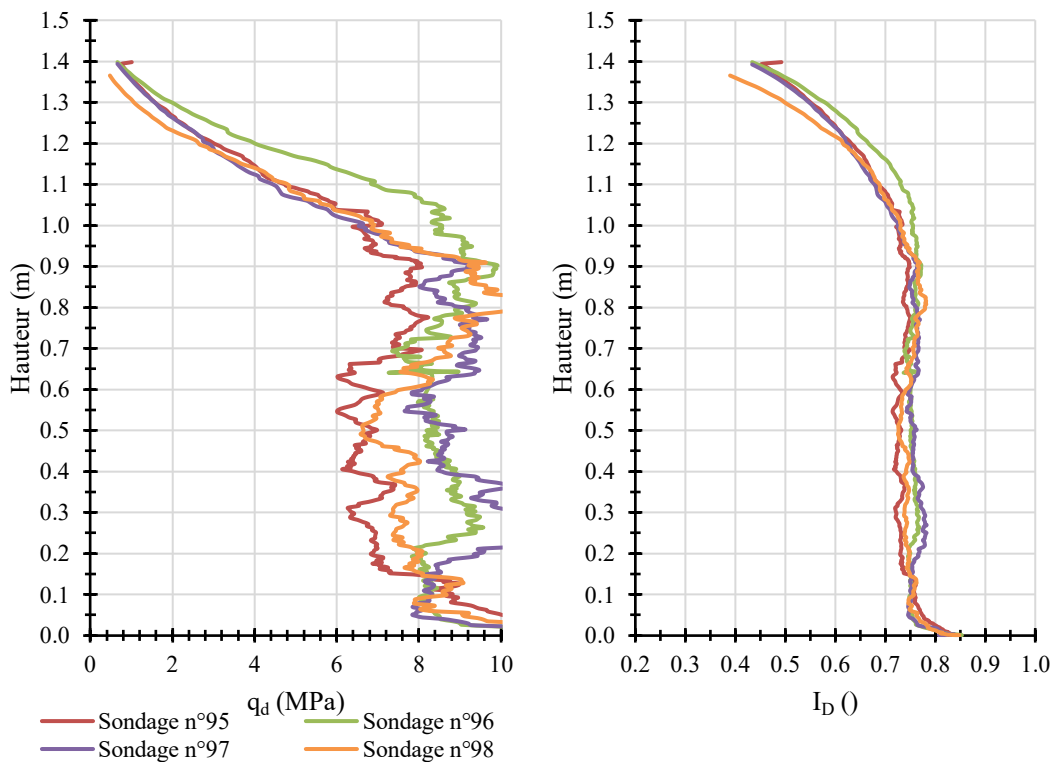


Figure II-29. Résultats typiques de sondages au pénétromètre pour environ $I_D=0,76$. À gauche : Pénéetrogrammes. À droite : Indices de densité dérivés de l'équation [II.4].

II.2.1.4 Conclusion

Finalement, le protocole d'essai en chambre peut être décrit selon les étapes suivantes :

1. Remplissage de la chambre par dépôt.
2. Densification.
3. Contrôle d'homogénéité.
4. Essai avec la sonde.
5. Remise en état du sol.
6. Contrôle d'homogénéité.
7. Essai avec la sonde.
8. Répétition des étapes 5 à 7.
9. Répétition des étapes 2 à 7.
10. Vidange de la chambre.

Ce protocole a été mis en place pour les essais avec la sonde pressiométrique ainsi qu'avec les différents prototypes Dilatosol.

Au total, 295 sondages au pénétromètre dynamique ont été réalisés dans le cadre de cette recherche soit pour la calibration initiale du dispositif soit pour les contrôles d'homogénéités réalisés systématiquement pour chaque essai d'expansion.

II.2.2 Le sable d'Hostun HN31

II.2.2.1 Granulométrie

Le matériau étudié est le sable d'Hostun HN31. Ses propriétés granulométriques ont été mesurées en laboratoire (Figure II-30 et Tableau II-2) et correspondent à un sable pur homométrique ($C_u=1,5$).

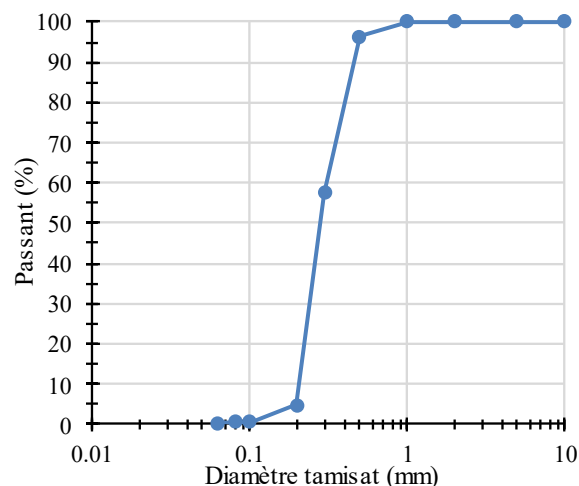


Figure II-30. Courbe granulométrique du sable d'Hostun HN31.

Tableau II-2 : Caractéristiques granulométriques du sable d'Hostun HN31 mesurées en laboratoire.

D ₉₀ (μm)	D ₅₀ (μm)	D ₃₀ (μm)	D ₁₀ (μm)	C _u (-)	C _c (-)	γ_s (kN/m^3)	γ_{min} (kN/m^3)	γ_{max} (kN/m^3)	e _{min} (-)	e _{max} (-)
467	285	248	210	1,5	0,9	26,02	12,72	16,87	0,542	1,045

Les conditions d'essais en chambres sont caractérisées par une contrainte de confinement très faible : au niveau de la zone d'essai ($z=0,75$ m), la contrainte verticale initiale est alors de l'ordre de 11 kPa.

II.2.2.2 Essais triaxiaux issues de la littérature

Lancelot et al. (1966) ont étudié le comportement du sable d'Hostun HN31 à l'essai triaxial pour un état lâche ($I_D=0,14$) et un état dense ($I_D=0,88$) avec de faibles pressions de confinement (entre 20 et 100 kPa) en conditions consolidé-drainé. Ils ont associé leurs résultats à ceux obtenus pour des contraintes de confinement comprises entre 100 et 600 kPa selon (Flavigny et al., 1990). Alors que le module à 0,1% augmente avec la contrainte de confinement et la densité (Figure II-31), les angles de frottement et de dilatance augmentent quand la contrainte de confinement diminue. Cette variation est d'autant plus marquée que la pression de confinement est faible. Ainsi pour un indice de densité augmentant de 0,14 à 0,89 et pour $\sigma_3=20$ kPa, φ augmente de 38° à 49° (Figure II-32) et ψ de 4° à 44° (Figure II-33). Cette observation a été confirmée par (Gay, 2000) cité par Boutonnier et al. (2003) qui a réalisé des essais jusqu'à des pressions de confinement de 5 kPa (Figure II-33) sur un sable d'Hostun lâche ($I_D=0,3-0,4$) et dense ($I_D=0,8-1,0$).

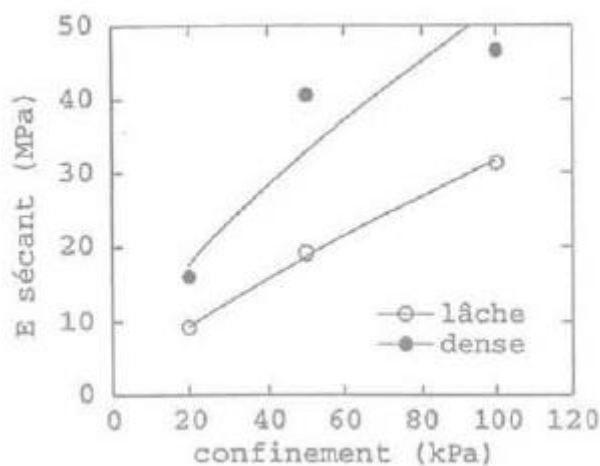


Figure II-31. Évolution du module sécant à 0,1% en fonction du confinement, d'après (Lancelot et al., 1996).

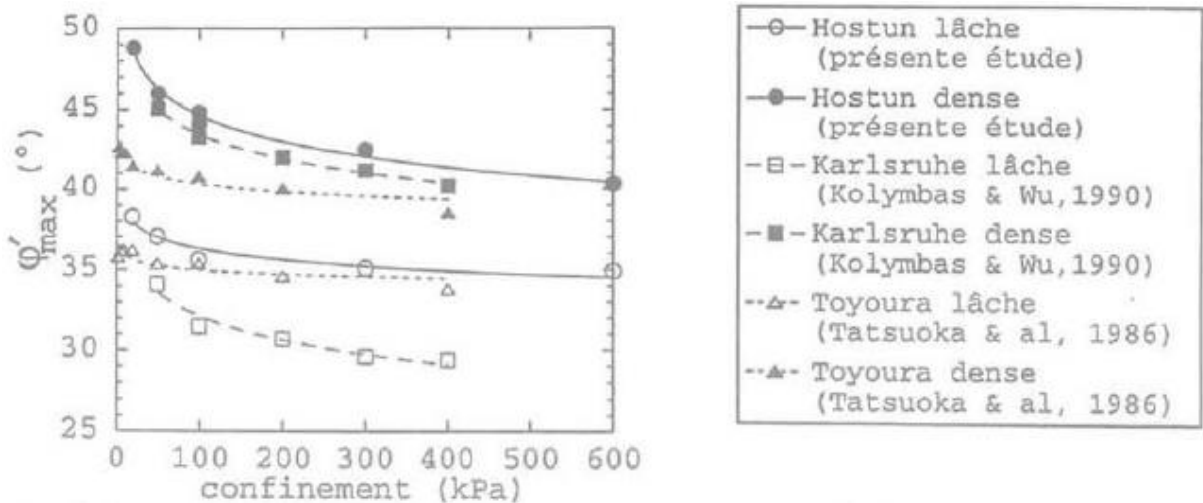


Figure II-32. Évolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement pour différents sables, d'après (Lancelot et al., 1996).

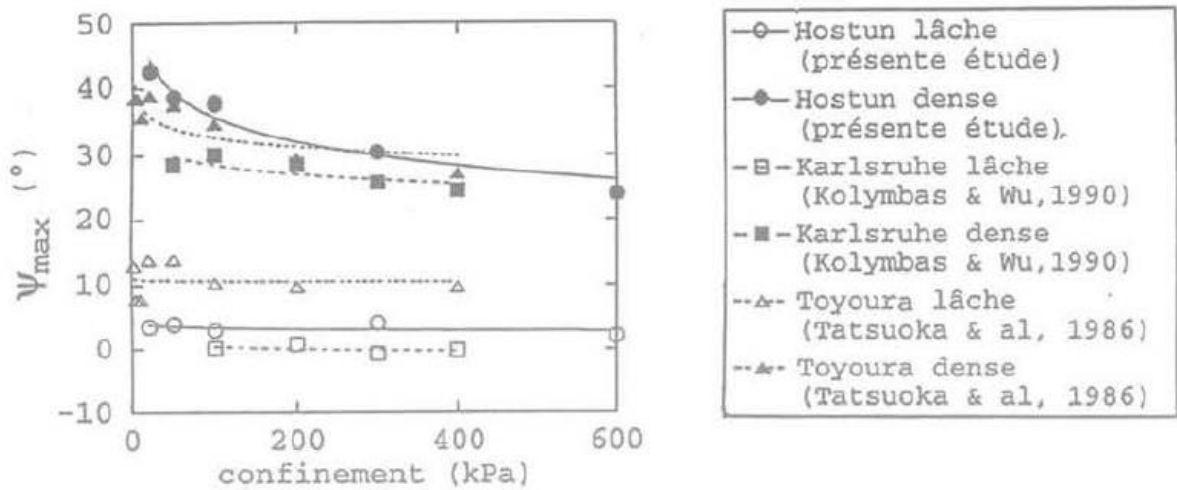


Figure II-33. Évolution de l'angle de dilatance en fonction du confinement pour différents sables, d'après (Lancelot et al., 1996).

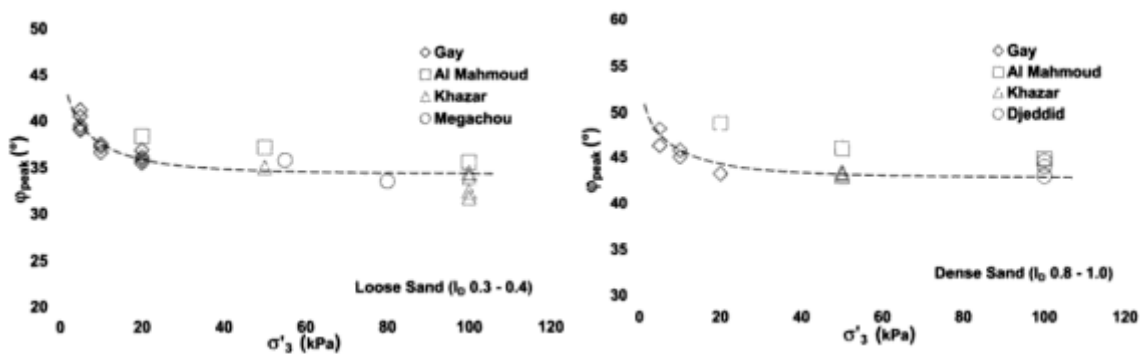


Figure II-34. Évolution de l'angle de dilatance en fonction du confinement pour le sable HN31, d'après (Boutonnier et al., 2003).

II.2.2.3 Essais triaxiaux issues de cette étude

Des essais triaxiaux consolidés drainés ont été réalisés par le laboratoire de Fondasol sur des échantillons secs reconstitués aux indices de densité égaux à 0,67 et 0,84 pour des pressions de confinement très faibles (8, 20 et 40 kPa). Le chemin de contrainte suivi est de type $dq=3dp$.

Les Figure II-35 et Figure II-36 montrent les résultats des essais. La Figure II-37 montre l'angle de frottement interne calculé à partir du pic du déviateur sur les différents essais. On observe comme Lancelot et al. (1966) que plus la contrainte de confinement est faible, plus l'angle de frottement est élevé. Ainsi pour $\sigma_3=8$ kPa, ϕ s'élève à 51° pour $I_D=0,67$ et 59° pour $I_D=0,84$.

Quant aux courbes de dégradation du module sécant, leur allure entre $\varepsilon=0.1$ et 1 % diffère de ce à quoi on s'attendrait surtout pour les pressions de confinement les plus faibles (8 et 20 kPa).

Pour $I_D=0.88$, Lancelot et al (1966) obtiennent un module à 0,1% d'environ 16 MPa pour $\sigma_3=20$ kPa. En comparaison, pour une même contrainte de confinement, on obtient un module de 22 MPa.

Tableau II-3 : Modules sécants à 0,1% (en MPa) extraits des essais triaxiaux.

	$E_{0.1}$ (pour $\sigma_3=8$ kPa) (MPa)	$E_{0.1}$ (pour $\sigma_3=20$ kPa) (MPa)	$E_{0.1}$ (pour $\sigma_3=40$ kPa) (MPa)
$I_D=0,67$	7	21,2	35,3
$I_D=0,84$	15,6	22,2	54,7

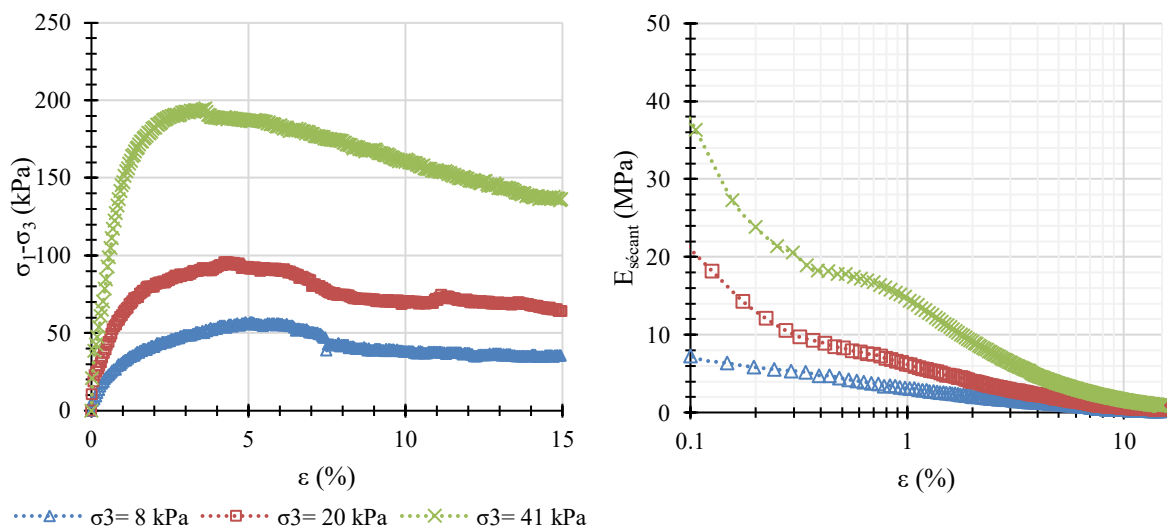


Figure II-35. Essais triaxiaux sur le sable d'Hostun HN31 sec à $I_D=0,67$.

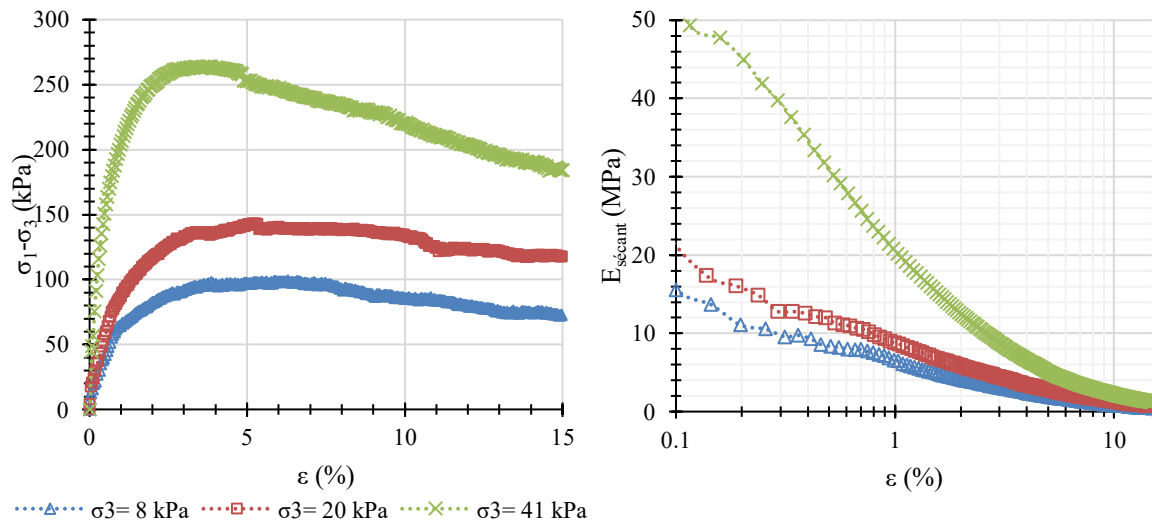


Figure II-36. Essais triaxiaux sur le sable d'Hostun HN31 sec à $I_D=0,84$.

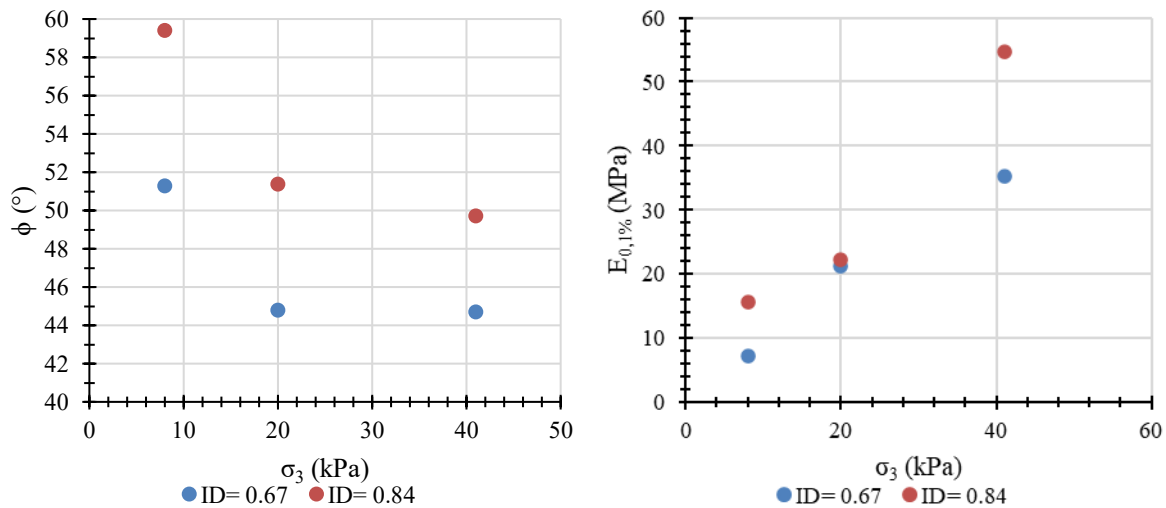


Figure II-37. Évolution de ϕ et $E_{0,1\%}$ en fonction de σ_3 .

Des essais triaxiaux supplémentaires ont été réalisés sur des éprouvettes saturées en conditions consolidé-drainé avec des conditions proches de celles obtenues en chambre d'essais : trois éprouvettes ont été reconstituées aux indices de densité de 0,61, 0,70 et 0,78 puis confinées sous une contrainte de confinement égale à 11 kPa (Figure II-38). Les courbes d'essais montrent que la phase de contractance est quasi-inexistante voire inexistante pour l'essai à l'état le plus dense.

Les paramètres extraits de ces essais sont rassemblés dans le Tableau II-4. Pour un indice de densité augmentant de 0,61 à 0,78, ϕ augmente de 53 à 62° et ψ de 14 à 21°. Ces valeurs sont cohérentes avec celles précédemment obtenues. En revanche, les valeurs de modules sont sensiblement plus élevées.

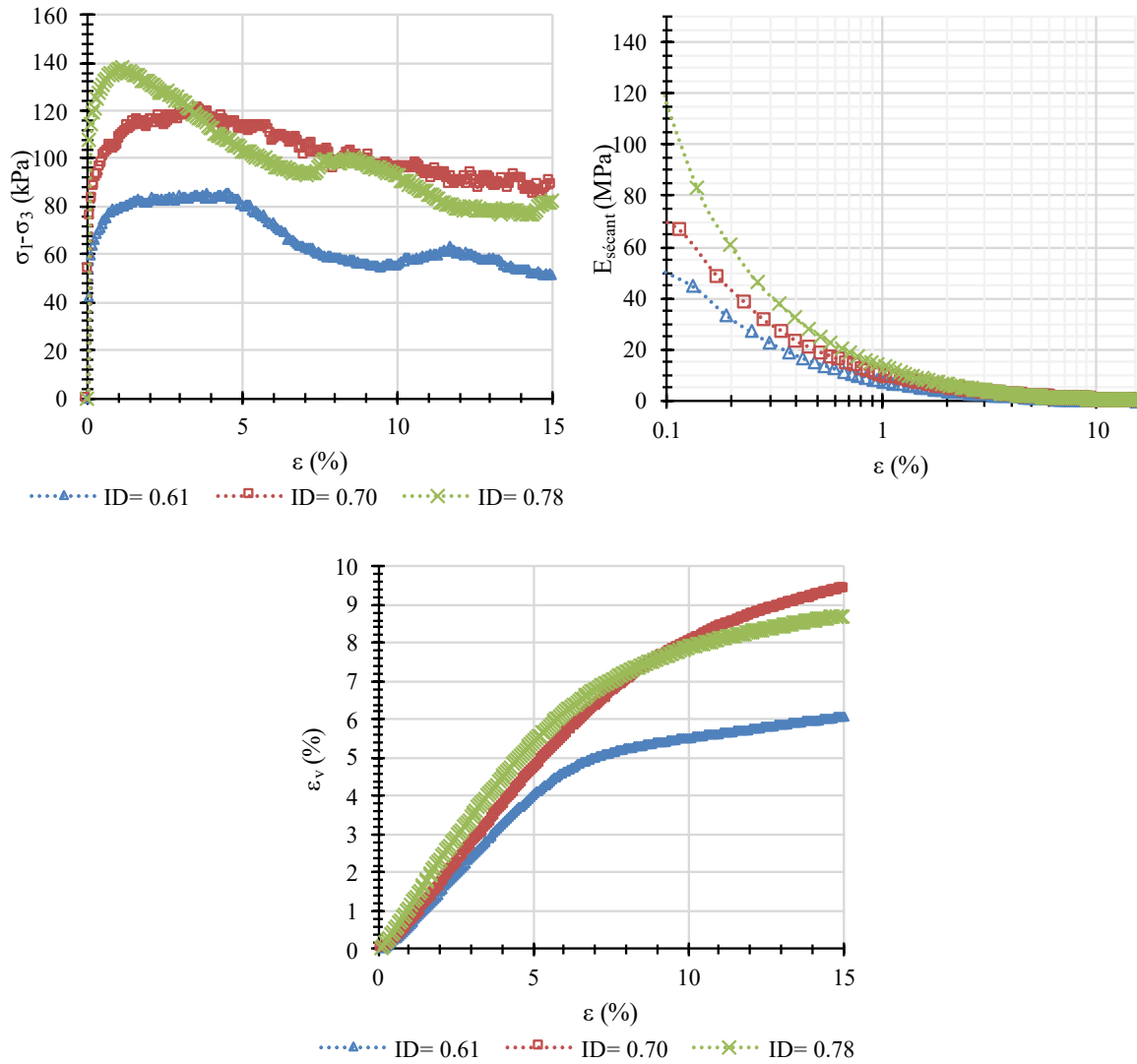


Figure II-38. Essais triaxiaux sur le sable d'Hostun HN31 en conditions CD drainées à $\sigma_3 = 11 \text{ kPa}$.

Tableau II-4 : Paramètres extraits des essais triaxiaux.

I_D	0,61	0,70	0,78
$E_{0,2\%}$ (MPa)	34	43	61
Φ (°)	53	58	62
ψ (°)	14	15	21

II.2.3 Résultats des essais pressiométriques

Au total, 6 essais pressiométriques ont été réalisés sur le sable d'Hostun sec en chambre d'essais. Des résultats typiques d'essais réalisés à trois états de densité (0,54, 0,64 et 0,72) sont présentés Figure II-39. Le volume de 100 cm³ correspond au volume nécessaire au placage de la membrane contre la gaine comme montré dans le paragraphe I.5.

Les paramètres pressiométriques extraits de ces essais sont rassemblés dans le Tableau II-5. Ces valeurs relativement faibles sont cohérentes étant donnée la faible profondeur d'essai ($\sigma_{v0}=11$ kPa). Le rapport $E_{PMT;M}/p_{IM}^*$ est compris entre 7,8 et 13,6, caractéristique d'un sable homométrique.

Tableau II-5 : Grandeurs pressiométriques mesurées.

I_D	$E_{PMT;M}$ (MPa)	p_{IM}^* (MPa)	$E_{PMT;M} / p_{IM}^*$ (-)
0,54	2,2	0,28	7,8
0,64	5,1	0,43	11,9
0,63	4,2	0,46	9,0
0,72	8,0	0,53	15,0
0,72	7,6	0,56	13,6

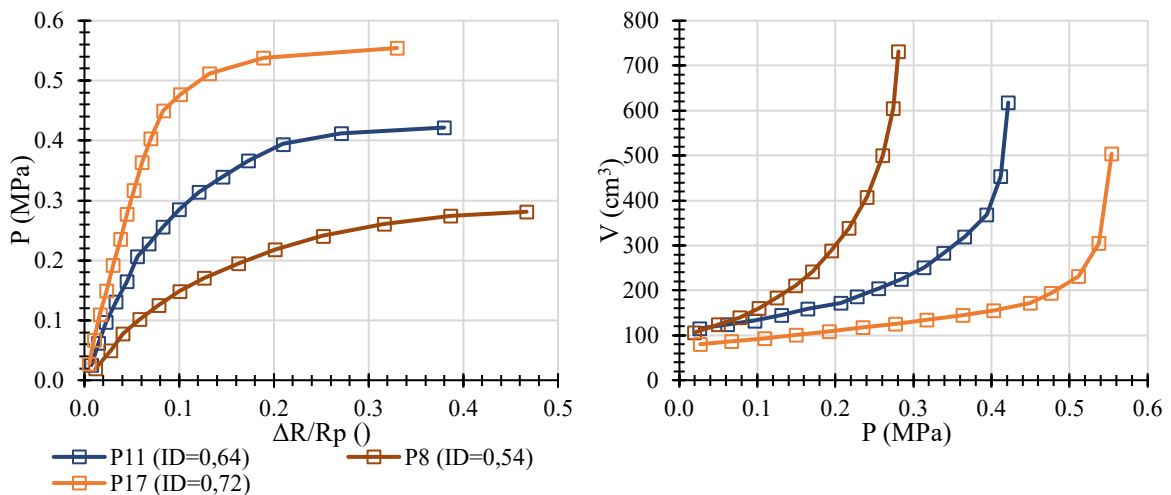


Figure II-39. Résultats typiques d'essais pressiométriques sur le sable HN31 en chambre d'essais. À gauche : représentation en variation de rayon par rapport au placage. À droite : représentation en volume injecté.

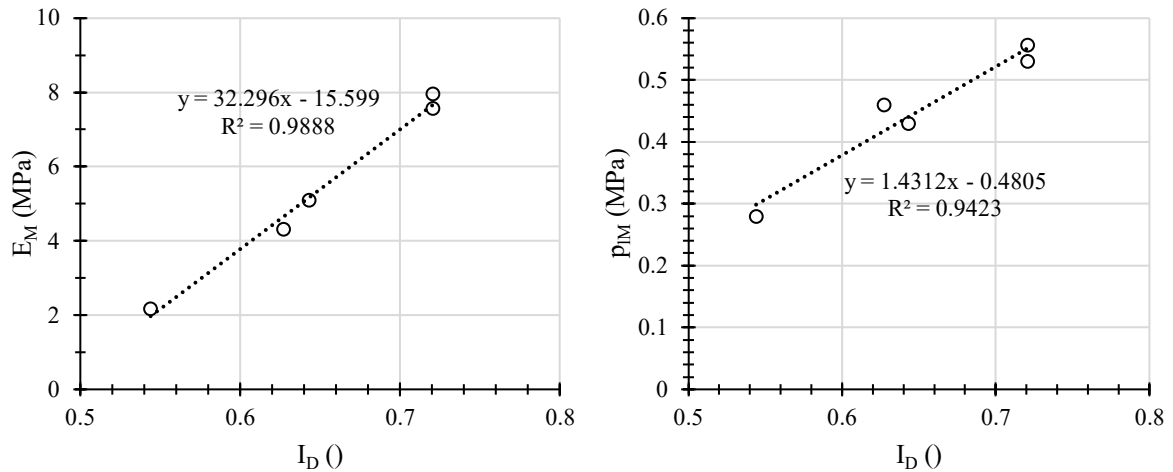


Figure II-40. Paramètres de Ménard calculés à partir des essais pressiométriques en chambre.

Un essai pressiométrique réalisé à $I_D=0,77$ a été écarté n'ayant pas pu être mené à terme. La densité initiale du matériau était si importante qu'une part importante de l'effort appliquée par la sonde a été transmise aux bords de la cuve. La buse supérieure a ainsi été soulevée et déplacée de plusieurs millimètres, les contraintes dans le sol se sont dissipées et une partie du sable s'est échappée de l'interstice.

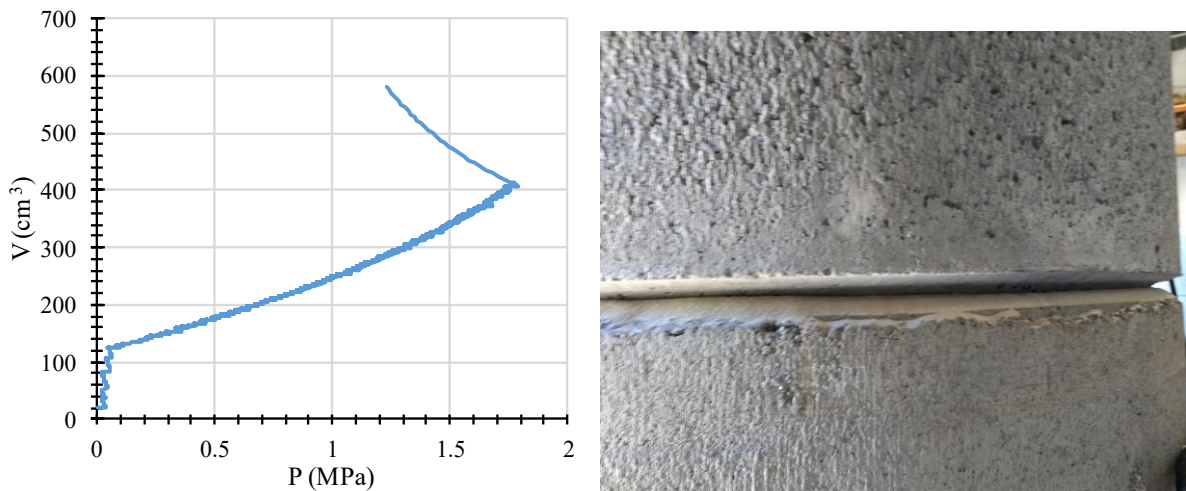


Figure II-41. À gauche : Essai avorté à $I_D=0,76$. A droite : Soulèvement de la buse supérieure et relâchement des contraintes.

Les deux essais réalisés à $I_D=0,72$ ont été pilotés de deux manières différentes : le premier selon la procédure Ménard classique (par palier de pression de 60 s) et le second à vitesse d'expansion radiale constante de 1,5 mm/min (Figure II-42). Les deux essais ont donné des résultats comparables en matière de module et de pression limite.

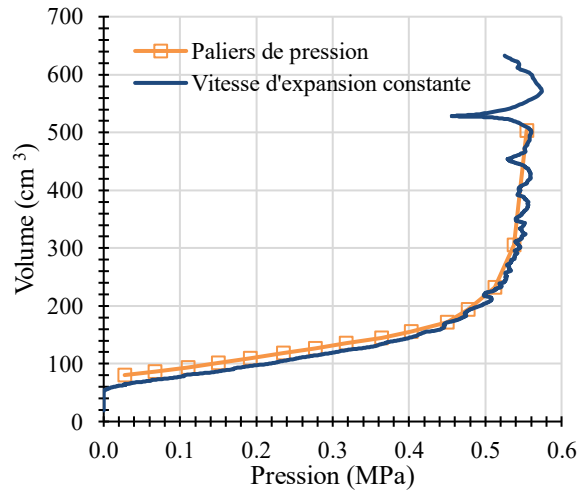


Figure II-42. Comparaison de deux essais à $I_d=0.72$ à deux modes de pilotage différents.

II.2.4 Résultats des essais au Dilatosol

Au total, 28 essais au Dilatosol pilotés à vitesse d'expansion constante ont pu être exploités avec le prototype 1 (5 essais), le prototype 2 (6 essais), le prototype 3a (7 essais), le prototype 3b (3 essais) et le prototype 4 (7 essais). Nous verrons dans un chapitre ultérieur, 8 essais supplémentaires qui ont été réalisés avec le prototype 3a avec des modes de pilotage différents.

Les essais qui n'ont pas pu être exploités concernent surtout le prototype 1, suite à des dysfonctionnements de la sonde. En particulier, la sonde a été testée dans un premier temps dans la chambre sans gaine de protection. Il est apparu au bout de quelques essais, que le sable s'infiltrait dans la sonde et grippait le mécanisme d'expansion ce qui nous a contraint à recouvrir la sonde d'une gaine de protection. Par ailleurs, une valeur aberrante de pente obtenue avec le prototype 3a a été écartée malgré le fait qu'aucun dysfonctionnement de la sonde n'ait été remarqué.

Les Figure II-43 et Figure II-44 montrent des résultats typiques d'essais obtenus avec les différents prototypes pour des indices de densité compris entre $I_D=0,54$ et $I_D=0,72$. On peut voir que les courbes obtenues avec le Dilatosol ont globalement une allure linéaire, assez éloignée de l'allure d'une courbe pressiométrique à même densité. Les courbes affichées sont les courbes corrigées de la résistance propre de la gaine et de la dilatation propre de l'appareillage (cf. §I.4.3). Au fur et à mesure de l'évolution des prototypes, la déformation $\Delta R/R_p$ maximale applicable sur le sol a augmenté jusqu'à atteindre une valeur comparable à celle du pressiomètre (environ 40 %).

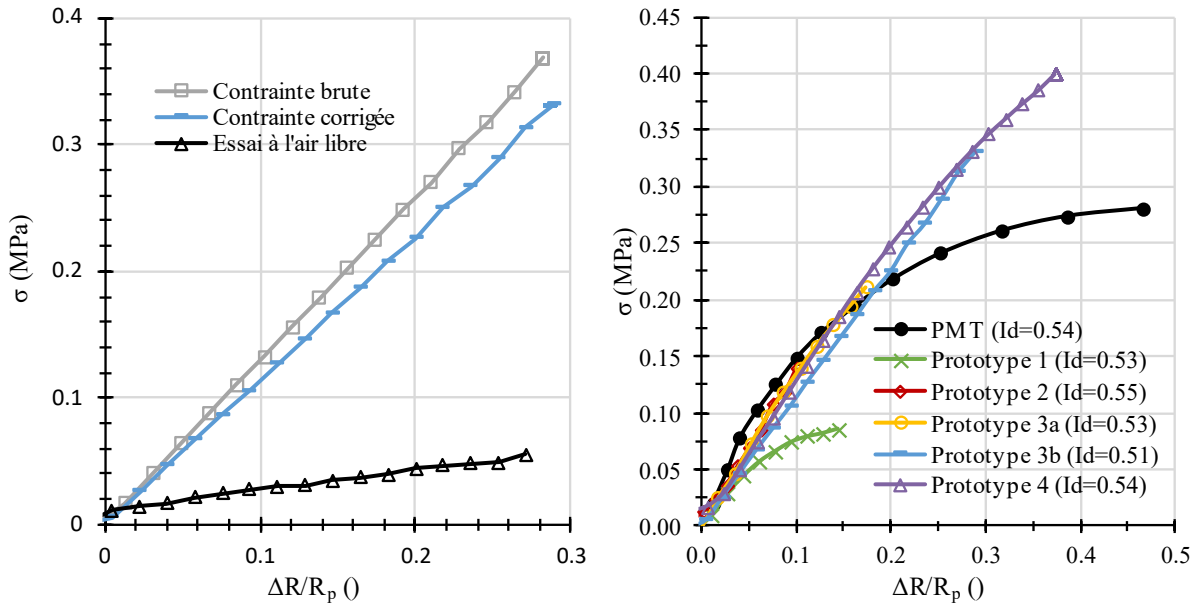


Figure II-43. Courbes de chargement typiques dans un sable d'Hostun à $I_D=0,54$. À gauche : Exemple de correction de la résistance propre sur un essai avec le prototype 3b. À droite : Comparaison des différents prototypes avec le pressiomètre.

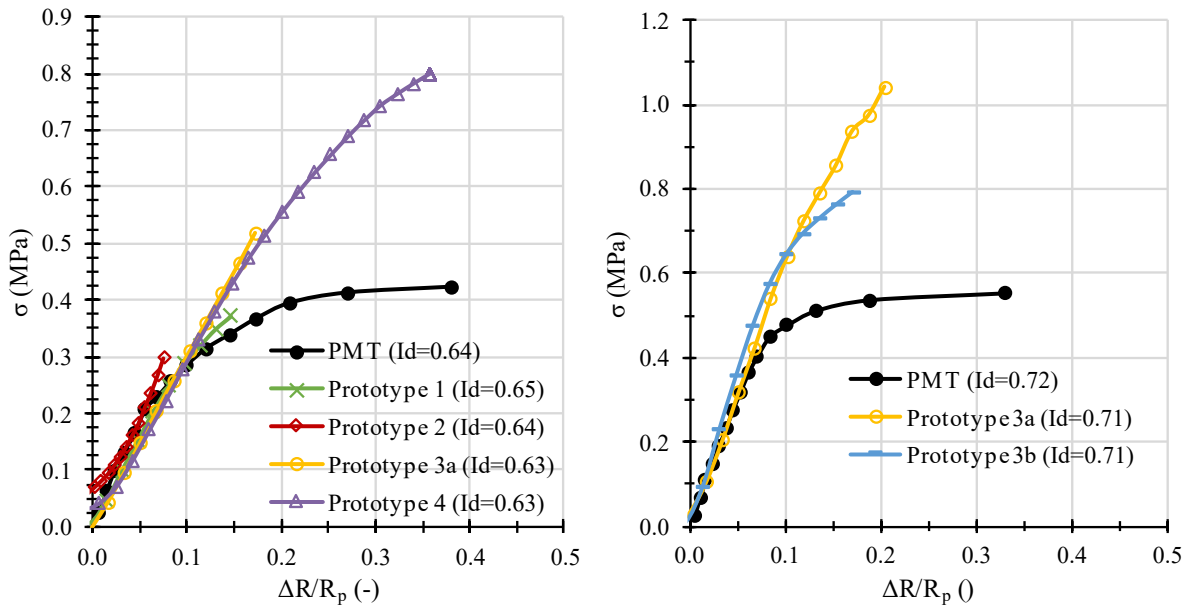


Figure II-44. Courbes de chargement typiques dans un sable d'Hostun. À gauche : $I_D=0,64$. À droite : $I_D=0,72$.

Les Figure II-45 à Figure II-47 montrent l'ensemble des courbes obtenues avec le prototype 1. Le prototype 1 se distingue des autres prototypes car les courbes obtenues ont une allure plus similaire à une courbe pressiométrique. Cette différence peut être mise sur le compte de l'allure de la courbe d'étalonnage propre à ce dispositif comme vu au paragraphe I.4.2.2. La partie initiale de la courbe reste d'allure linéaire et comparable en valeur à ce qui a pu être obtenu avec les autres prototypes.

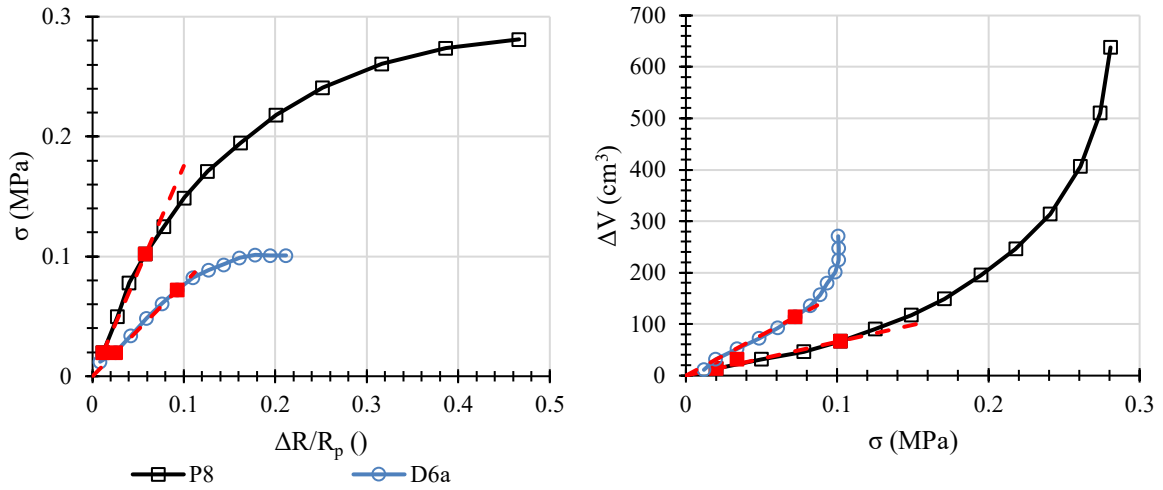


Figure II-45. Remplissage 8 : un essai avec le prototype 1 à $I_D=0,53$ (D6a). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,54$ (P8).

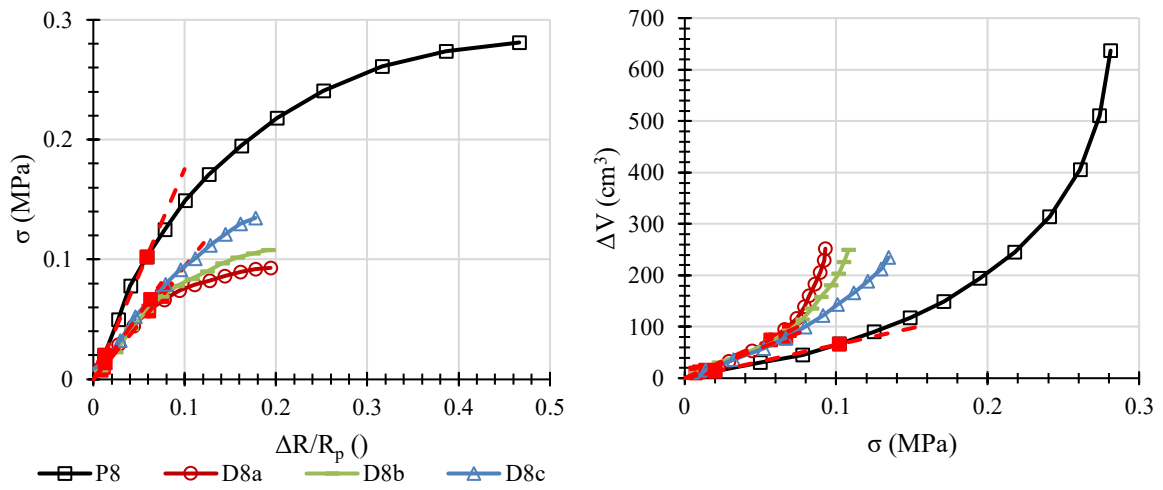


Figure II-46. Remplissage 9 : trois essais avec le prototype 1 à $I_D=0,53$ (D8a), $I_D=0,50$ (D8c). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,54$ (P8).

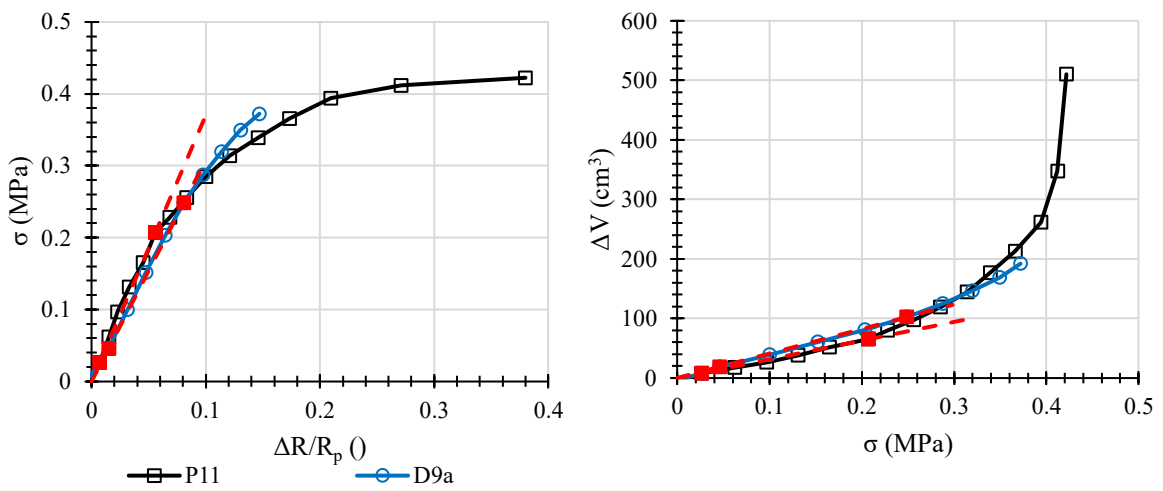


Figure II-47. Remplissage 9 : un essai avec le prototype 1 à $I_D=0,65$ (D9a). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 3 à $I_D=0,64$ (P11).

Pour le prototype 2 (Figure II-48 et Figure II-49), la courbe d'essai est caractérisée par une partie initiale non-linéaire puis une partie linéaire. La partie non-linéaire impacte les mesures en réduisant la gamme effective de déformation du sol. Elle est due au phénomène d'ovalisation de la gaine étudié au §I.5. Pour un état de densité proche de $I_D=0,64$, les essais n'ont pu être réalisés jusqu'à la course maximale des pistons car la pression hydraulique maximale avait été atteinte. C'est pour cette raison que le prototype 3 a été développé en mettant l'accent sur la capacité du montage à exercer une pression hydraulique quatre fois plus importante.

En représentation Pression-Volume, on observe une différence significative entre les courbes issues du prototype 2 et celles des autres prototypes. Cet écart est dû au diamètre initial de la sonde qui est bien plus important pour le prototype 2 alors que les autres prototypes ont un diamètre initial plutôt proche de celui d'une sonde pressiométrique. Pour comparer les sondes entre elles, il est donc préférable d'utiliser la représentation en $\Delta R/R_p$ qui est indépendante des dimensions des sondes.

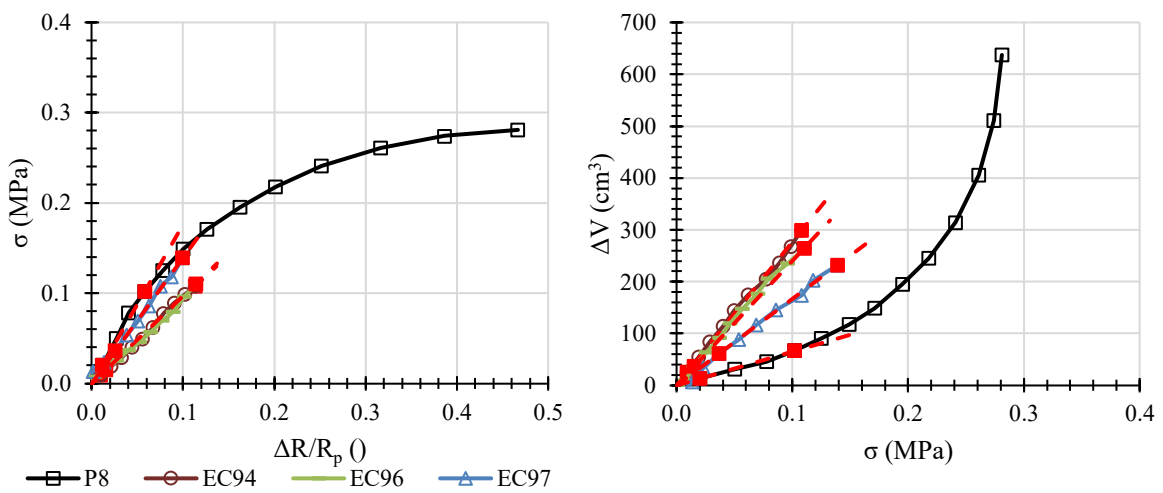


Figure II-48. Remplissage 10 : trois essais avec le prototype 2 à $I_D=0,52$ (94), $I_D=0,53$ (96), $I_D=0,55$ (97). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,54$ (P8).

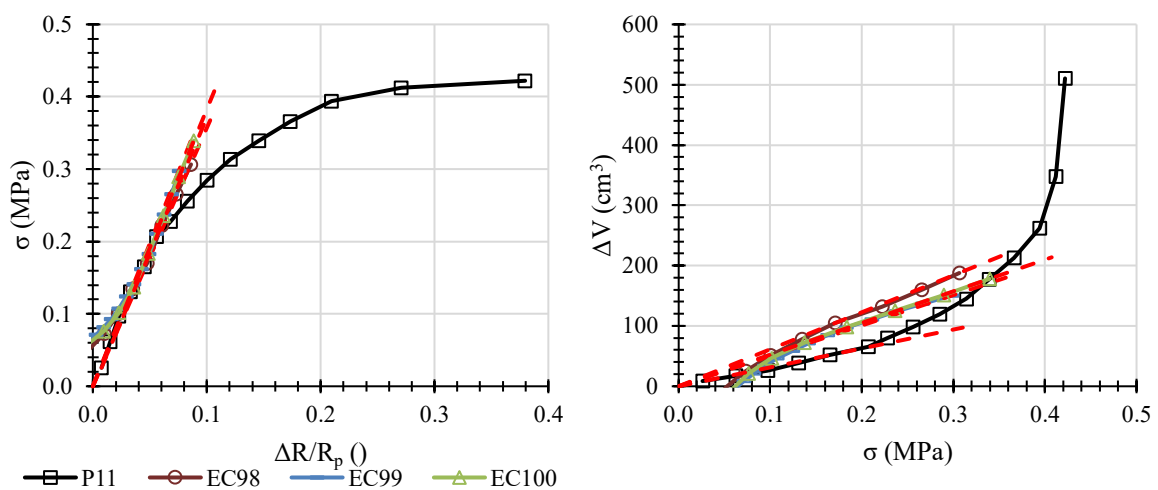


Figure II-49. Remplissage 10 : trois essais avec le prototype 2 à $I_D=0,63$ (98), $I_D=0,64$ (99), $I_D=0,66$ (100). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 3 à $I_D=0,64$ (P11).

Les essais réalisés avec le prototype 3a sont présentés Figure II-50 à Figure II-52. La contrainte maximale applicable sur le sol ayant été augmentée, des essais ont pu être réalisés jusqu'à des indices de densité de $I_D=0,72$ avec une contrainte pouvant atteindre 1 MPa. Les essais réalisés à cette densité se distinguent des autres dans le sens une rupture de la pente de la courbe est plus marquée. Trois essais avec le prototype 3b ont été réalisés pour comparer les deux différentes géométries de coquilles (Figure II-53 à Figure II-55). On obtient des résultats comparables aux autres prototypes.

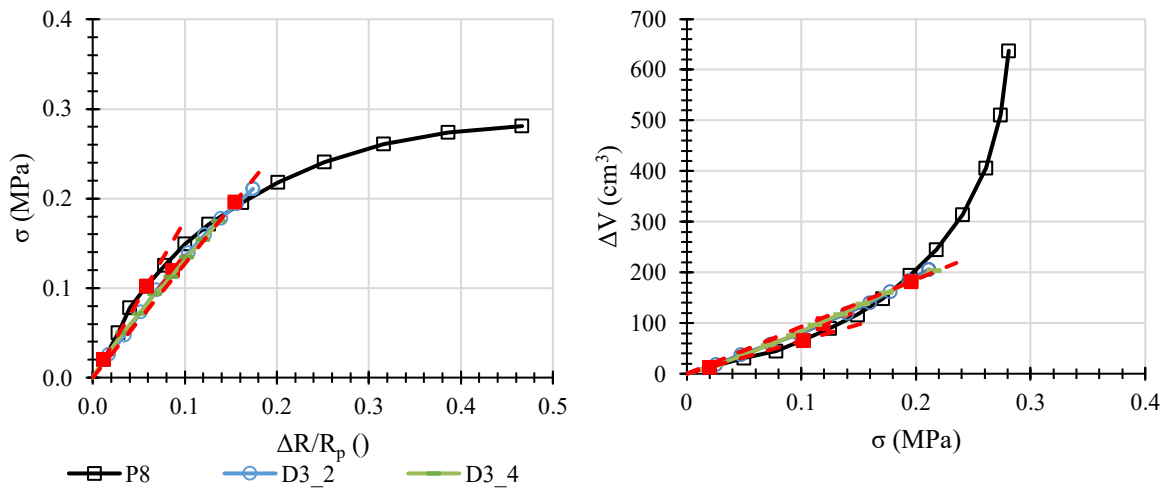


Figure II-50. Remplissage 11 : deux essais avec le prototype 3a à $I_D=0,53$ (2), $I_D=0,51$ (4). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,54$ (P8).

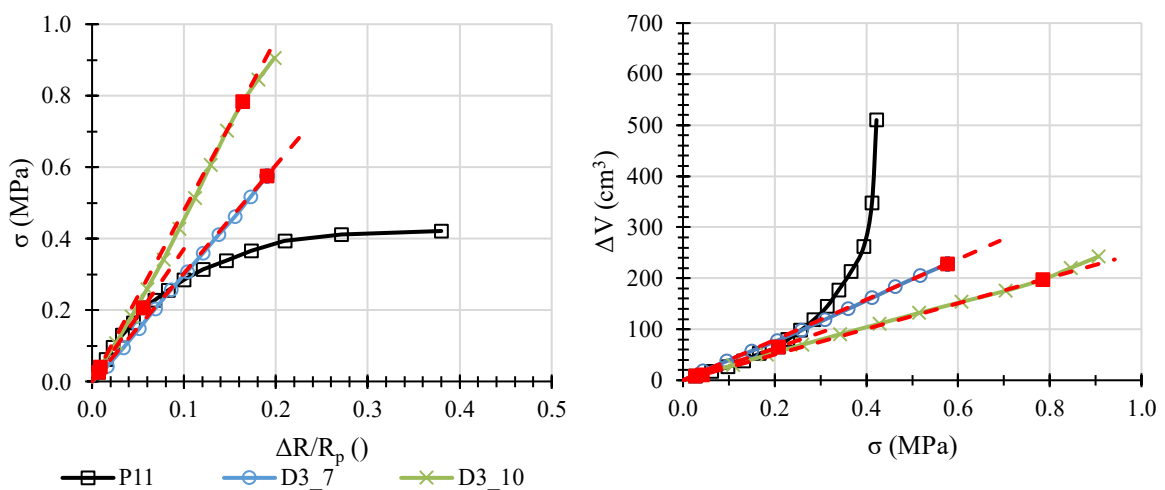


Figure II-51. Remplissage 11 : deux essais avec le prototype 3a à $I_D=0,63$ (7), $I_D=0,67$ (10). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 3 à $I_D=0,64$ (P11).

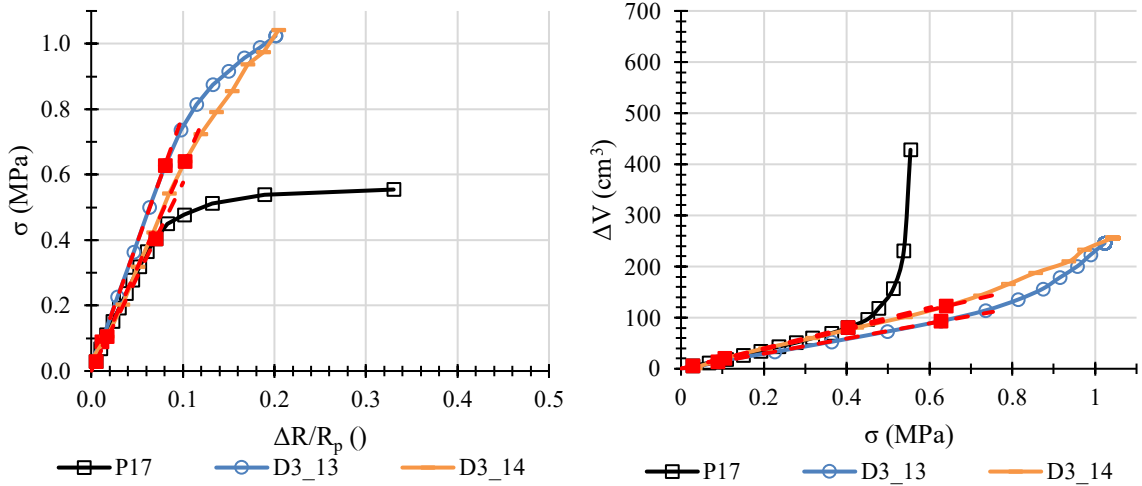


Figure II-52. Remplissage 11 : deux essais avec le prototype 3a à $I_D=0,69$ (13), $I_D=0,71$ (14). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,72$ (P17).

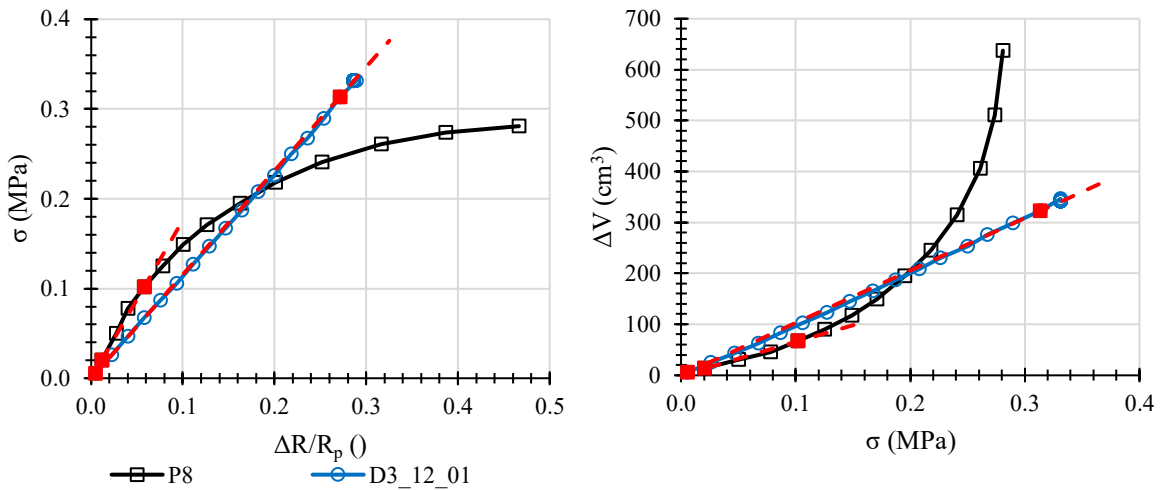


Figure II-53. Remplissage 12 : un essai avec le prototype 3b à $I_D=0,51$ (E01). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,54$ (P8).

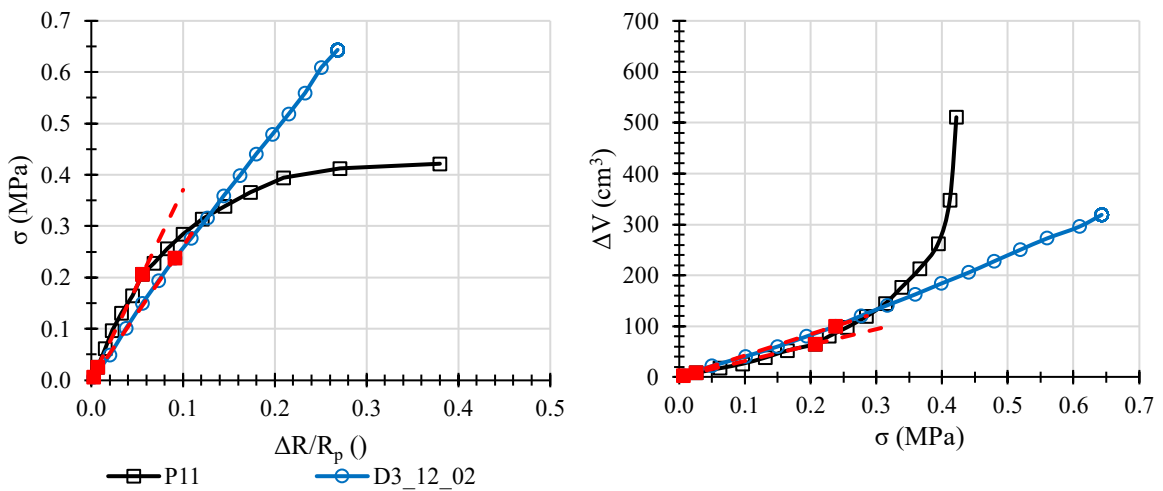


Figure II-54. Remplissage 12 : un essai avec le prototype 3b à $I_D=0,60$ (02). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 3 à $I_D=0,64$ (P11).

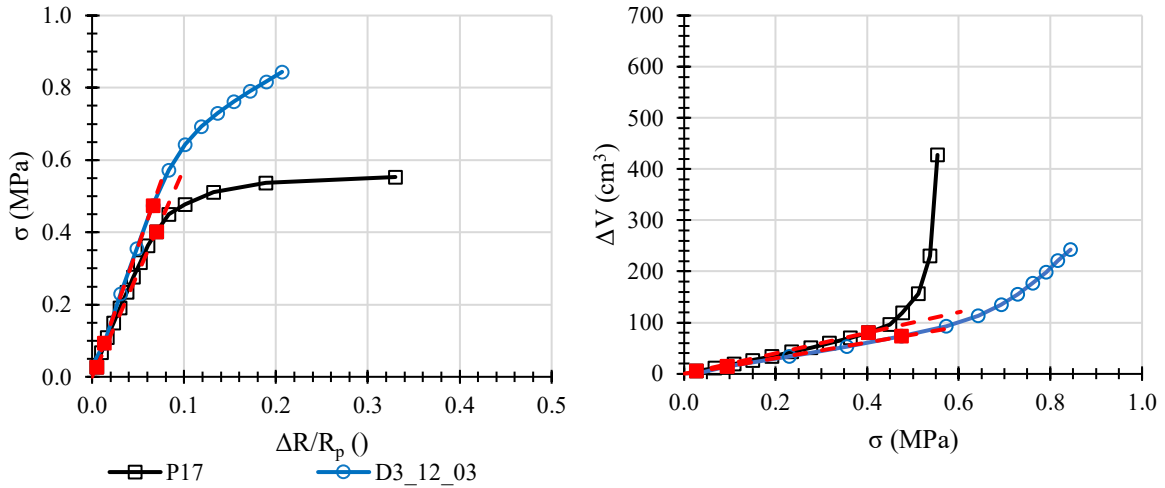


Figure II-55. Remplissage 12 : un essai avec le prototype 3b à $I_D=0,71$ (03). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,72$ (P17).

Enfin, le prototype 4 a été testé pour deux états de densité (Figure II-56 à Figure II-58). Pour chacun de ces états, deux vitesses d'écartement différentes ont été appliquées : 3 mm/min (vitesse standard) et 6 mm/min. On peut voir que la vitesse d'écartement n'a pas d'influence sur la courbe d'essai et sur les paramètres mesurés.

L'augmentation de la course maximale des vérins permet de travailler sur une plus grande partie de la courbe. On est ainsi en mesure d'appliquer un écartement relatif de la sonde d'environ 38 % ce qui est comparable à la capacité d'une sonde pressiométrique classique.

Cette augmentation de course nous permet de constater que la rupture de sol s'effectue de manière progressive en contraste par rapport à l'essai pressiométrique où les courbes sont d'allure hyperbolique. Plus la densité du massif est importante, plus la rupture de pente de la courbe d'essai est marquée ce qu'on avait déjà pu constater avec le prototype 3 (voir Figure II-55).

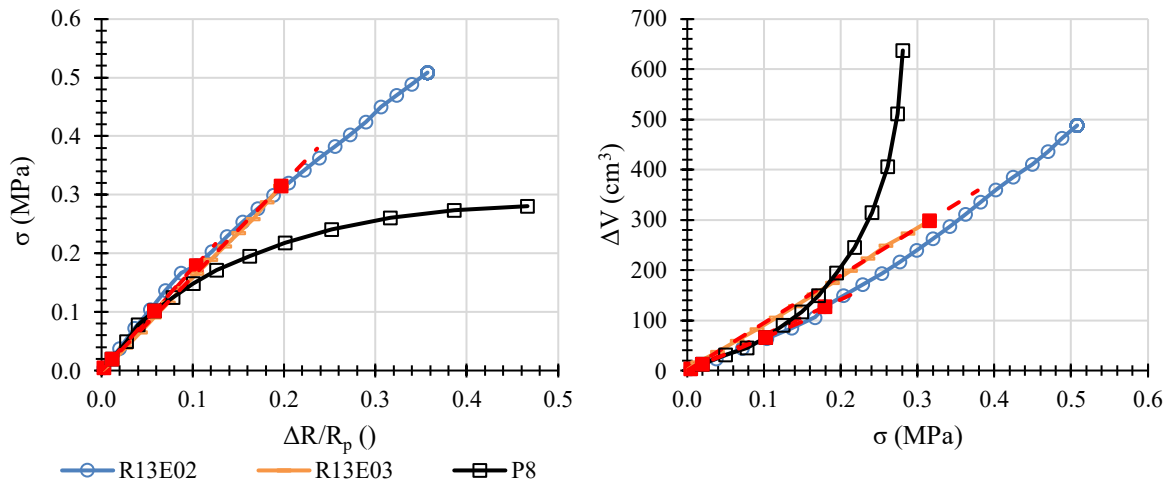


Figure II-56. Remplissage 13 : deux essais avec le prototype 4 à $I_D=0,52$ (E02) et $I_D=0,54$ (E03). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,54$ (P8).

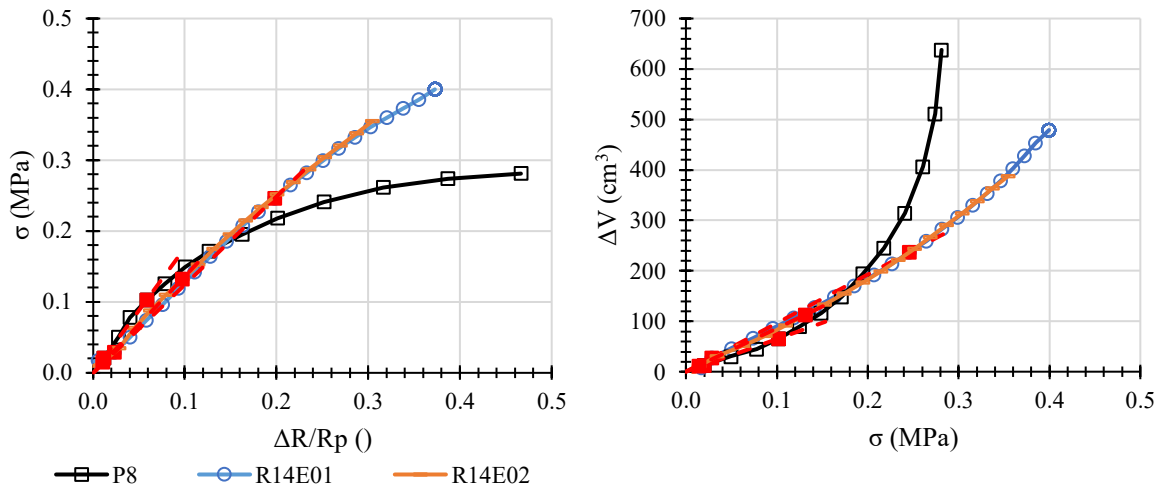


Figure II-57. Remplissage 14 : deux essais avec le prototype 4 à $I_D=0,54$ (E01, $v=3$ mm/min) et $I_D=0,53$ (E02, $v=6$ mm/min). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 5 à $I_D=0,54$ (P8).

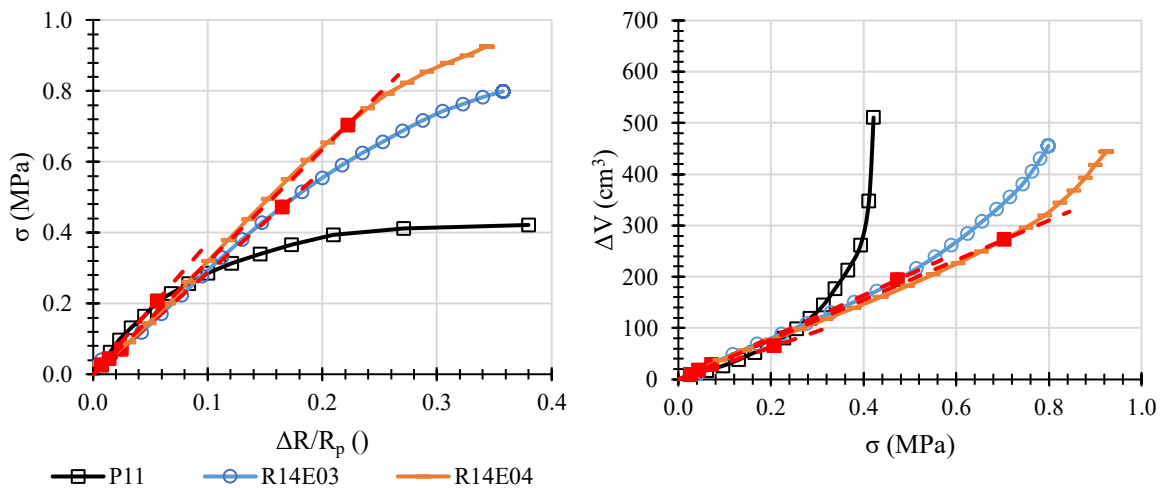


Figure II-58. Remplissage 14 : deux essais avec le prototype 4 à $I_D=0,62$ (E03, $v=3$ mm/min) et $I_D=0,63$ (E04, $v=6$ mm/min). Comparaison avec un essai pressiométrique issu du remplissage 3 à $I_D=0,64$ (P11).

II.2.5 Conclusion

Les quatre prototypes développés ont été testés et comparés sur un sable d'Hostun HN31 sec d'indice de densité I_D compris entre 0,50 et 0,75. Cette étude comparative, incluant aussi une sonde pressiométrique, a pu être effectuée grâce à la mise en place d'une chambre d'essais et d'une méthode de reconstitution par vibration interne dont l'efficacité, en termes d'homogénéité du massif reconstitué et de répétabilité de la procédure, a été démontrée au travers de contrôles indirects de densité.

Les résultats montrent que pour un même état de densité, les différents prototypes donnent accès à une courbe contrainte-déplacement du sol très comparable, et ce malgré les grandes différences de géométries de chargement (dimension des coquilles rigides). Les essais en chambre d'essais ont montré les insuffisances des deux premiers prototypes soit en termes de

fiabilité du matériel sur le long terme (prototype 1) soit en termes de contrainte maximale applicable sur le terrain (prototype 2).

Par comparaison avec l'essai pressiométrique pour un même état de densité, on observe d'une part que la phase linéaire est plus étendue pour le Dilatosol que pour le pressiomètre et d'autre part la rupture du sol est moins marquée. Une explication possible à ces phénomènes viendrait du fait que le volume de sol sollicité par un essai pressiométrique est plus important que celui mobilisé par un essai au Dilatosol. En effet, l'un des paramètres principaux caractérisant la déformation d'un sol sableux avant rupture est le volume de vide disponible, le matériau se comportant d'abord de manière contractante jusqu'à atteindre l'état critique. Le volume de sol déplacé lors d'un essai pressiométrique étant plus important que celui d'un essai au Dilatosol, on atteindra plus rapidement cet état critique avec le pressiomètre.

Le comportement contractant du sable étant moins marqué pour des densités initiales plus élevées, la rupture interviendrait alors pour des valeurs de $\Delta R/R_p$ plus faibles. C'est bien ce qui a été observé sur les essais au Dilatosol où l'on peut voir que la rupture du massif est plus marquée pour un état initial de densité élevé (Figure II-55) que pour un état initial plus lâche (Figure II-53).

L'utilisation du prototype 1 a été arrêtée à ce stade pour se concentrer sur le développement des autres prototypes. De même, le prototype 2 qui n'était qu'un démonstrateur, n'a pas été testé sur le terrain pour se concentrer sur le développement du prototype 3. Celui-ci est ainsi le premier prototype qui a été jugé apte pour une utilisation sur le terrain suivi plus tard par le prototype 4.

II.3 Essais sur sites

Les différents sites étudiés ont été sélectionnés de manière à explorer une large variété de nature de sol et de propriétés hydromécaniques. Pour chacun des sites présentés, l'ensemble des résultats des investigations ainsi qu'une interprétation détaillée sont rassemblés en annexe.

II.3.1 Argile limoneuse sous nappe (Le Thor)

II.3.1.1 Contexte géotechnique

Le terrain d'étude se situe sur un champ sur la commune du Thor (84) à une quinzaine de kilomètre à l'est d'Avignon (Figure II-59). Les formations rencontrées correspondent à des alluvions de la basse plaine (Fy+lz) (Wurmien à Holocène-Quaternaire).

Cette parcelle a fait l'objet d'une mission G2 AVP conduite en novembre 2021 par Fondasol. Dans ce cadre, un sondage destructif a été mené jusqu'à 12 m de profondeur au sein duquel des essais pressiométriques ont été réalisés tous les mètres (SP1). Quatre essais au pénétromètre dynamique de type B (PDB) ont été réalisés autour de ce sondage. Ce dernier type de mesure n'est pas adapté à un sol mou tel que la couche superficielle rencontrée ici et doit donc être interprété de manière purement qualitative. Les principaux résultats de cette étude préalable sont présentés dans l'Annexe F.

Le modèle géotechnique retenu est présenté dans le Tableau II-6. Il est composé d'une couche superficielle de 4 m d'épaisseur dont les propriétés mécaniques sont très faibles ($E_{PMT,M} \sim 1-2$ MPa, $p_{IM}^* \sim 0,2$ MPa, $q_d < 5$ MPa) reposant sur une couche de graves caillouto-sableuses aux caractéristiques mécaniques élevées ($E_{PMT,M} > 50$ MPa, $p_{IM}^* > 5$ MPa, $q_d > 30$ MPa).

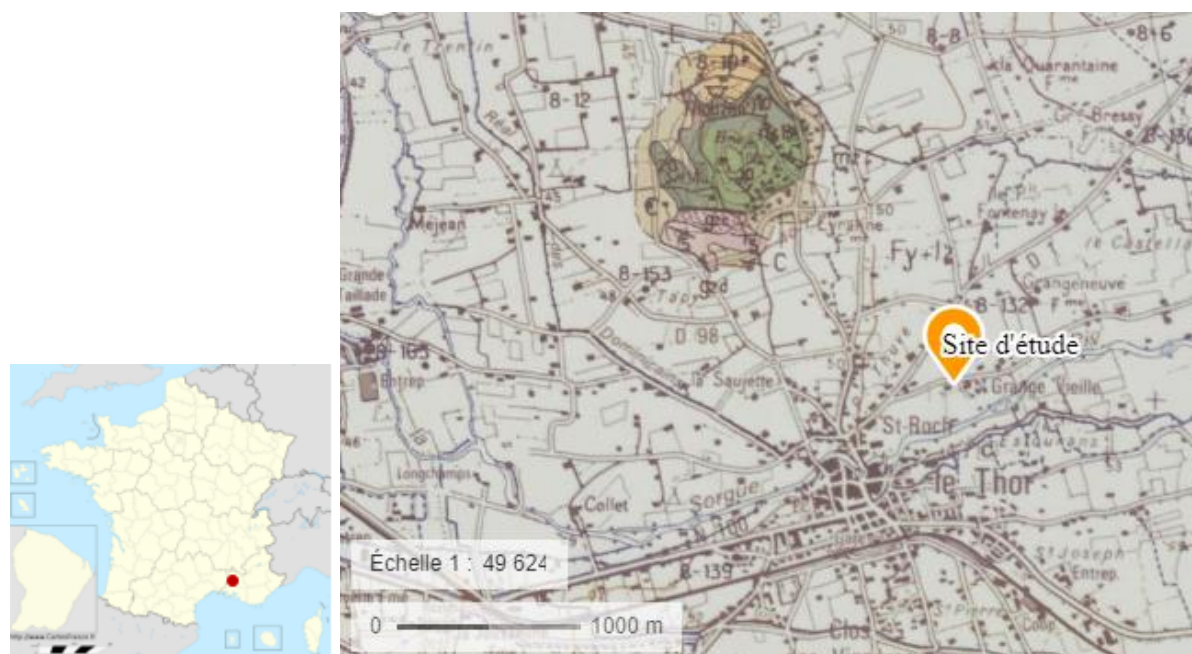


Figure II-59. Plan de localisation et carte géologique (Avignon 1/50000).

Tableau II-6 : Modèle géotechnique.

Couche n°	Lithologie	Z _{base} (m)	$E_{PMT,M}$ (MPa)	p_{IM}^* (MPa)	$q_{d,PDB}$ (MPa)
1	Limon sableux à argile limoneuse	4	~ 1-2	~ 0,2	< 5
2	Graves caillouto-sableuses	>12	[50 :150]	> 5	[30 :45]

II.3.1.2 Descriptif des investigations

Dans le cadre de cette recherche, des essais comparatifs entre le pressiomètre et le prototype 3b Dilatosol ont été réalisés dans la même zone que les investigations issues de la mission G2 en se limitant à la couche n°1. Dans le détail, ces investigations consistent en :

- 4 sondages au Dilatosol (SD1 à SD4).
- 3 sondages pressiométriques (SP2 à SP4).
- 1 sondage au pénétromètre dynamique léger Panda (PDA1).
- Des essais au scissomètre de poche réalisés au droit de quelques sondages.

Les essais dans SP2 et SP3 ont été réalisées par paliers de pression et ceux dans SP4 à vitesse d'expansion radiale constante $\Delta R/\Delta t = 1,5$ mm/min. Pour rappel le sondage SP1 correspond au

sondage réalisé au préalable par Fondasol dans le cadre d'une étude G2. On trouvera le plan d'implantation en Annexe E.2.

Le scissomètre utilisé est le modèle H60 de GEONOR. La pôle utilisée est rectangulaire (25 x 51 mm) permettant de mesurer une résistance au cisaillement de 0 à 62 kPa.

Les forages sont réalisés à la tarière à main sans injection de boue et les essais d'expansion sont réalisés tous les mètres jusqu'à 3 m de profondeur. La profondeur de la nappe a été mesurée à 1,4 m de profondeur à la date de réalisation des essais.

Enfin, des essais d'identification ont été réalisés sur des échantillons de sols prélevés en cours de forage et aux profondeurs d'essais (granulométrie/sédimentométrie, limites de consistance de l'argile ou valeur au bleu de Méthylène, et mesure de la teneur en matières organiques).

II.3.1.3 Essais d'identification

Les caractéristiques granulométriques sont synthétisées sur la Figure II-60 et dans le Tableau II-7. Les échantillons sont caractérisés par une forte teneur en eau même pour ceux situés hors-nappe (1 m).

La limite de plasticité n'a pas pu être déterminée pour les échantillons prélevés à 1 m par manque de plasticité des matériaux. Les valeurs de bleu mesurées en remplacement confirment cette observation avec de très faibles valeurs mesurées (0,11 et 0,20). Pourtant, l'analyse sédimentométrique met en évidence une fraction non négligeable de fines (environ 18% de passant pour un diamètre d'ouverture du tamis de 2 μm). La teneur en matière organique est quasi-nulle. Le matériau correspond à un limon sableux.

Pour les matériaux prélevés à 2 m et 3 m de profondeur, la courbe granulométrique est plus resserrée autour des faibles valeurs de diamètres et on observe une teneur en fines plus élevée. L'indice de plasticité est relativement élevé mais l'importante teneur en eau de ces échantillons prélevés sous nappe classe les matériaux à la limite de l'état liquide. Le sol, de couleur noirâtre et odorant, est moyennement organique avec des valeurs de teneur en matières organiques comprises entre 5,3 et 22 %. Le matériau peut être considéré comme une argile limoneuse.

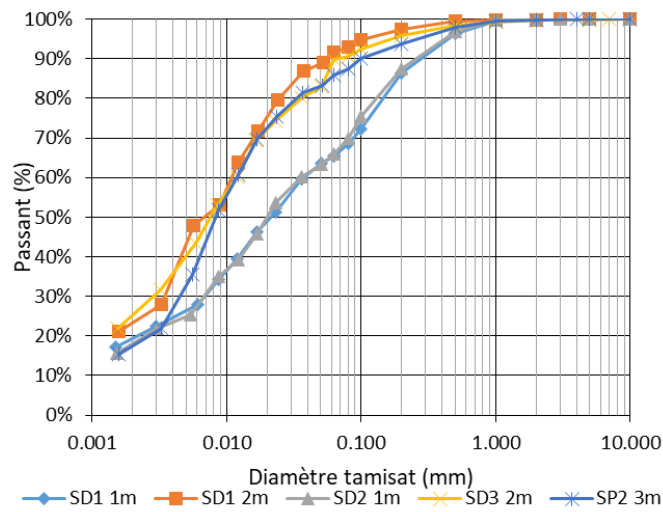


Figure II-60. Courbes granulométriques, Le Thor (84).

Tableau II-7 : Résultats des essais d'identification.

Lithologie	Échantillon	W _n (%)	W _L (%)	I _p (%)	I _c (%)	VBS (-)	D _{max} (mm)	Passant à 1,5 µm (%)	D ₃₀ (µm)	D ₆₀ (µm)	D ₉₀ (µm)
Limon sableux	SD1 – 1 m	66,5	-	-	-	0,20	3	17	7	37	305
	SD2 – 1 m	58,8	-	-	-	0,11	3	16	7	36	279
Argile limoneuse	SD1 – 2 m	122,5	112	26	0,4	-	3	21	4	11	56
	SD3 – 2 m	114,4	114	31	0,0	-	7	22	3	12	67
	SP2 – 2 m	123,7	122	30	0,0	-	4	15	5	12	100
	SP3 – 3 m	44,0	110	26	2,6	-	3	25	3	9	54

Tableau II-8 : Mesures de teneur en matières organiques.

Lithologie	Échantillon	MS ¹ (%PB)	MO ² (%MS)
Limon sableux	SP2 – 1 m	65,4	1,0
	SP3 – 1 m	61,5	1,0
Argile limoneuse	SD1 – 2 m	43,4	13,0
	SD2 – 2 m	51,4	5,3
	SD2 – 3 m	44,7	22,0
	SD1 – 3 m	64,5	6,7

¹ Matière sèche. ² Matière organique (méthode de calcination à 500°C, XP P 94-047)

II.3.1.4 Résultats des investigations

II.3.1.4.1 Essais de référence

On dispose au total de 11 essais pressiométriques en prenant en compte ceux qui ont réalisés lors de la mission G2 (sondage SP1). Pour les trois essais de ce sondage, la pression limite n'a pas pu être extrapolée en raison d'un trop faible nombre de points de mesures après la pression de fluage. Pour les trois autres sondages, la qualité des essais pressiométriques est variable car la bonne tenue de la paroi du forage était difficile (matériau peu consistant et nappe à 1,4 m de profondeur). La Figure II-61 montre des exemples de courbes pressiométriques, on peut y voir l'influence de la bonne tenue de la paroi du forage. Ainsi, les modules issus des essais à 1 et 2 m du sondage SP3 ont dû être écartés, le premier présentant un diamètre de forage trop grand et le deuxième n'ayant pas suffisamment de point de mesures dans la plage pseudo-élastique. La Figure II-62 montre un exemple typique d'essai piloté à vitesse d'expansion constante.

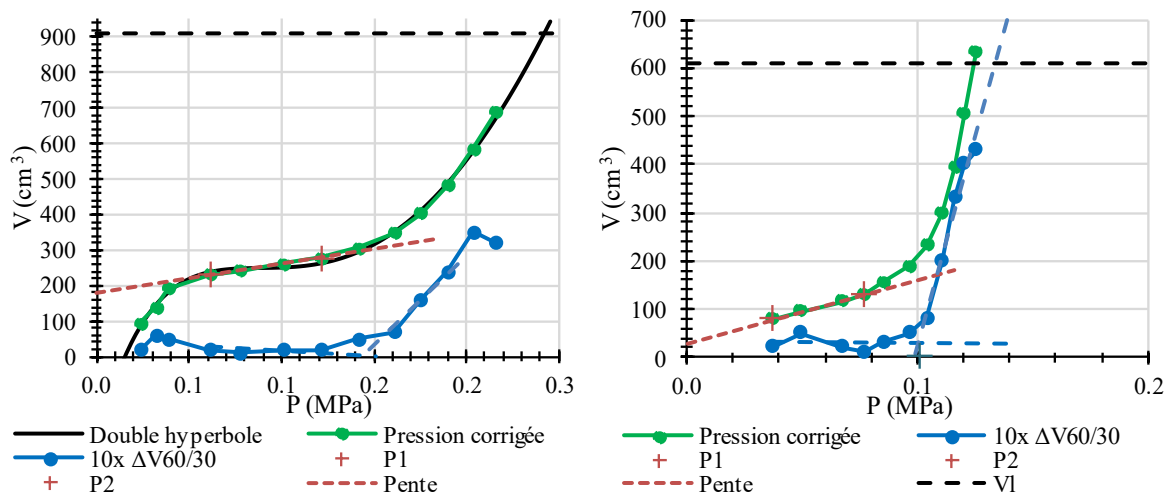


Figure II-61. Essais pressiométriques typiques. À gauche : SP2-1 m. À droite : SP2-2 m.

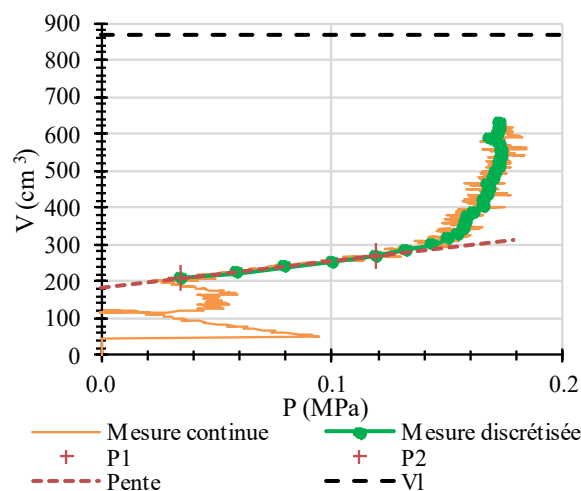


Figure II-62. Essai pressiométrique typique piloté en volume (SP4-1 m).

De manière générale, les paramètres pressiométriques mesurés sont très faibles avec un module compris entre 1 et 3 MPa et une pression limite corrigée comprise entre 0,1 et 0,3 MPa relativement constant avec la profondeur. Les rapport $E_{PMT,M}/p_{IM}^*$ sont très variables et assez élevés pour ce type de sol fin. La différence de mode de pilotage n'a pas d'impact sur les paramètres mesurés. Une synthèse des paramètres pressiométriques mesurés est présentée dans le Tableau II-6. Le module moyen s'élève à 1,5 MPa et la pression limite à 0,16 MPa. Les coefficients de variation de ces paramètres sont élevés.

Tableau II-9 : Synthèse des mesures pressiométriques.

Couche n°	Module				Pression limite nette			
	Nombre	$\mu_{PMT,E}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,E}$ (MPa)	CV (%)	Nombre	$\mu_{PMT,pl}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,pl}$ (MPa)	CV (%)
1	12	1,5	0,6	41	8	0,16	0,06	39

Les mesures au scissomètre et au pénétromètre dynamique confirment ces faibles valeurs de pressions limites. Entre 0,6 m et 2,2 m de profondeur, la cohésion non drainée S_u est globalement faible voire très faible ($7 < S_u < 65$ kPa). Au-delà de cette profondeur, $S_u \geq 65$ kPa. Pour la majorité des essais, la cohésion remaniée était trop faible pour être mesurée. Suivant une même évolution que le paramètre S_u , la résistance de pointe au pénétromètre dynamique q_d varie entre 0,2 et 4 MPa.

II.3.1.4.2 Essais au Dilatosol

Les Figure II-63 à Figure II-65 montrent les courbes d'essai au Dilatosol (en couleur) comparées aux courbes pressiométriques (en noir). Pour le premier sondage SD1, la qualité des courbes est mauvaise. Ce problème a par la suite été corrigé en réparant la sonde. Pour les autres courbes, la qualité est meilleure tout en étant assez variable d'un essai à l'autre. Les soubresauts observés sur certaines courbes à 2 m et 3 m sont dus à un dysfonctionnement mécanique de la sonde (frottements des pistons).

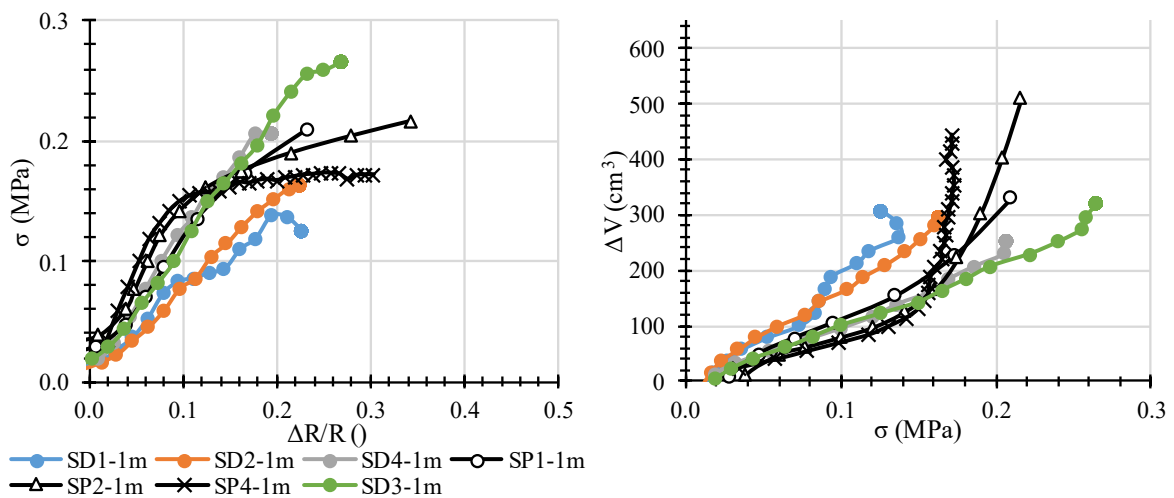


Figure II-63. Essais à $z=1$ m.

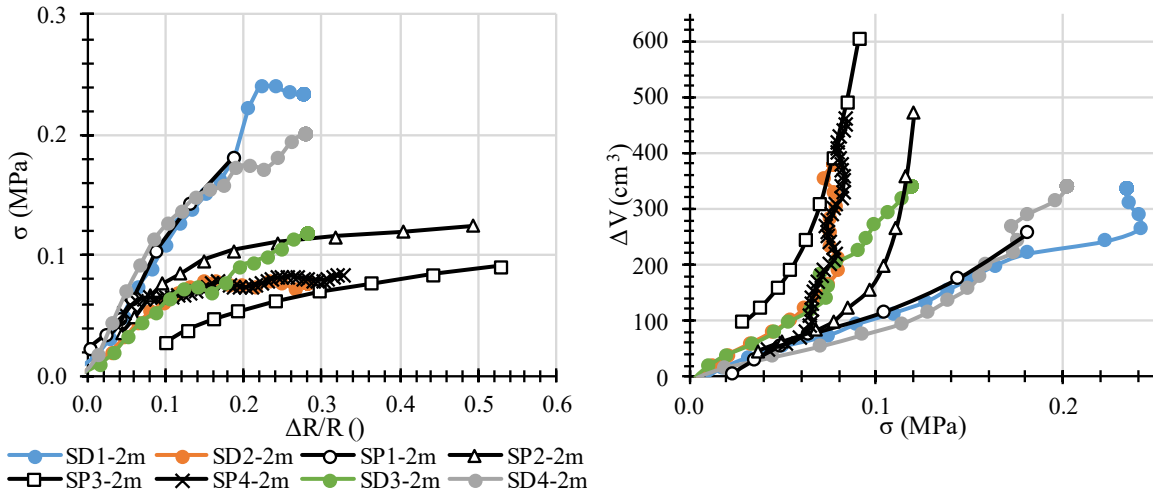


Figure II-64. Essais à $z=2$ m.

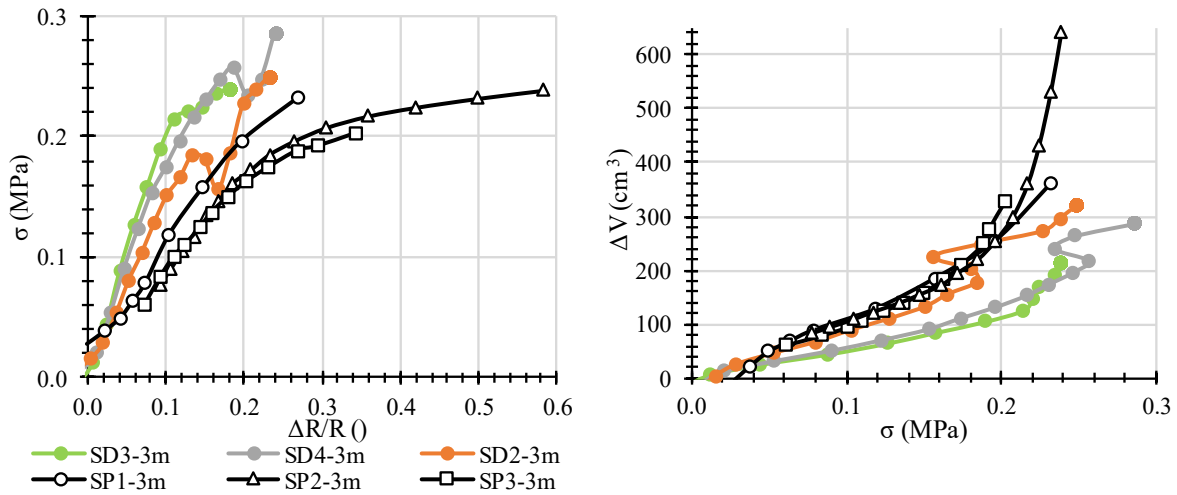


Figure II-65. Essais à $z=3$ m.

L'allure initiale des courbes est de qualité suffisante pour le calcul d'un module et la répétabilité est relativement bonne. En termes de rupture, celle-ci est bien nette pour certains essais comme SD2-2 m. Sur d'autres essais comme ceux à 3 m, elle a seulement semblé s'amorcer en fin d'essai. La grande variabilité des résultats empêche cependant de tirer une conclusion générale sur cet aspect.

II.3.1.5 Conclusion

Le matériau étudié ici se prête mal à la réalisation d'essais d'expansion en raison de ses caractéristiques mécaniques très faibles et de la présence de la nappe à faible profondeur. Les mesures sont ainsi fortement impactées par :

- La tenue de la paroi du forage qui est difficile et ce d'autant plus pour un forage sous-nappe et sans injection de boue.
- Les corrections de pression hydrostatique et de résistance propre de la gaine.

De plus, dans le cas du Dilatosol, la sonde présentait des dysfonctionnements qui altéraient la fin de la courbe d'essai. La partie initiale des courbes n'est cependant pas impactée par ce dysfonctionnement ce qui nous permet de calculer un module. En revanche cela nous empêche d'étudier correctement la phase de rupture du sol.

II.3.2 Sable dense sous nappe (Messanges)

II.3.2.1 Contexte géotechnique

La prochaine zone d'étude se situe sur une carrière d'exploitation dunaire à l'est du village de Messanges (40) (Figure II-66). L'objectif de cette campagne était de tester le prototype 3 en conditions réelles. D'après la carte géologique, les formations rencontrées sont des dunes protohistoriques (Dya).

Les différents sondages effectués sur le site, montrent un niveau de nappe phréatique à faible profondeur, généralement compris entre 1,7 et 2,0 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

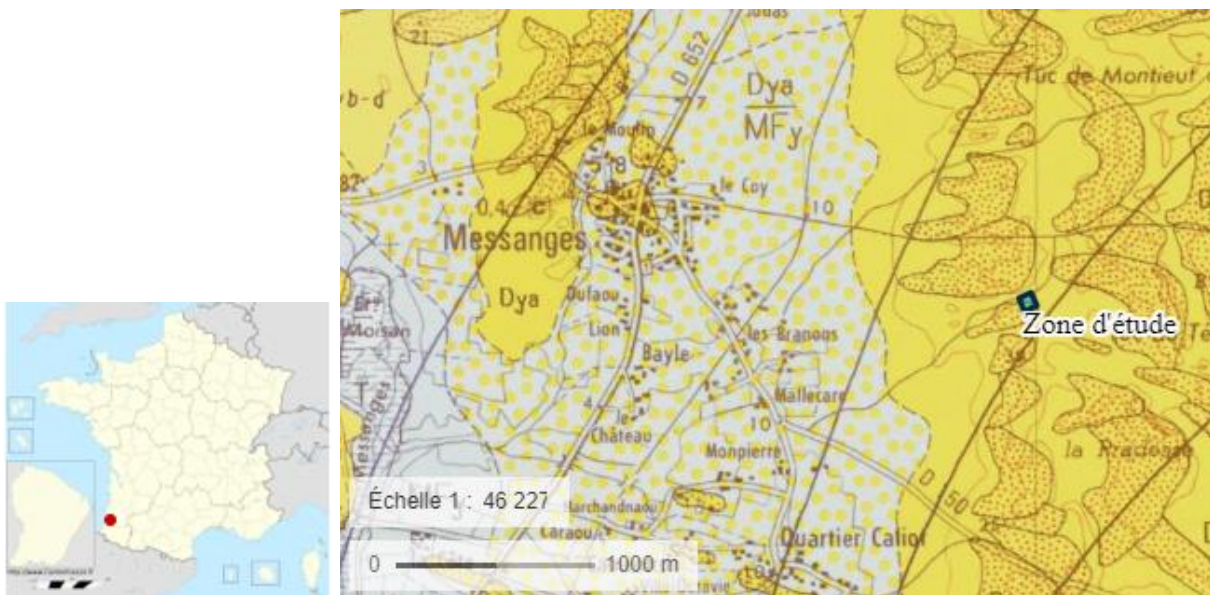


Figure II-66. Plan de localisation et carte géologique (Soustons 1/50000).

II.3.2.2 Descriptif des investigations

Lors de cette campagne, 12 sondages ont été réalisés au total :

- 5 sondages destructifs dont :
 - 1 sondage pressiométrique nommé 21-SP1 descendu à 10,5 m de profondeur.
 - 4 sondages au Dilatosol (prototypes 3b et 3a) nommés SD1 à SD4 :
- 2 essais de pénétration au piezocône (CPTu) nommés CPTu1 et CPTu2.
- 4 essais au pénétromètre dynamique lourd (GRIZZLY) nommés GRZ1 à GRZ4.

- 1 essai au pénétromètre dynamique léger (PANDA) nommé PDA1.

Les 4 sondages au Dilatosol n'ont pas tous été descendus aux mêmes profondeurs en raison d'incidents matériels :

- Le sondage SD1 a été arrêté à 2,5 m de profondeur à cause de l'arrachement de la gaine lors de la remontée de la sonde par frottement contre les parois.
- Le sondage SD2 a aussi été arrêté à 2,5 m de profondeur à cause d'une importante fuite d'huile partiellement résolue après réparation.
- Les sondage SD3 et SD4 ont été descendus à 10,5 m de profondeur. Après l'essai à 6 m de profondeur dans le sondage SD3, une des coquilles du prototype 3b a été arrachée lors de la remontée de la sonde par frottement contre les parois. Nous avons donc été contraints de revenir à revenir à la géométrie initiale (prototype 3a) ce qui a entraîné une réduction de la course maximale de la sonde à cause de la réduction du diamètre initial de la sonde.

Même si le problème de fuite d'huile a été principalement résolu après le sondage SD2, des micro-fuites au niveau du CPV ont demeuré tout au long des essais ce qui nous a contraint à calibrer la sonde après chaque passe de manière à éviter des erreurs sur le diamètre de la sonde. Comme nous l'avons montré §I.4.3.2, cette fuite n'impacte que le calibrage du diamètre.

La foration a été effectuée par rotation avec un tricône 63,5 mm (2"1/2) -OHD- sous boue bentonitique, et par passe de 2 m de façon à limiter au maximum la décompression du sol avant essai. La distance entre les forages est de 3 m au minimum.

II.3.2.3 Caractérisation du matériau

II.3.2.3.1 Propriétés granulométriques

Du sable extrait par la carrière, correspondant aux formations rencontrées entre 2 et 6 m de profondeur, a été analysé en laboratoire (Figure II-67 et Tableau II-10). Le sable étudié correspond à un sable pur homométrique ($C_u=1,8$).

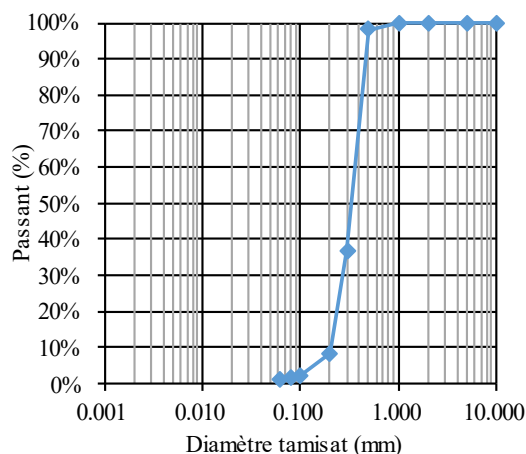


Figure II-67. Courbe granulométrique du sable de Messanges.

Tableau II-10 : Caractéristiques granulométriques du sable de Messanges.

D ₉₀ (μm)	D ₅₀ (μm)	D ₃₀ (μm)	D ₁₀ (μm)	C _u (-)	C _c (-)	γ_s (kN/m ³)	γ_{\min} (kN/m ³)	γ_{\max} (kN/m ³)	e _{min} (-)	e _{max} (-)
474	343	276	206	1,8	1,0	25,9	14,8	17,2	0,506	0,751

II.3.2.3.2 Essais triaxiaux

Des essais triaxiaux CD saturés ont été réalisés par le laboratoire de Fondasol sur des éprouvettes reconstituées par compactage à partir de sable prélevé dans la carrière et représentatifs de la formation rencontrée entre 2 et 6 m de profondeur. Le taux de saturation pouvant impacter la résistance au cisaillement, ce paramètre est contrôlé avant essai par mesure du coefficient de Skempton B. Seuls les essais ayant B > 90 % sont interprétés. Au total, 11 éprouvettes ont ainsi été reconstituées et testées à l'appareil triaxial, 3 essais ont été écartés en raison d'un coefficient B trop faible et 3 autres ayant un indice de densité après consolidation trop écarté de la moyenne. Les caractéristiques des 5 éprouvettes conservées sont rassemblées dans le Tableau II-11. Elles ont un indice de densité $I_D \in [0,53 : 0,62]$ avec en moyenne $I_D = 0,57$. Les essais ont été réalisés à une vitesse de cisaillement de 0,05 mm/min.

Tableau II-11 : Caractéristiques des éprouvettes testées.

Éprouvette	σ_3 (kPa)	e (-)	I_D (-)	B (%)
E4	45	0,62	0,54	98
E7	75	0,62	0,53	94
E8	149	0,61	0,56	94
E9	47	0,60	0,60	92
E11	143	0,60	0,62	90

Les courbes d'essais sont présentées Figure II-68. Le matériau a globalement un comportement dilatant sauf pour les éprouvettes E4 et E7 où il est partiellement contractant puis dilatant. En particulier, l'éprouvette E7 montre un comportement initial contractant plus marqué que les autres éprouvettes en raison de sa densité qui est la plus faible de tous les échantillons. Les essais présentent un adoucissement post pic plus ou moins marqué d'un essai à l'autre.

Les modules mesurés à partir des essais triaxiaux sur différentes gammes de déformation sont présentés Figure II-69. On propose une loi de type linéaire pour modéliser l'évolution du module avec la contrainte de confinement. On observe une certaine variabilité des modules à 5 et 10 % ce qui est dû aux différences de comportement post-pics observées précédemment.

Une relation plus connue est la loi de type puissance proposée par (Janbu, 1963) (Équation [II.5]). La pression de référence p_{ref} est souvent prise égale à la pression atmosphérique ($p_{\text{ref}} = 100$ kPa). La valeur n est généralement comprise entre 0,33 et 1 et est souvent prise égale à 0,5 pour les sables.

$$E = E_{ref} \left(\frac{\sigma_3}{p_{ref}} \right)^n$$

[II.5]

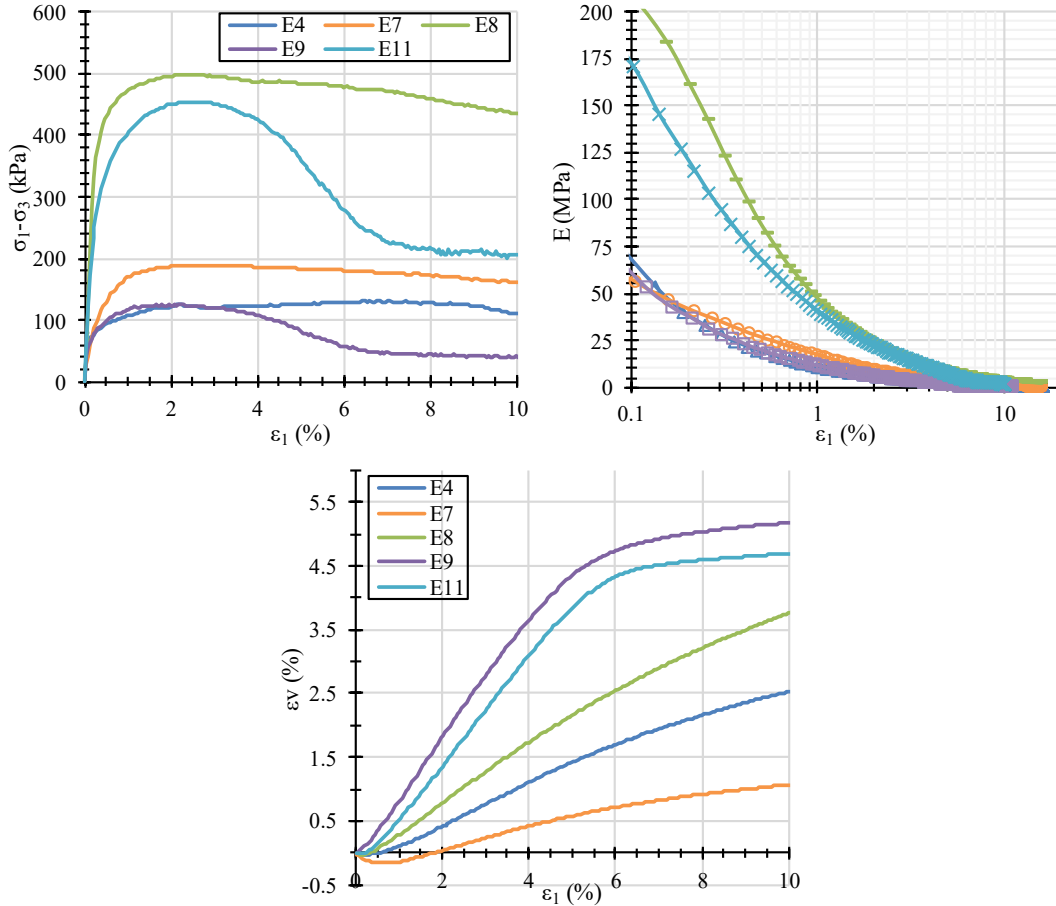


Figure II-68. Essais triaxiaux (en moyenne, $I_D=0,57$).

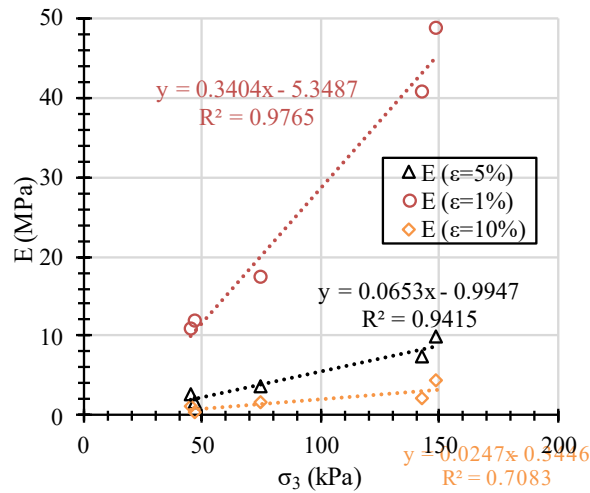


Figure II-69. Modules triaxiaux à différents niveaux de déformation. À gauche : en moyenne $I_D=0,57$. À droite en moyenne $I_D=0,75$.

Les modèles calés aux différentes gammes de déformation sont présentés Figure II-70 et les paramètres des modèles sont synthétisés dans le Tableau II-12. On obtient de meilleures corrélations avec un coefficient $n=1$ mais même pour cette valeur, les coefficients de détermination R^2 sont assez faibles.

À partir du diagramme de Lambe (Figure II-71), on détermine un angle de frottement $\varphi=40^\circ$ pour les 5 mesures à $I_D=0,57$ en moyenne.

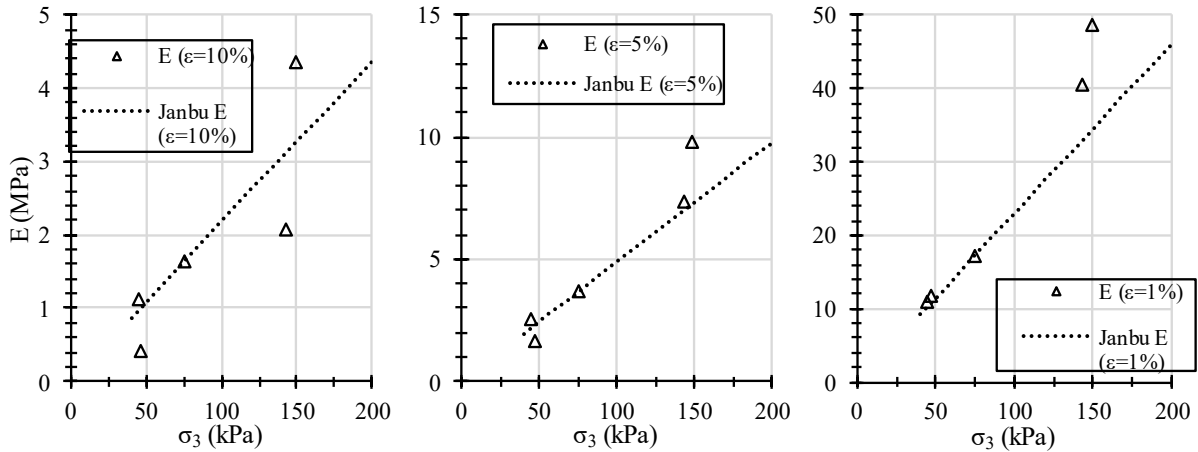


Figure II-70. Lois de Janbu calées sur les modules triaxiaux pour $I_D=0,57$ en moyenne.

Tableau II-12 : Paramètres des modèles de Janbu calés sur les essais triaxiaux.

ε (%)	E_{ref} (MPa)	p_{ref} (kPa)	n	R^2
1	17	75	1,0	0,81
5	4	75	1,0	0,68
10	2	75	1,0	0,64

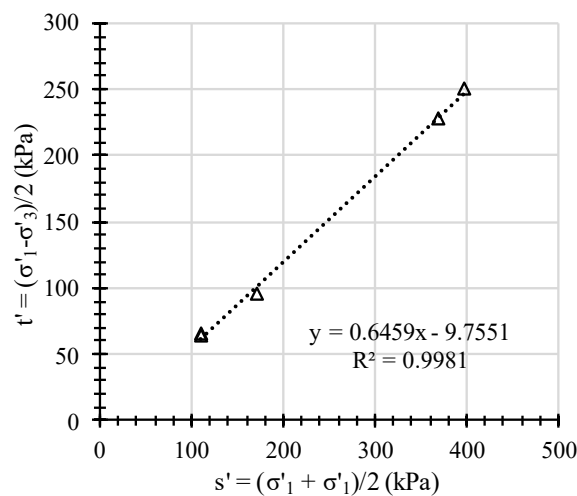


Figure II-71. Détermination de φ pour $I_D=0,57$ en moyenne - Diagramme de Lambe.

II.3.2.4 Résultats des investigations

II.3.2.4.1 Essais de référence

La Figure II-72 montre une synthèse des résultats des essais de référence en termes de paramètre de déformabilité ($E_{PMT,M}$) et de paramètres de rupture (p_{IM}^* , q_d). Une analyse détaillée des résultats est effectuée dans l'annexe E.

Les différentes investigations montrent qu'entre 0 et 1,5 m de profondeur et au-delà de 7,5 m de profondeur, il y a une forte variabilité des propriétés mécaniques de part et d'autre de la parcelle étudiée. Entre 2 et 7,5 m de profondeur les caractéristiques sont relativement homogènes, l'étude comparative entre le Dilatosol et le pressiomètre se concentrera donc sur cette couche dont les caractéristiques pressiométriques sont rassemblées dans le Tableau II-13. La valeur moyenne du module pressiométrique s'élève à 11,5 MPa (6 mesures) pour un coefficient de variation égal à 29 %. Quant à la pression limite nette, elle s'élève en moyenne à 1,27 MPa (6 mesures) pour un coefficient de variation égal à 17%.

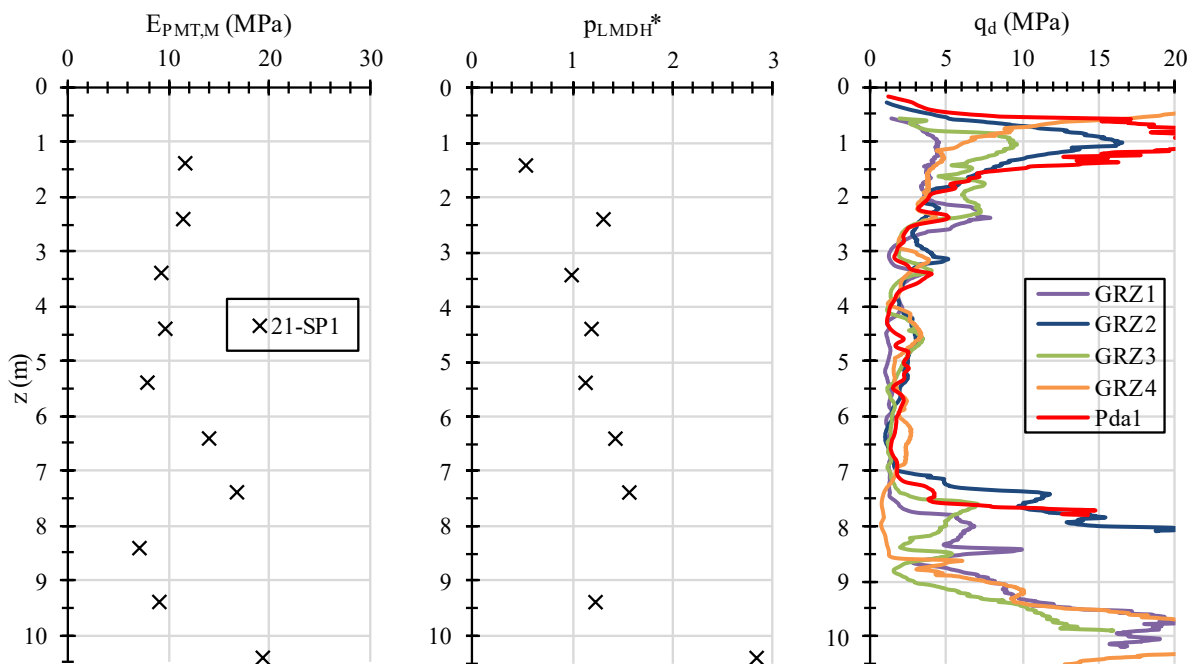


Figure II-72. Résultats des sondages de références. À gauche et au milieu : sondage pressiométriques (21-SP1). À droite : essais pénétrométriques.

Tableau II-13 : Synthèse des paramètres pressiométriques.

Profondeur (m)	Module				Pression limite nette			
	Nombre	$\mu_{PMT,E}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,E}$ (MPa)	CV (%)	Nombre	$\mu_{PMT,pl}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,pl}$ (MPa)	CV (%)
[2 : 7,5]	6	11,5	3,4	29	6	1,27	0,21	17

II.3.2.4.2 Essais au Dilatosol

Les courbes d'essais au Dilatosol sont présentées sur les Figure II-73 à Figure II-82 avec les courbes d'essai pressiométrique à même profondeur. On constate, concernant les essais au Dilatosol, une certaine variabilité de la déformation maximale du sol. C'est dû à la combinaison de plusieurs problèmes :

- La variabilité du diamètre de forage dont la tenue est particulièrement difficile dans les sables malgré l'utilisation de boue à la bentonite.
- La course réduite des vérins utilisés pour le prototype 3.
- La fuite progressive d'huile du CPV du Dilatosol au fur et à mesure des essais.

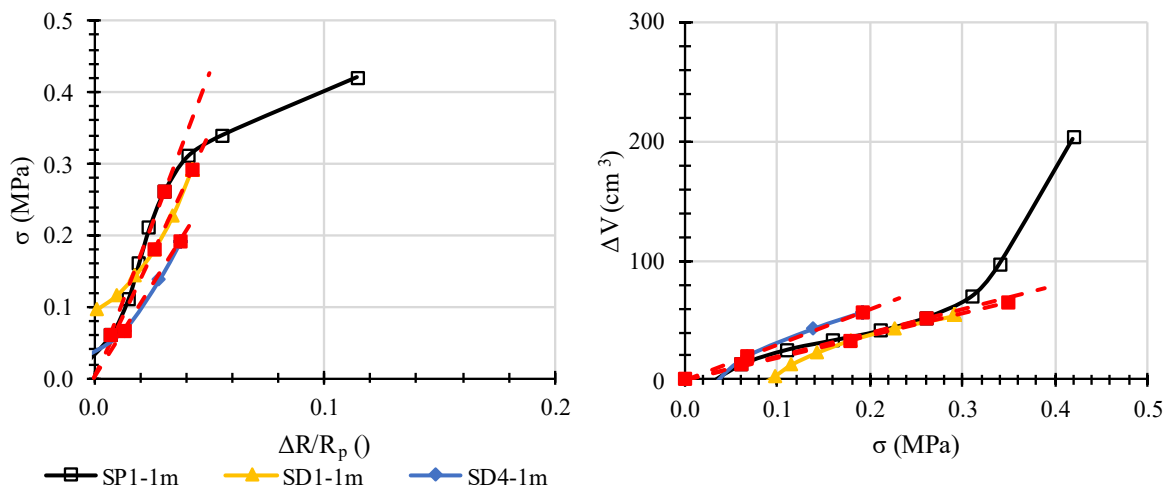


Figure II-73. Essais à 1 m de profondeur.

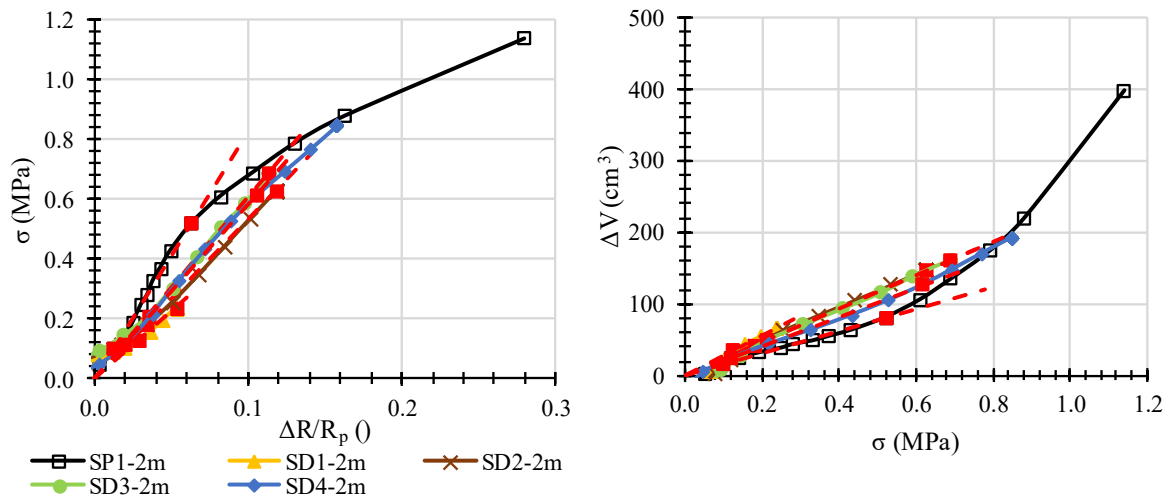


Figure II-74. Essais à 2 m de profondeur.

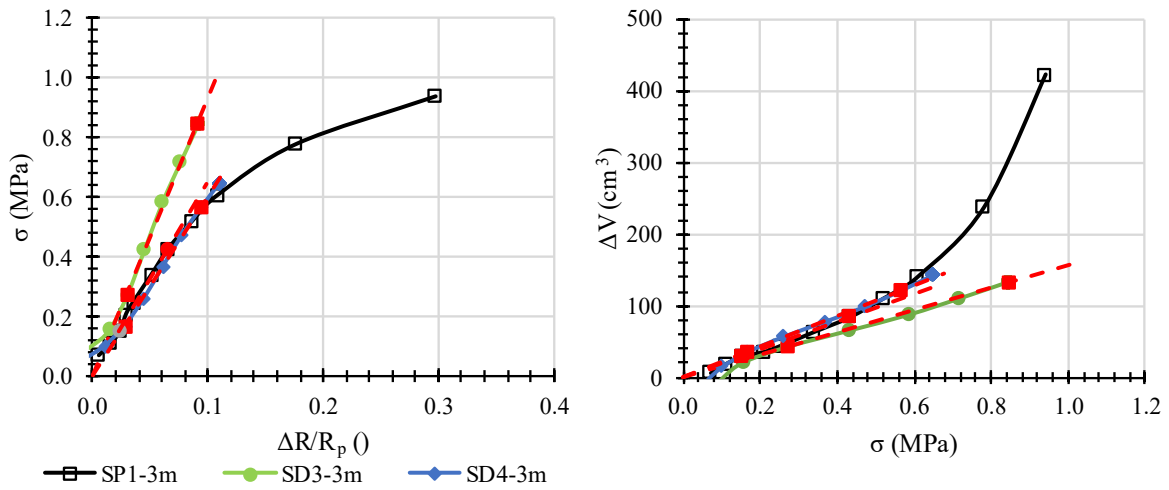


Figure II-75. Essais à 3 m de profondeur.

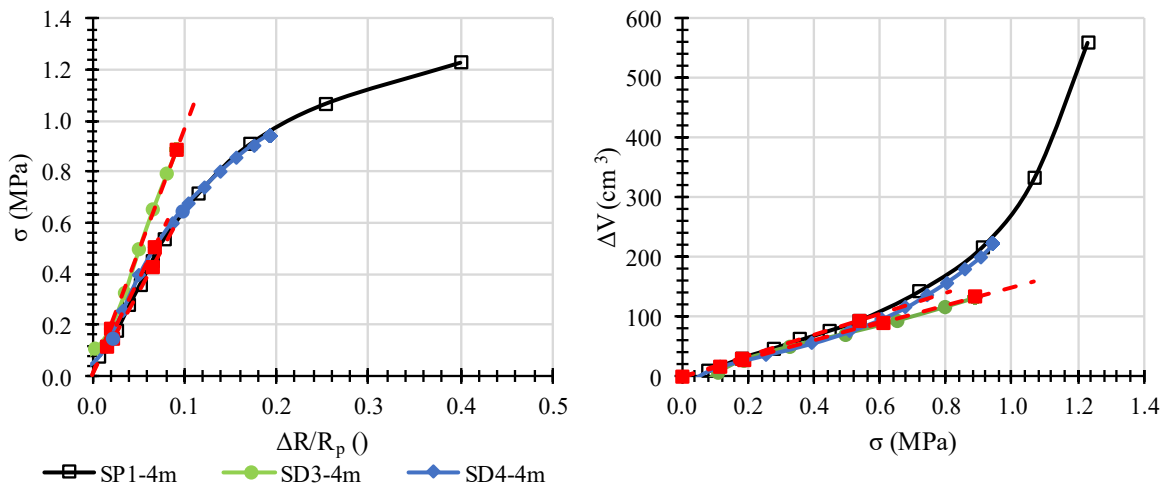


Figure II-76. Essais à 4 m de profondeur.

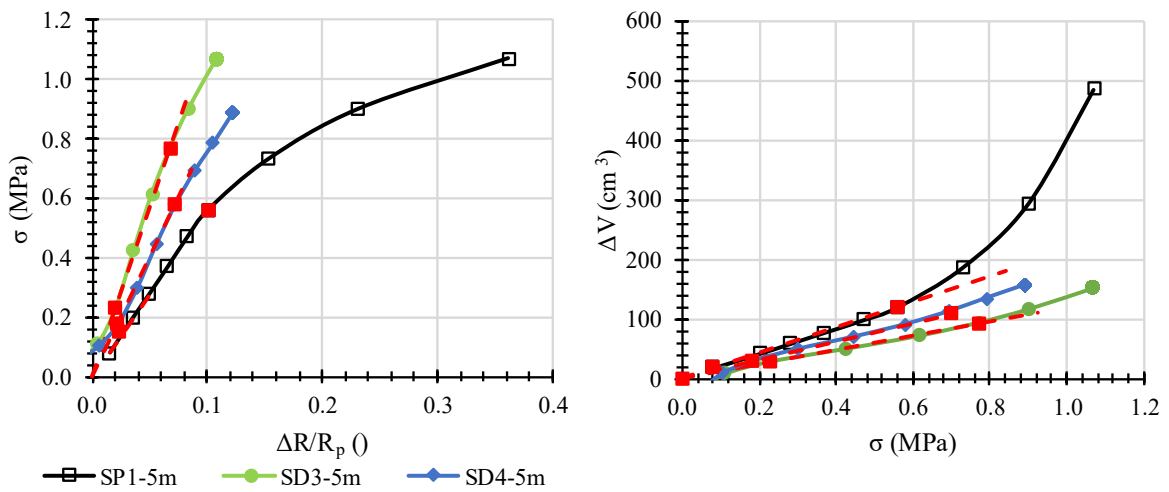


Figure II-77. Essais à 5 m de profondeur.

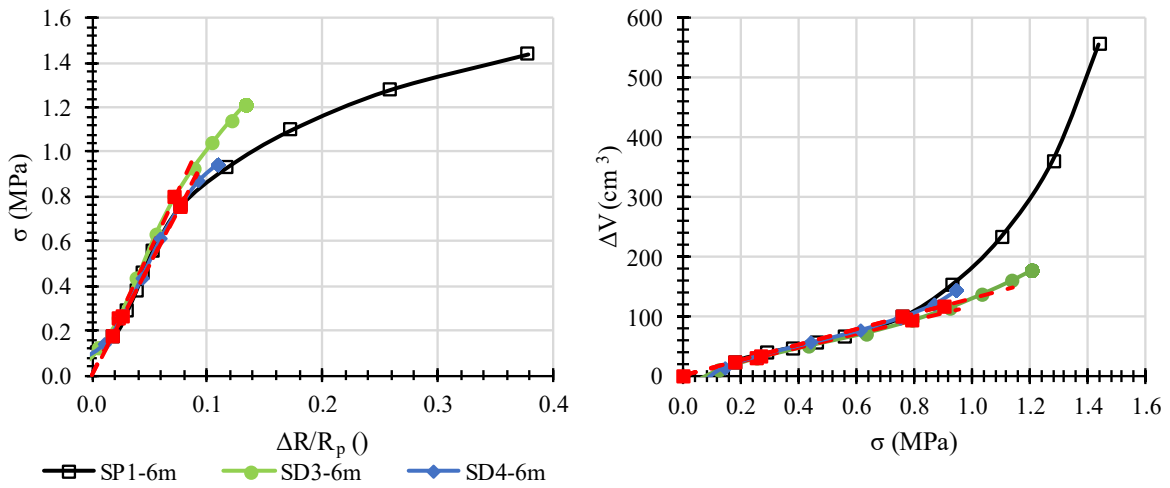


Figure II-78. Essais à 6 m de profondeur.

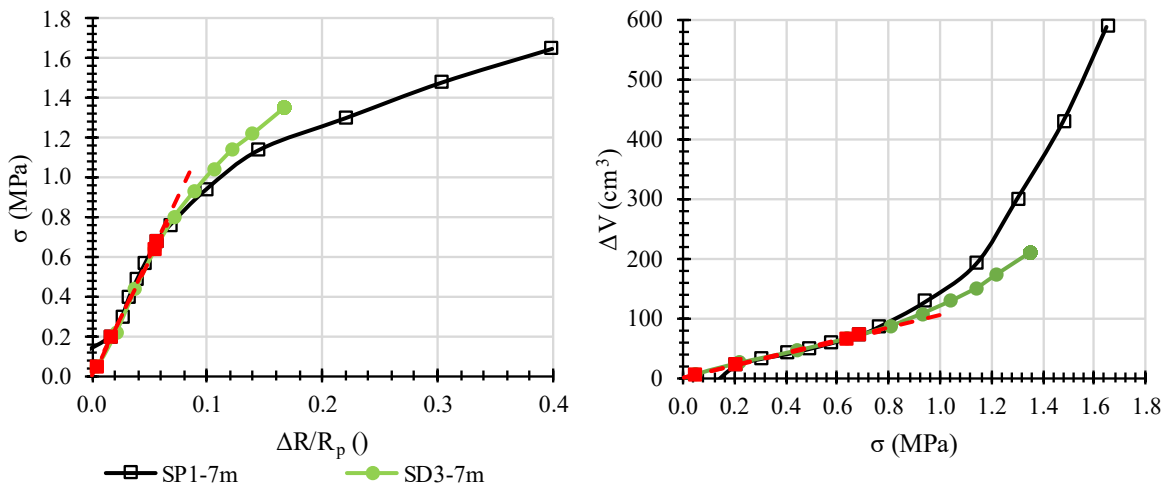


Figure II-79. Essais à 7 m de profondeur.

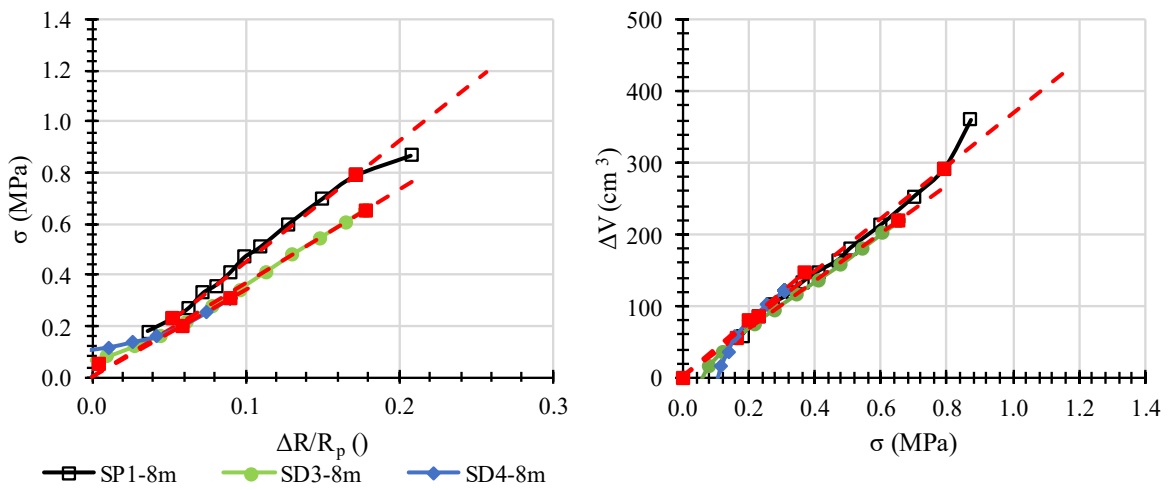


Figure II-80. Essais à 8 m de profondeur.

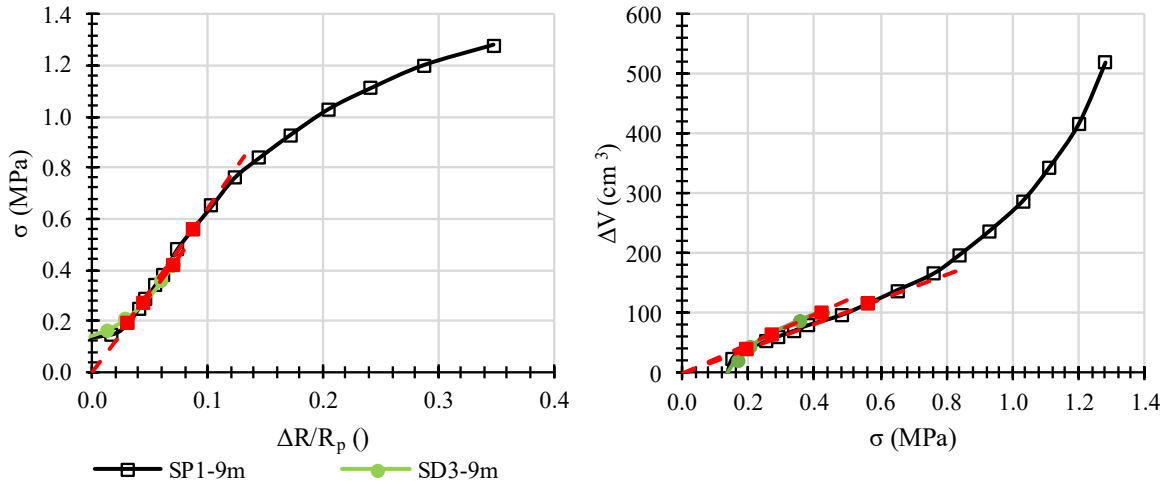


Figure II-81. Essais à 9 m de profondeur.

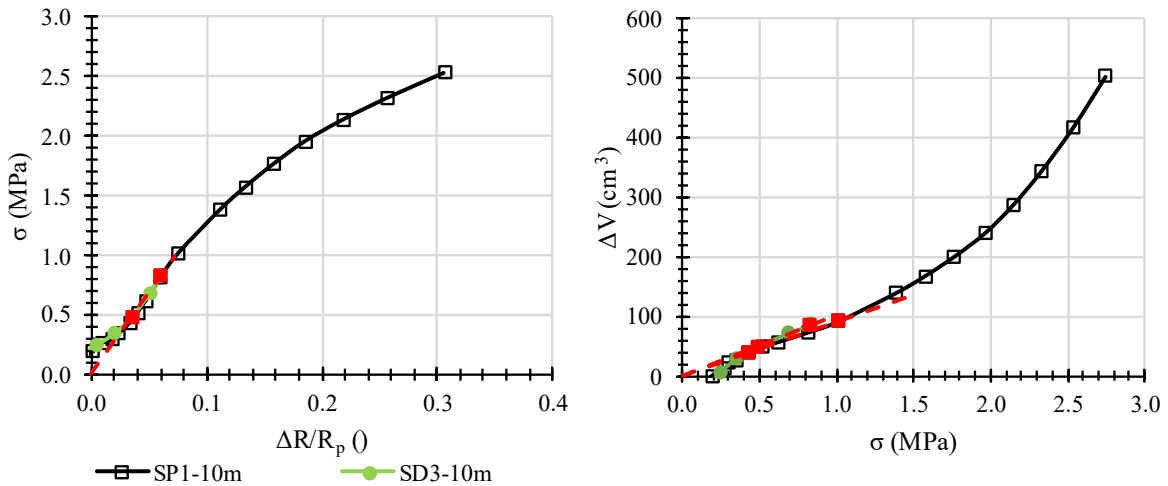


Figure II-82. Essais à 10 m de profondeur.

Ainsi, on n’observe pas systématiquement une rupture de pente qui traduirait la rupture du sol. De plus, pour des profondeurs supérieures à 6 m, la qualité du forage s’est dégradée en rencontrant une zone décomprimée, ce qui s’est traduit par un placage tardif sur l’essai à 8 m pour le sondage pressiométrique et sur plusieurs essais au Dilatosol. A ces profondeurs, beaucoup d’essais au Dilatosol n’ont donc pas pu être exploités et pour d’autres les valeurs de modules calculés sont discutables (plage pseudo-élastique réduite) et ne sont donc donnés ici qu’à titre indicatif pour apprécier l’évolution du module avec la profondeur.

II.3.2.5 Conclusion

La mise en application du prototype 3 en conditions de production s’est accompagnée de difficultés importantes :

- L’arrachement de la gaine lors de la remontée qui est due au fait que l’on a cherché à avoir un diamètre initial de sonde le plus grand possible (prototype 3b) de manière à contrebalancer en partie la course maximale insuffisante des pistons.

- La fuite progressive d'huile qui a nécessité un calibrage régulier de la mesure du diamètre.

Malgré ces difficultés, la grande majorité des essais réalisés peut être interprétée en termes de module. En particulier, les essais situés dans la zone d'intérêt, entre 3 et 7,5 m de profondeur, sont de qualité satisfaisante.

On rappelle que le prototype 4 qui a été développé par la suite à une course maximale bien plus importante permettant d'éviter une courbe comme celle obtenue sur les Figure II-81 et Figure II-82. Il possède aussi un diamètre initial plus réduit que le prototype 3b permettant d'éviter tout arrachement lors de la remontée de l'appareil.

II.3.3 Argile limoneuse hors nappe (Avignon)

II.3.3.1 Contexte géotechnique

Le terrain étudié est un champ plat situé au sud-est de la commune d'Avignon (84) (Figure II-83). D'après la carte géologique, on se situe dans les alluvions fluviales modernes du Rhône et de la Durance (FzR). Ce terrain a fait l'objet en 2019 d'une étude géotechnique G1 par Fondasol. Les investigations réalisées ont consisté en des sondages au pénétromètre statodynamique (PSD) doublés avec des sondages de reconnaissance à la pelle mécanique (PM). Des sondages supplémentaires ont été réalisés en avril 2021 dans le cadre d'une mission G2 avec trois forages destructifs descendus jusqu'à 11 m de profondeur dans lesquels des essais pressiométriques ont été réalisés tous les mètres. Les principaux résultats de ces deux études sont présentés dans l'Annexe D.



Figure II-83. Plan de localisation et carte géologique (Châteaurenard 1/50000).

Ces sondages ont permis de mettre en évidence la présence de deux couches (Tableau II-14) :

- Des limons argilo-sableux compacts jusqu'à une profondeur variant fortement selon la localisation du sondage. Ces limons présentaient une faible teneur en eau au moment des reconnaissances.
- En dessous, des graviers et galets à matrice sableuse ou limoneuse très compacts. Des horizons décomprimés ont été détectés sur un sondage.

Tableau II-14 : Contexte géotechnique.

Couche n°	Lithologie	z_{base} (m)	$E_{PMT,M}$ (MPa)	p_{IM}^* (MPa)	q_c ou q_d (MPa)
1	Limon argileux	[1,0 : 2,7]	~20	[1 : 4]	$q_c \in [2 : 11]$
2	Graves caillouto-sableuses	>10	[50 :200]	> 5	$q_d \in [15 :50]$

Par la suite, plusieurs campagnes ont été réalisées dans le cadre de ce projet de recherche. Les sols visés sont les limons argilo-sableux reposant sur la couche graveleuse. Les investigations ont été réalisées dans les environs de PSD2 où la couche de limon est la plus épaisse (afin de réaliser un maximum d'essais par forage) et la moins raide (pour faciliter la foration).

II.3.3.2 Descriptif des investigations

Au total, 4 campagnes ont été mises en œuvre entre août 2021 et juin 2022 (Tableau II-15). La 1^{ère} et la 2^{ème} campagne ont permis de comparer le prototype 3b à des essais pressiométriques. Cette étude a été réitérée avec le prototype 4 lors de la 4^{ème} campagne. Des essais au pénétromètre dynamique léger à énergie variable Panda (pdl) sont réalisés systématiquement autour de la zone étudiée afin de caractériser l'homogénéité du site. 5 essais au piézocône (CPTu) ont aussi été menés lors de cette dernière campagne avec un pénétromètre Pagani. Trois essais de chargement de fondation (FOND) ont été réalisés par le laboratoire Sols, Roches et Ouvrages (SRO) de l'Université Gustave Eiffel dans le cadre d'un projet de recherche distinct.

Les forages destructifs sont réalisés à la tarière manuelle jusqu'au refus. Chaque essai d'expansion est réalisé immédiatement après l'atteinte de la profondeur souhaité. Lors de la campagne 3, des essais au scissomètre de poche (SC) ont été réalisés en fond de trou régulièrement en cours de forage. Le plan d'implantation des sondages est fourni en annexe.

Tableau II-15 : Programme d'essais, Avignon (84).

Campagne n°	Zone n°	Date	Nombre d'essais				Nombre de sondages		
			DFT prototype 3b	DFT prototype 4	PMT	FOND	pdl	SC	CPTu
1	1	08/2021	6	-	3	-	-	-	-
2	1	09/2021	6	-	5	-	6	-	-
3	2	01/2022	-	-	12	-	6	4	-
4	3	06/2022	-	16	17	3	7	-	5

II.3.3.3 Essais d'identification

Lors des deux premières campagnes, des échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs de forage sur lesquels des essais d'identification en laboratoire ont été menés (granulométrie/sédimentométrie, teneur en eau, limites de consistance de l'argile).

Les résultats de ces essais sont rassemblés dans le Tableau II-16. Il en ressort que le sol étudié correspond à un limon argileux peu plastique. L'échantillon prélevé à 1,1 m de profondeur dans SD4 est plus riche en fraction argileuse que les autres et a un indice de plasticité plus élevé.

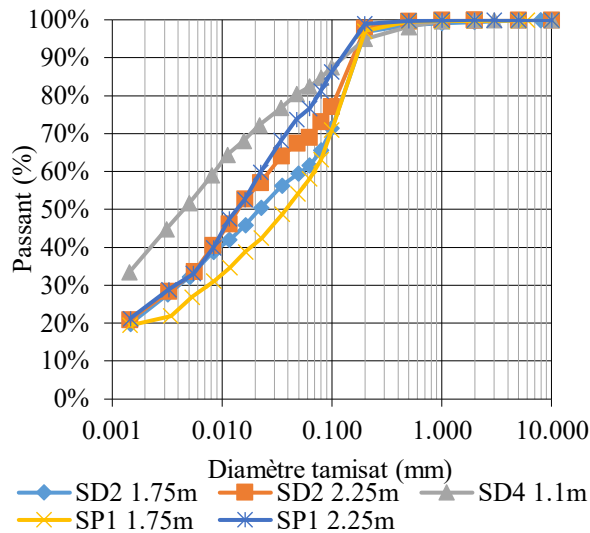


Figure II-84. Courbes granulométriques.

Tableau II-16 : Résultats des essais d'identification.

Sondage	z (m)	W _n (%)	W _L (%)	I _p (%)	I _c (-)	VBS (-)	D _{max} (mm)	Passant à 1,5 μm (%)	D ₃₀ (μm)	D ₆₀ (μm)	D ₉₀ (μm)
SP1	1,75	17	25	7	1,1	1,48	6	19	8	69	173
SP1	2,25	25	30	9	0,6	1,86	3	21	4	23	129
SD2	1,75	18	27	9	1,0	1,31	8	20	4	53	173
SD2	2,25	25	27	7	0,3	1,32	2	21	4	28	163
SD4	1,1	17	45	21	1,3	2,63	3	33	-	9	134

II.3.3.4 Résultats des investigations

II.3.3.4.1 Essais de référence

Une analyse détaillée des investigations de référence est présentée en annexe. Il en ressort une forte variabilité latérale des paramètres de rupture (q_d , p_{1M}) et une relative homogénéité des modules pressiométriques sauf vers 1,4 m de profondeur.

Parmi les essais pressiométriques certains ont été réalisés selon la procédure Ménard classique par paliers de pression d'une minute et d'autres à vitesse d'expansion constante. Cette différence de procédure n'a pas d'influence sur les paramètres pressiométriques issus des essais comme on peut le voir sur les figures Figure II-85 et Figure II-86. On peut donc comparer les essais pressiométriques et les essais au Dilatosol sans craindre que la différence de mode de pilotage n'ait d'influence sur les résultats.

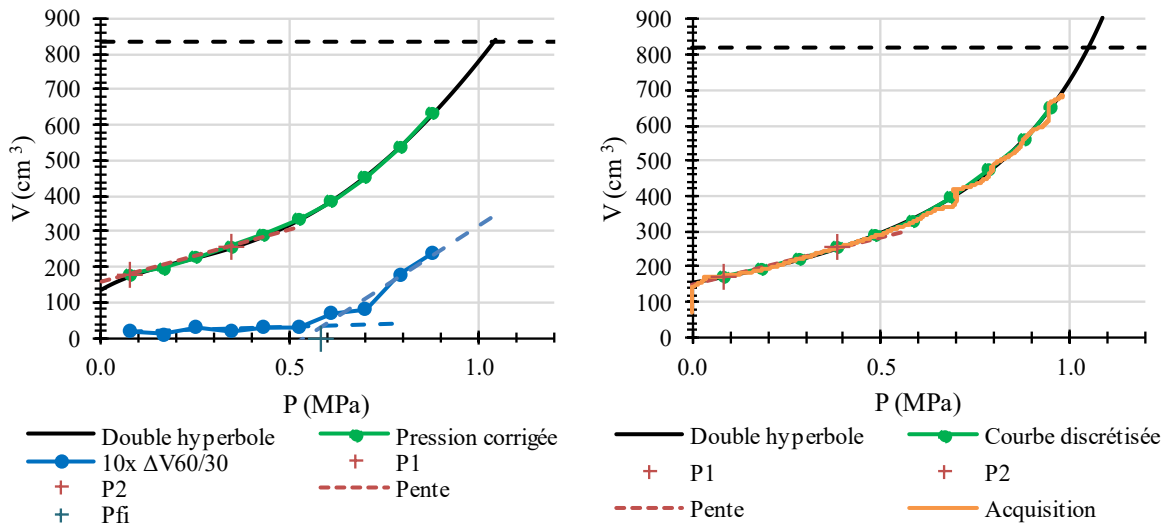


Figure II-85. Deux essais pressiométriques typiques issus de la 4^e campagne à $z=0,9$ m piloté en palier de pression (à gauche) ou à vitesse d'expansion constante (à droite).

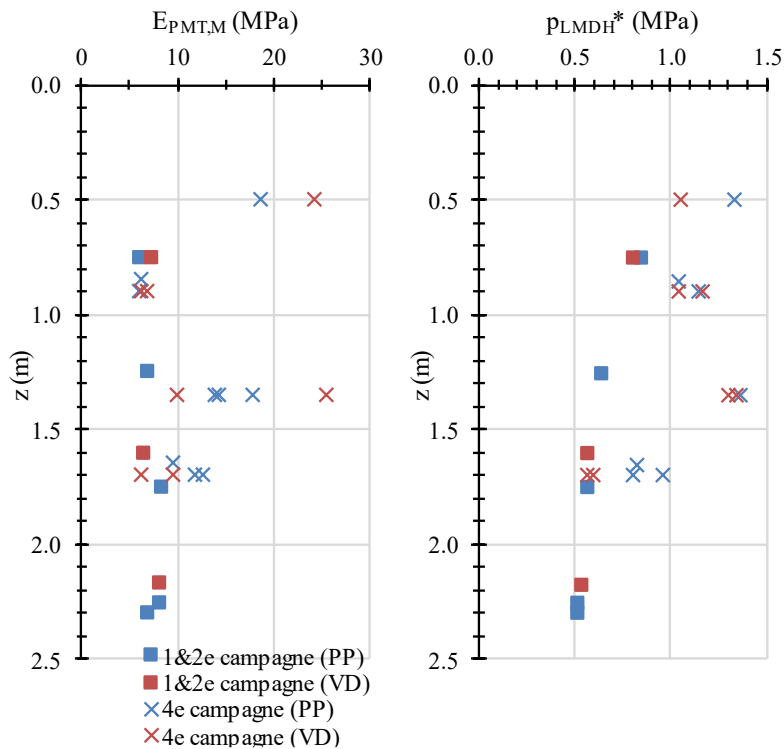


Figure II-86. Influence du mode de pilotage sur les paramètres pressiométriques. PP= paliers de pression, VD= vitesse de déplacement.

En considérant tous les sondages indépendamment de la campagne et de la profondeur des essais, la valeur moyenne du module pressiométrique s'élève à 10,4 MPa (36 mesures) pour un coefficient de variation de 48 % et la pression limite à 0,80 MPa (33 mesures) pour un coefficient de variation de 36 % (Tableau II-17).

Tableau II-17 : Caractéristiques pressiométriques moyennes.

Module				Pression limite nette			
Nombre	$\mu_{PMT,E}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,E}$ (MPa)	CV (%)	Nombre	$\mu_{PMT,pl}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,pl}$ (MPa)	CV (%)
36	10,4	5,0	48	33	0,80	0,29	36

Une approche plus adaptée est de considérer un modèle à 3 couches avec la 1^{ère} et la 3^{ème} couche partageant les mêmes propriétés mécaniques. La 2^{ème} couche est située entre 1,3 et 1,5 m de profondeur et caractérise l'horizon plus compact détecté. Le coefficient de variation est ainsi plus faible (Tableau II-18).

Tableau II-18 : Modèle géotechnique tri-couches (pressiomètre).

Couche n°	Module				Pression limite nette			
	Nombre	$\mu_{PMT,E}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,E}$ (MPa)	CV (%)	Nombre	$\mu_{PMT,pl}$ (MPa)	$\sigma_{PMT,pl}$ (MPa)	CV (%)
1 et 3	26	8,0	2,2	27	26	0,71	0,22	31
2	8	15,3	4,7	31	5	1,12	0,27	24

II.3.3.4.2 Essais au Dilatosol

Les courbes d'essais issues des campagnes 1 et 2 (zone 1) avec le prototype 3b sont présentées Figure II-87 à Figure II-89 en comparaison avec des essais pressiométriques réalisés à profondeur équivalente. Après une phase de mise en contact, les courbes d'essais au Dilatosol sont globalement linéaires, une rupture de vitesse de déformation n'est pas observée. On a globalement une bonne répétabilité des mesures.

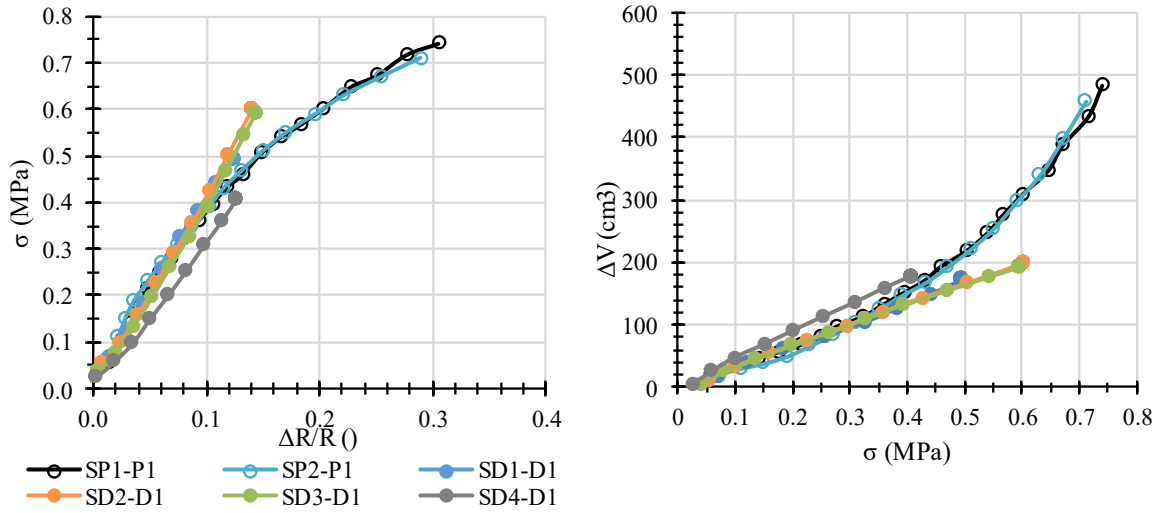


Figure II-87. Avignon – 1^{ère} et 2^{ème} campagne – Essais vers $z=1$ m.

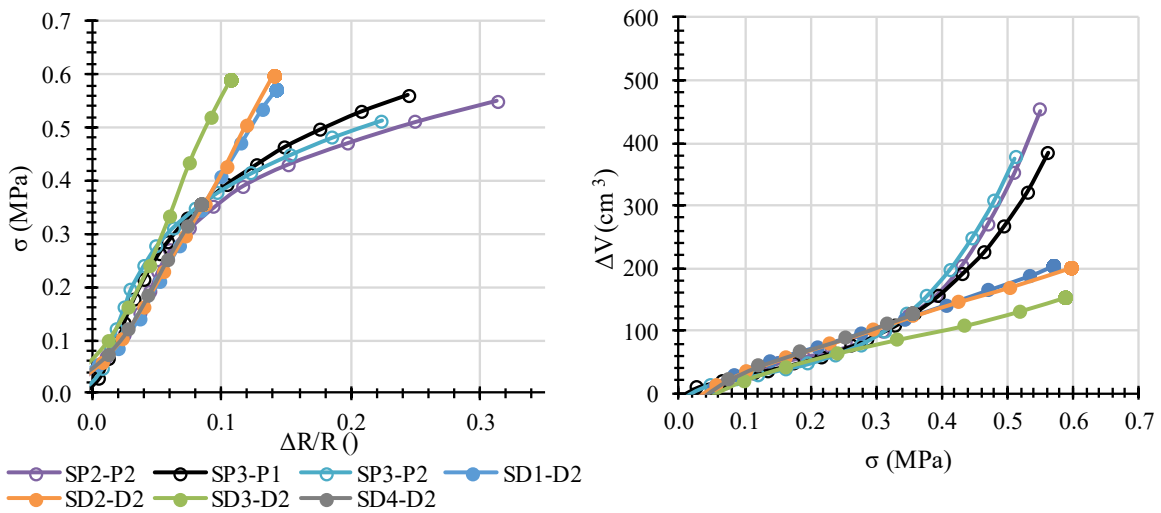


Figure II-88. Avignon – 1^{ère} et 2^{ème} campagne – Essais vers $z=1,8$ m.

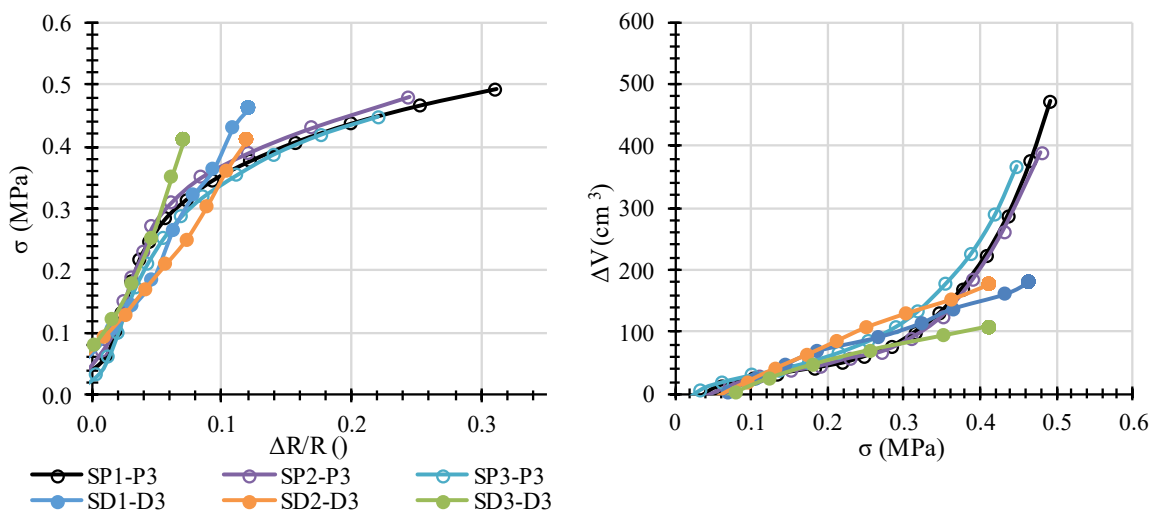


Figure II-89. Avignon – 1^{ère} et 2^{ème} campagne – Essais vers $z=2,25$ m.

Les courbes d'essais issues de la campagne 4 (zone 3) sont représentées sur les Figure II-90 à Figure II-92. Par soucis de lisibilité, les sondages SD8 et SD10 donnant des valeurs considérablement plus faibles ne sont pas représentés. On suppose en effet qu'au niveau de ces deux sondages, on s'est rapproché de la zone 1 caractérisée par des caractéristiques mécaniques plus faibles et homogènes.

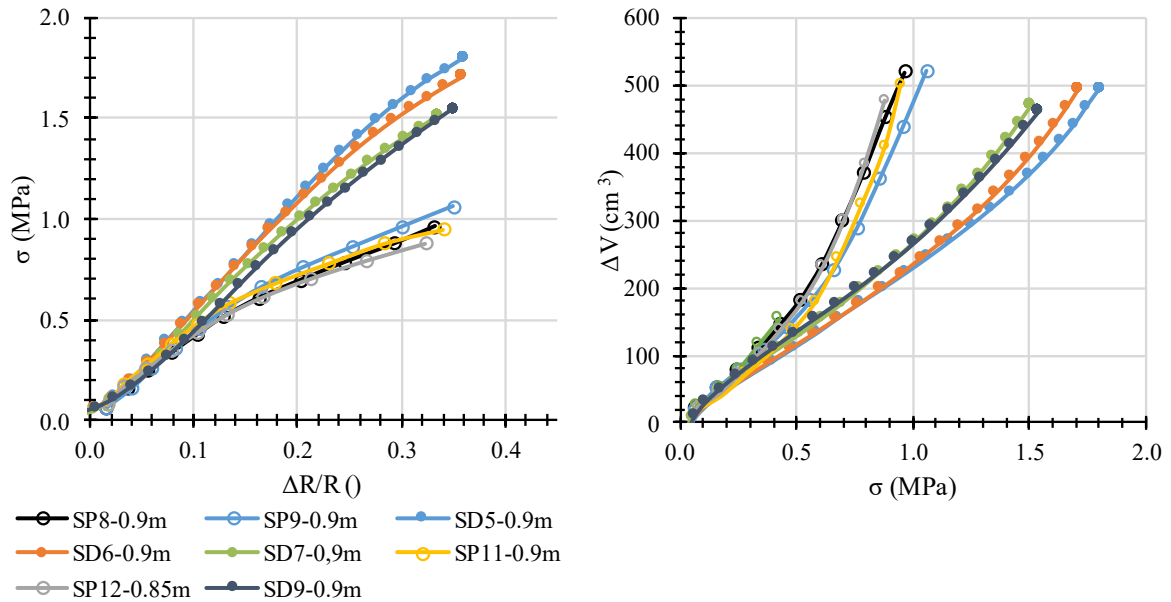


Figure II-90. Avignon – 4^{ème} campagne – Essais vers $z=0,9$ m.

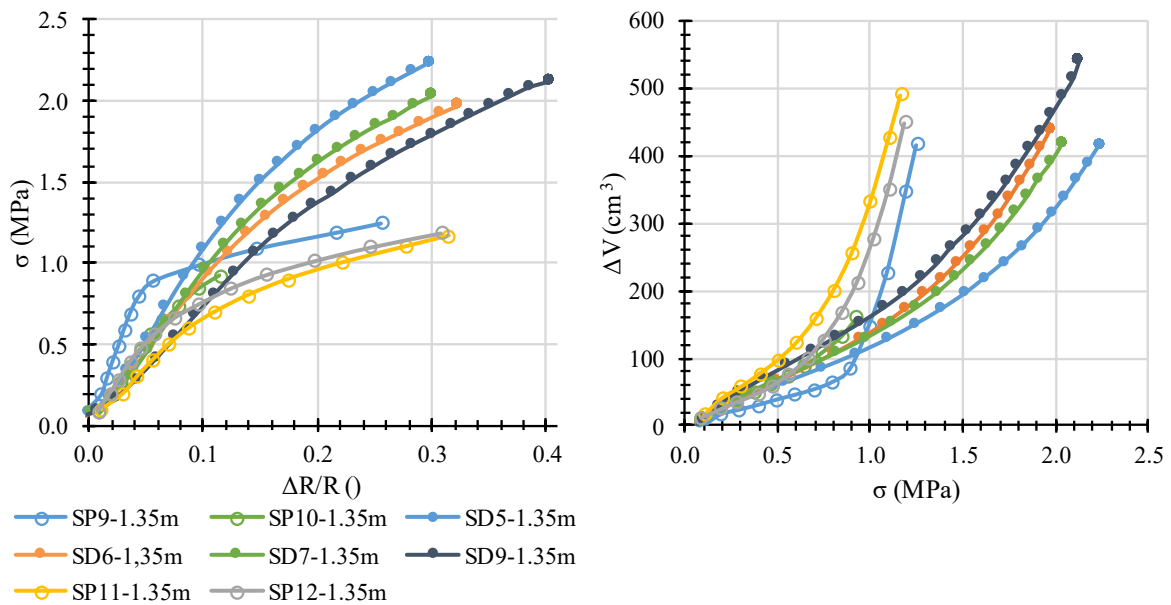


Figure II-91. Avignon – 4^{ème} campagne – Essais vers $z=1,35$ m.

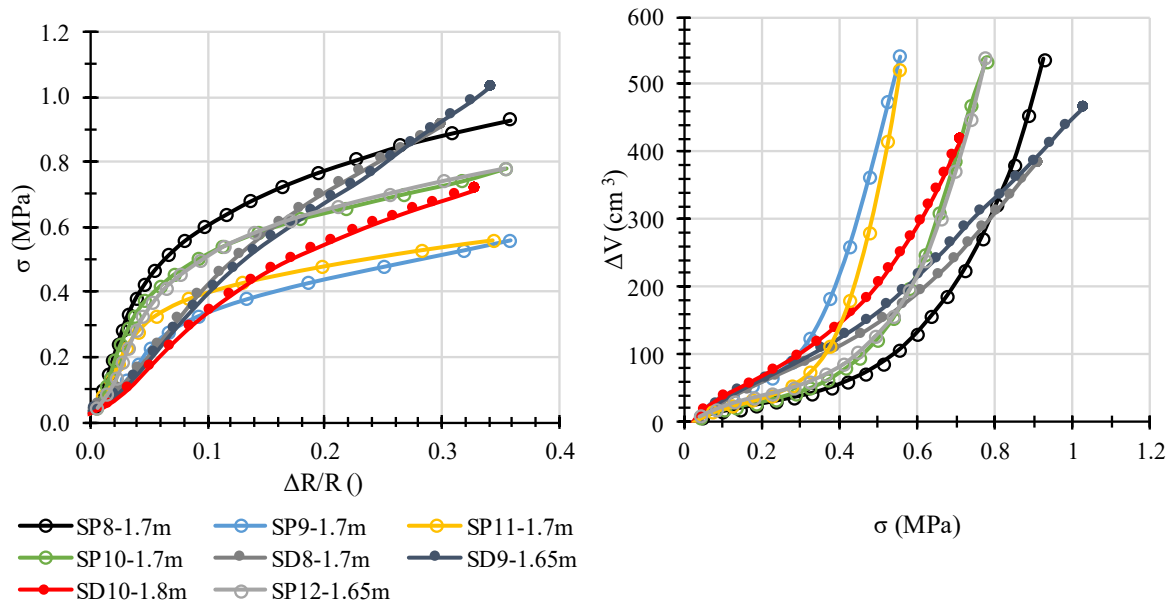


Figure II-92. Avignon – 4^{ème} campagne – Essais vers $z=1,7$ m.

On constate que le prototype 4 est capable d'appliquer un même taux de déformation de la paroi du forage que le pressiomètre. Vers $z=0,9$ m, il y a une bonne répétabilité des courbes d'essais. À cette profondeur, les courbes au pressiomètre et au Dilatosol ont une allure comparable avec une rupture du sol très progressive caractéristique de l'état du sol à cette faible profondeur très marqué par l'épisode de forte sécheresse (pas de pluviométrie pendant plusieurs mois) : en effet, cette sécheresse se traduit par une forte fissuration du sol qui rompt très progressivement.

Vers $z=1,35$ m, la rupture du sol est observée de manière plus franche tant pour le pressiomètre que pour le Dilatosol, le sol étant moins sensible à cette profondeur aux conditions de surface. On observe cependant une grande variabilité dans les courbes pour les deux sondes mettant en évidence des hétérogénéités spatiales de part et d'autre de la parcelle étudiée.

Enfin vers $1,7$ m, la phase de rupture est encore plus nette pour les deux types d'essais. On observe cependant une variabilité des résultats encore plus importante qu'aux autres profondeurs, et ce pour les deux types d'essais. Cette profondeur n'est pourtant pas caractérisée par des difficultés particulières de forages. Pour le Dilatosol, on a une bonne répétabilité au niveau de la phase linéaire.

II.3.3.5 Conclusion

Sur ce site, caractérisé par un limon argilo-sableux hors nappe, nous avons été en mesure de tester avec succès les prototypes 3b et 4 en forage. Les résultats montrent que le prototype 4 est capable d'appliquer un déplacement de la paroi du forage équivalent à celui exercée par une sonde pressiométrique. Cela nous permet de comparer les deux types d'essais sur l'ensemble de la courbe contrainte-déformation.

La combinaison de deux facteurs a été source d'une importante variabilité des mesures : d'une part la variation de l'état de dessiccation a impacté le comportement mécanique du matériau (normalement consolidé à surconsolidé, les différentes campagnes ayant été réalisées à des périodes espacées), et d'autre part les fortes hétérogénéités latérales des propriétés mécaniques.

Néanmoins, les courbes obtenues confirment nos observations réalisées sur les autres matériaux : alors que les deux essais partagent une première partie de courbe linéaire comparable, le Dilatosol affiche une partie linéaire plus étendue et une rupture du sol caractérisée par une rupture de pente très progressive.

II.4 Conclusion

La mise en place d'une chambre d'essais et d'une méthode répétable de mise en place d'un sol sableux homogène a permis de comparer quatre générations successives de prototypes Dilatosol. Tous les prototypes testés ont ainsi permis d'accéder à une courbe contrainte-déplacement du sol, relativement comparable, et ce malgré des différences importantes entre les prototypes et notamment au niveau de la surface de chargement.

Le prototype 3 est le premier prototype ayant été testé en forage sur sites réels. L'outil a ainsi été utilisé avec succès sur trois différents sites malgré quelques soucis d'appareillage : fuites d'huile, frottements des pistons en particulier vers leur fin de course ainsi que l'arrachement de la gaine et d'une coquille lors de la remontée de la sonde. La majorité des courbes d'essais obtenues est de bonne qualité malgré des résultats variables dus à l'hétérogénéité naturelle des terrains. Cependant, la faible course des vérins de ce prototype limite son intérêt et a conduit au développement du prototype 4. Celui-ci est capable d'atteindre une course comparable à celle du pressiomètre.

L'analyse de l'ensemble des essais a montré qu'une courbe de chargement au Dilatosol pouvait globalement se diviser en trois phases :

- Phase I : mise en contact des coquilles contre la paroi du forage et refoulement du terrain jusqu'à son état initial.
- Phase II : le déplacement relatif des coquilles est directement proportionnel à la contrainte appliquée : phase pseudo élastique.
- Phase III : la rupture de pente est associée à la rupture progressive du sol.

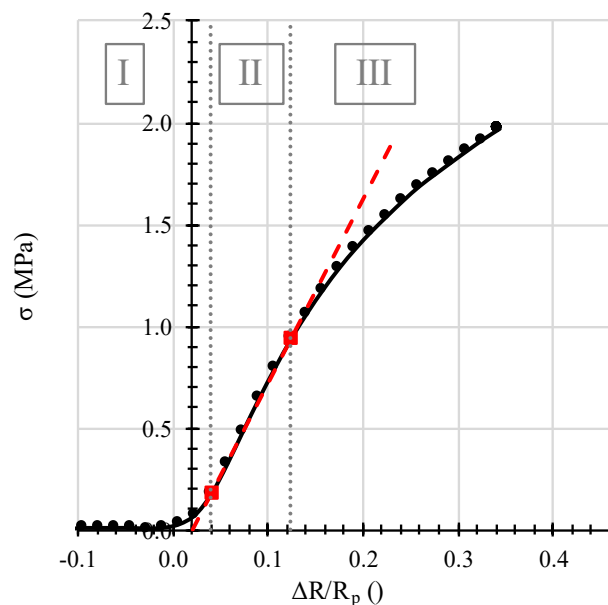


Figure II-93. Différentes phases d'une courbe de chargement au Dilatosol.

Nous avons montré que le Dilatosol pouvait être utilisé de manière fiable pour obtenir une courbe de chargement des sols. Il convient maintenant de proposer une interprétation des courbes d'essai afin d'accéder à des paramètres mécaniques des sols. On aimerait, en particulier, extraire de la phase II un paramètre de type module de déformation, et de la phase III un paramètre de type contrainte limite.

En comparant les courbes d'essai au Dilatosol avec l'essai d'expansion de référence, l'essai pressiométrique, on constate qu'ils partagent tous deux des similitudes notamment sur les phases I et II. En revanche, ils se distinguent au niveau de la dernière phase, où la rupture du sol par chargement unidirectionnel arrive plus tardivement et semble être bien plus progressive avec une contrainte qui ne cesse d'augmenter. On rappelle que ce type de rupture a déjà été mis en évidence sur des essais in situ de poinçonnement au PENLAT pour certains sols (cf. §I.2.1, les courbes d'essais sur le sable de St Jean de la Croix et l'argile de Poigny). On peut alors se demander quel critère est-il pertinent de choisir pour la détermination d'un paramètre qui servira à déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle.

CHAPITRE III: DEFINITION DES PARAMETRES EXTRAITS DE L'ESSAI DE CHARGEMENT UNIDIRECTIONNEL EN FORAGE

Les différences observées entre les courbes issues des deux essais d'expansion sont à mettre en parallèle avec la géométrie de chargement : l'essai pressiométrique correspond en effet à un chargement souple en théorie parfaitement cylindrique alors que l'essai au Dilatosol est un essai de chargement unidirectionnel rigide avec deux coquilles qui poinçonnent la paroi du forage à vitesse constante (Figure III-1).

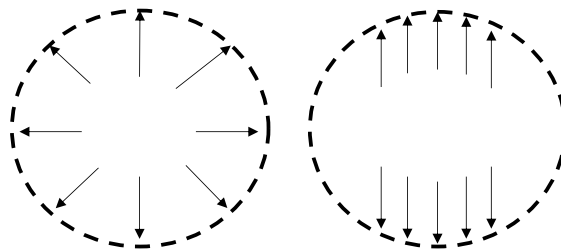


Figure III-1. Comparaison de deux essais de chargement en forage. À gauche : chargement cylindrique. À droite : chargement unidirectionnel.

Il est alors nécessaire de s'appuyer sur de nouvelles théories afin d'exploiter une courbe de chargement au Dilatosol. Dans ce chapitre, nous commençons par présenter quelques généralités sur la rhéologie des sols nécessaires à la compréhension des développements suivants. Nous présentons ensuite les différentes théories issues d'analyses élastiques permettant de calculer un paramètre de type module pseudo-élastique. Enfin, nous présentons différentes approches donnant accès à une contrainte limite à partir de la courbe de chargement.

III.1 Généralités sur la rhéologie des sols

Une loi de comportement définit la relation entre la contrainte σ exercée sur un matériau et les déformations ε en résultant. Les différents paramètres servant à caler la loi de comportement d'un sol sont dérivés des courbes de chargement (σ, ε) (Figure III-2). Le module de déformation, défini comme le rapport de la contrainte σ sur la déformation ε , est un de ces paramètres. Le module est dit sécant lorsque la pente est calculée à partir de l'origine jusqu'au point étudié, et tangent lorsque la pente est calculée au voisinage direct du point étudié.

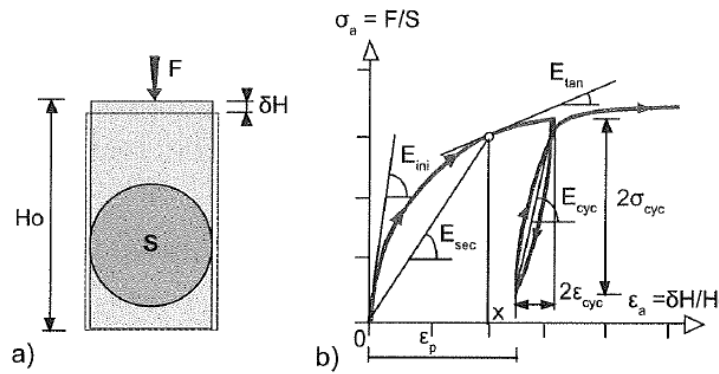


Figure III-2. Les différents modules de déformation extraits d'un chargement uniaxial (cas de l'essai de compression simple), modifié d'après (Reiffsteck, 2002).

Le module de déformation des sols dépend de la gamme de déformation et de contrainte sur laquelle il est calculé (Figure III-3). Ce module est ainsi maximal pour de très petites déformations ($\epsilon < 10^{-5}$), caractérisant un comportement élastique-linéaire du sol : les déformations sont alors directement proportionnelles à la contrainte appliquée et sont entièrement réversibles. Le comportement d'un sol peut alors être entièrement défini par le couple de paramètre (E, ν). Pour des contraintes et des déformations plus élevées, ce module décroît caractérisant l'apparition de déformations plastiques irréversibles. Les ouvrages géotechniques sollicitent les sols à des niveaux de contraintes tels que les déformations subies sont majoritairement plastiques. Par ailleurs, les modules déterminés à partir d'essais in situ (essai d'expansion en forage) ou en laboratoire (essais œdométriques, essais triaxiaux) sont associés à des niveaux de déformations bien supérieurs à ceux en œuvre autour d'un ouvrage géotechnique (fondation, tunnel, etc.).

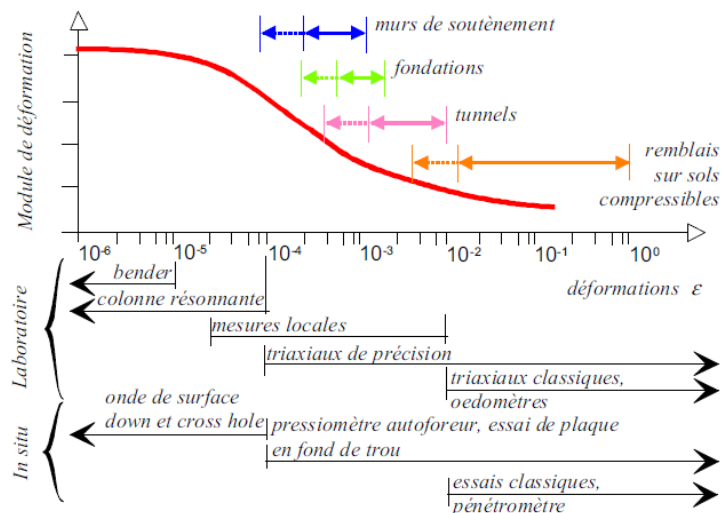


Figure III-3. Évolution du module selon la gamme de déformation considérée, d'après (Reiffsteck, 2002).

Les lois élasto-plastiques sont des lois de comportement plus à même de modéliser le comportement réel du sol lié à la prépondérance des déformations plastiques sur les déformations élastiques. La manière la plus simple de prendre en compte cette plasticité est d'associer un critère de rupture au modèle élastique dont le plus connu est le critère de Mohr-Coulomb : en deçà d'une certaine contrainte, les déformations sont totalement élastiques

linéaires ; au-delà, des déformations plastiques s'additionnent, théoriquement infinies tant que la contrainte appliquée est maintenue (Figure III-4 en considérant par souci de simplicité les conditions d'un essai triaxial dans l'espace des contraintes principales). Cette contrainte limite dépend de deux paramètres, la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ . Un autre paramètre, l'angle de dilatance ψ donne la quantité de déformation plastique volumique et permet ainsi de modéliser le comportement dilatant caractéristique des matériaux granulaires.

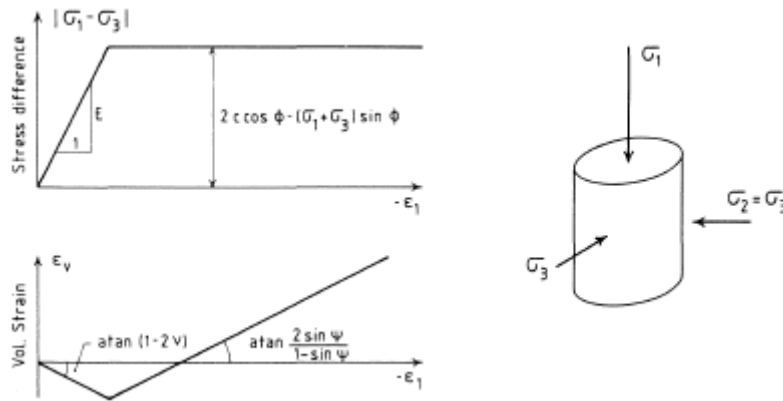


Figure III-4. Détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb à partir d'un essai triaxial, d'après (Vermeer and De Borst, 1984).

Une loi élastique parfaitement plastique comprend ainsi 5 paramètres : E , ν , c , ϕ , ψ . Ces 5 paramètres permettent de définir la surface de charge (caractérisant l'ensemble des états de contraintes amenant à la plastification du matériau), le potentiel plastique (caractérisant la quantité de déformations plastiques) et l'écroûissage (caractérisant l'évolution de la surface de charge avec la contrainte). Le principal avantage de cette loi réside dans sa simplicité avec une quantité de paramètres réduite. C'est un modèle adapté aux sols pulvérulents ou aux sols cohérents à long terme (travail en contraintes effectives). Ce modèle s'applique relativement bien aux sols sous sollicitation monotone (Mestat, 1993). Dans d'autres situations, il peut cependant s'avérer limité. En effet, il ne considère qu'un seul module indépendamment de la manière dont est sollicité le sol alors qu'il serait plus judicieux de définir différents modules selon le mécanisme en œuvre (déviatorique, volumique) et distinguant le chargement d'un déchargement. De plus, il est supposé ne pas dépendre du niveau de contrainte.

Le « Hardening Soil Model » (HSM) est un exemple de modèle à double mécanisme de plastification implémenté dans le logiciel PLAXIS développé par Bentley (Schanz et al., 1999). Ce modèle est fondé sur une approximation hyperbolique des courbes contraintes-déformation obtenues dans un essai de compression triaxial drainé (Duncan and Chang, 1970) :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} \text{ pour } q < q_a = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} (\sigma_3 + c \cdot \cot \phi) \text{ et } q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad [\text{III.1}]$$

Trois modules calculés à une contrainte de référence σ^{ref} sont entrés en paramètres : un module contrôlant les déformations plastiques déviatoriques E_{50}^{ref} , un module contrôlant les déformations plastiques volumiques $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, et un module de chargement-déchargement $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ contrôlant les déformations élastiques. Tous dépendent de la contrainte principale minimale σ_3 avec une amplitude contrôlée par un paramètre m .

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m \quad [\text{III.2}]$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m \quad [\text{III.3}]$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma^{ref} + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^m \quad [\text{III.4}]$$

Le module E_{50}^{ref} est déterminé à partir d'essais triaxiaux: il caractérise le module sécant pour une contrainte égale à 50% de q_f avec généralement $R_f=0,9$ (Figure III-5 à gauche). Le module E_{oed}^{ref} est le module de chargement primaire tangent pour un essai œdométrique à la pression verticale de référence σ^{ref} . La surface de charge combine ainsi un critère de type déviatorique et un critère de type compression isotrope (Figure III-5 à droite). Ces modèles seront utilisés lors de l'analyse numérique des essais.

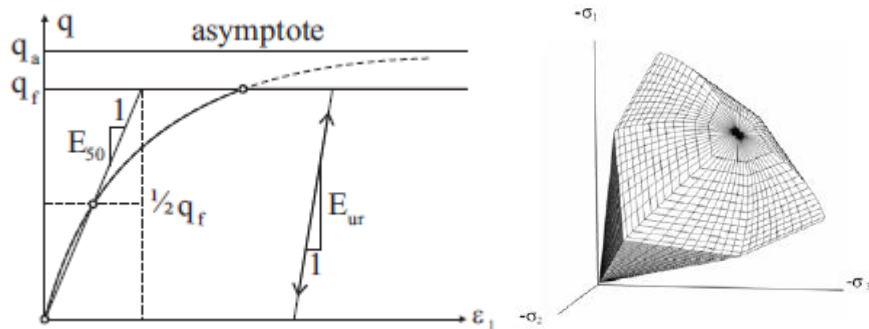


Figure III-5. Modèle HSM. À gauche : paramètres du modèle extraits d'une courbe de chargement à l'essai triaxial, modifié d'après (Duncan and Chang, 1970). À droite : surface de charge, modifié d'après (Schanz et al., 1999).

III.2 Comparaison numérique de différents essais de chargement

Pour étudier l'influence de la géométrie de chargement sur les paramètres extraits d'une courbe de chargement, une étude numérique a été menée sur le logiciel de modélisation en éléments finis Plaxis 2D. Nous comparons le problème de l'expansion d'une cavité cylindrique avec celui de la pénétration latérale de poinçons à géométries variées.

Les modèles présentés sont des carrés de 3 m de côté. Une consigne de déplacement nul est appliquée sur la frontière supérieure des modèles pour simuler les conditions en forage. Toutes les composantes du tenseur de contrainte initial sont nulles. Tous les modèles supposent des déformations planes sauf le modèle D qui se place dans des conditions axisymétriques.

Des interfaces sont placées de manière à ne pas créer d'incompatibilité de déplacement entre la surface en chargement et la limite supérieure du modèle où le déplacement vertical est empêché.

Les interfaces partagent les propriétés mécaniques du sol adjacent pondéré par un facteur de réduction R_{inter} :

$$\begin{aligned} \tan(\varphi_i) &= R_{inter} \tan(\varphi_{sol}) \\ c_i &= R_{inter} c_{sol} \end{aligned} \quad [III.5]$$

En première approche, nous prendrons $R_{inter}=1$.

Le modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé. La pression maximale appliquée est de 300 kPa. Les paramètres du sol utilisés, correspondant à une argile légèrement surconsolidée, sont rassemblés dans le Tableau III-1.

Tableau III-1: Paramètres du sol de type argile.

γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν (-)	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)
17	10	0,33	15	25	0

La Figure III-6 à gauche montre une vue agrandie du modèle utilisé pour simuler une déformation cylindrique de type essai pressiométrique, le modèle A. C'est un demi-cylindre de 60 mm de diamètre. Un chargement est appliqué de manière perpendiculaire aux parois du forage. Comme il n'y a pas de structure rigide, il n'est pas nécessaire de modéliser une interface entre le chargement et le sol. La Figure III-6 à droite montre le champ de déplacement à la dernière étape de calcul.

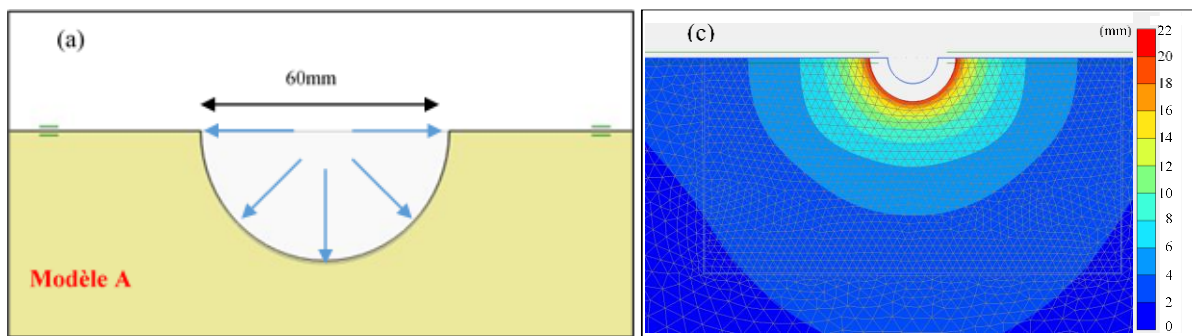


Figure III-6. À gauche : Modèle A, modèle pressiométrique, demi-cylindre infini dans la direction perpendiculaire au plan. À droite : Maille déformée avec le champ de $(\sigma=300 \text{ kPa})$.

Les poinçons sont modélisés par des plaques infiniment rigides sur lesquelles une contrainte verticale est appliquée (Figure III-7). Le modèle B est un demi-cylindre de 60 mm de diamètre avec une interface située entre la structure et le sol. Les prototypes 3b et 4 correspondent à cette géométrie de coquille.

Le modèle C représente une surface plane. Des interfaces ont été ajoutées des deux côtés de cette surface pour permettre une discontinuité dans les instructions de déplacement. Le modèle D n'est plus infiniment long mais consiste en une demi-sphère de 60 mm de diamètre, correspondant donc à l'enfoncement d'un poinçon axisymétrique.

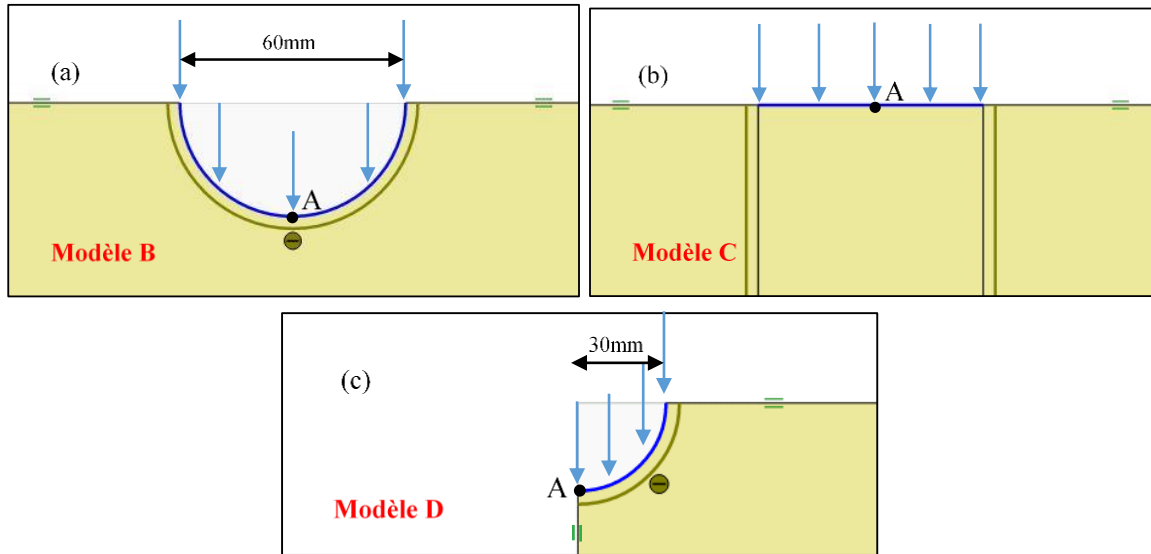


Figure III-7. Modèles numériques de chargements unidirectionnels. (a) Modèle B : demi-cylindre infini, (b) Modèle C : bande infiniment longue. (c) Modèle D : demi-sphère de 60 mm de diamètre (modèle axisymétrique).

La Figure III-8 présente les courbes contrainte-déplacement au point A limitées à un déplacement de 15 mm. Les modèles de poinçonnement présentent des rigidités initiales assez similaires et inférieures à celle du chargement cylindrique (Figure III-8 à droite). Pour les grandes déformations en revanche, le modèle du chargement de coquille (le modèle B) se distingue des autres car il mène à des déformations plus importantes à contraintes égales.

La rigidité a été calculée dans la partie linéaire correspondant à un déplacement compris entre 0 et 0,1 mm. Les résultats sont présentés dans le Tableau III-2.

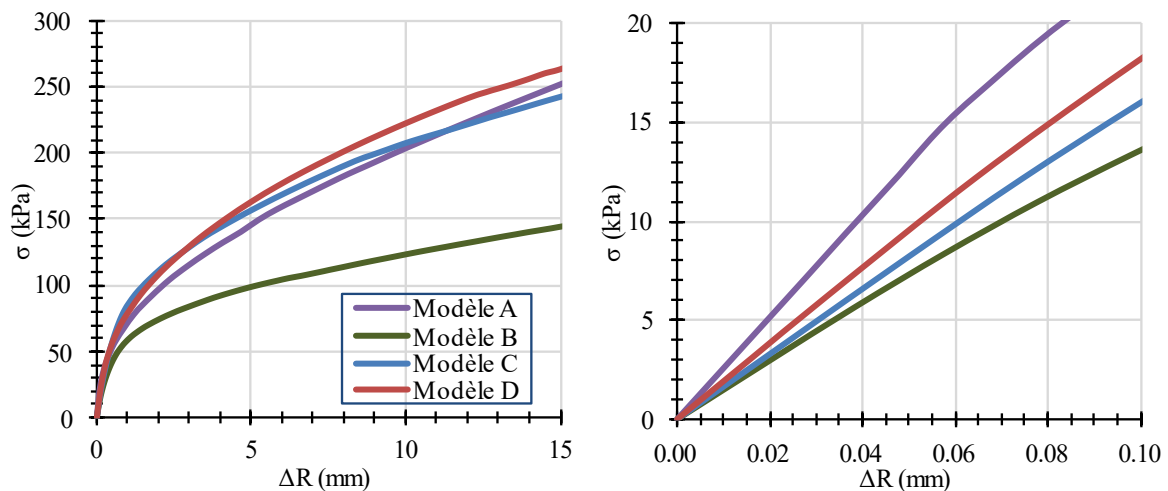


Figure III-8. Courbes contrainte-déplacement associées aux modèles présentés Figure III-7 au point A. À droite : Agrandissement au niveau de la zone linéaire où les rigidités ont été calculées.

Tableau III-2: Rigidités calculées sur la partie initiale des courbes de chargement.

Modèle	A	B	C	D
Rigidité (kPa/mm)	253	132	160	189

Deux modèles supplémentaires ont été créés (Figure III-9) permettant d'étudier l'influence de la largeur du poinçon cylindrique. Ils sont basés sur le demi-cylindre du modèle B mais avec une largeur plus petite par rapport au diamètre du forage (45 mm pour le modèle E et 30 mm pour le modèle F). Le modèle F correspond à la géométrie des prototype 1 et 2 tandis que le modèle E s'approche de la géométrie du prototype 3a. A contraintes égales, plus le poinçon est large, plus le volume de sol sollicité par le chargement est important et plus la déformation est importante.

Les tangentes à l'origine des courbes contraintes-déformations (Figure III-10) ont aussi été calculées pour ces modèles (Tableau III-3). La rigidité initiale augmente quand la dimension du poinçon diminue.

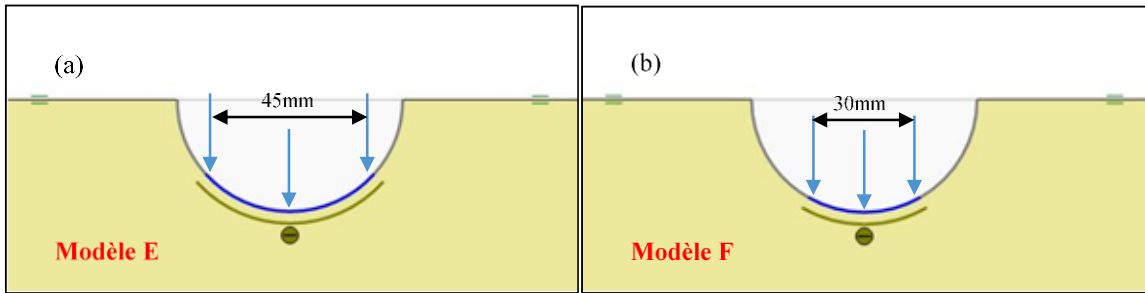


Figure III-9. Géométries des poinçons courbés d'une longueur horizontale de (a) 45 mm, Modèle E, et (b) 30 mm, Modèle F.

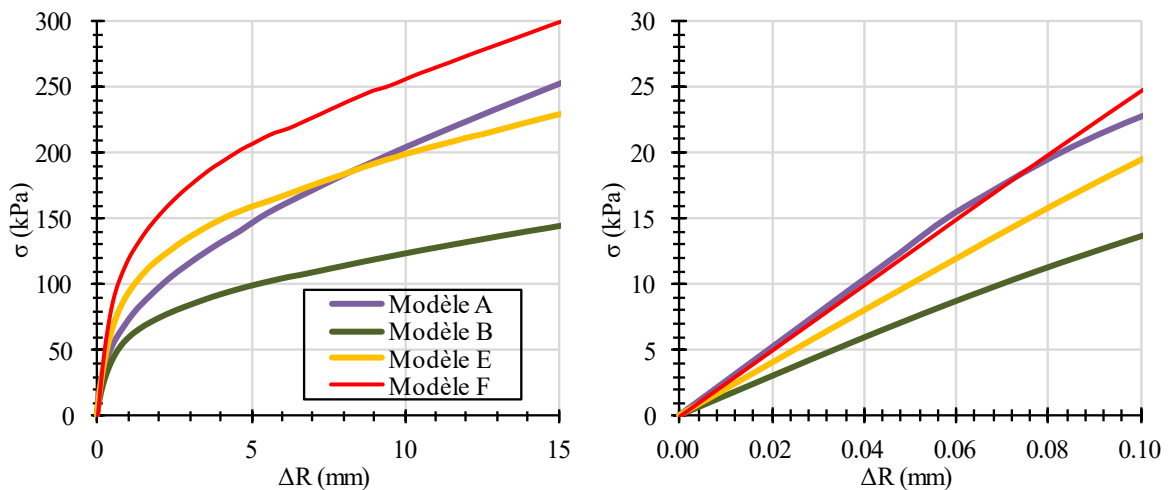


Figure III-10. À gauche : Courbes contrainte-déplacement associées aux modèles présentés Figure III-9. À droite : agrandissement au niveau de la zone linéaire où les rigidités ont été calculées.

Tableau III-3: Rigidités calculées sur la partie initiale des courbes de chargement de la Figure III-10.

Modèle	A	B	E	F
Rigidité [kPa/mm]	253	132	196	248

Les simulations peuvent être refaites en considérant les paramètres d'un sable lâche non dilatant (Tableau III-4). La Figure III-11 montre les courbes de chargement. On observe le même type de comportement que celui observé avec le premier jeu de paramètres.

Tableau III-4: Paramètres du sol de type sable.

γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν (-)	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)
17	10	0,33	0	30	0

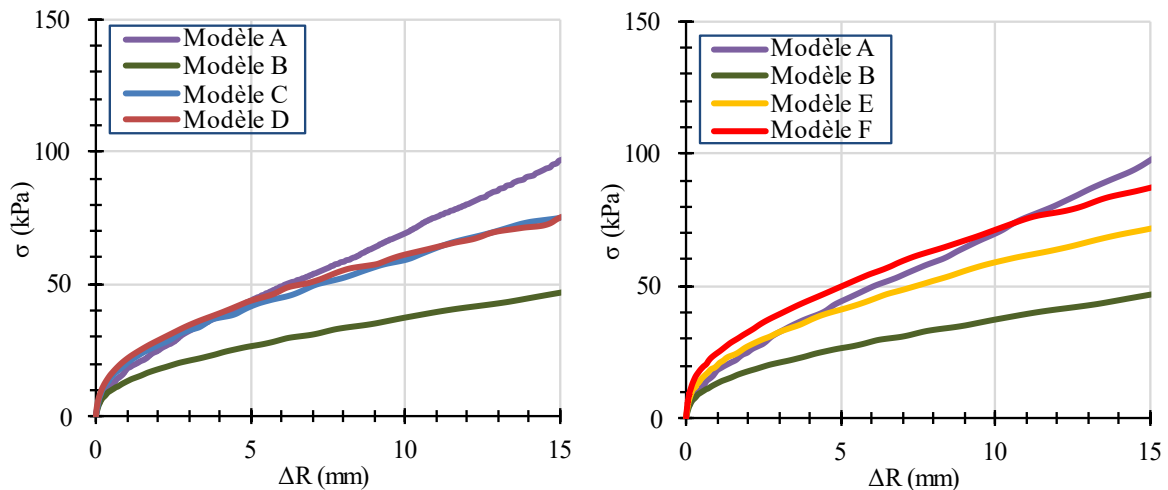


Figure III-11. Courbes contrainte-déplacement sur un sol de type sableux.

III.3 Les modules de déformation

Dans cette partie, nous dressons une liste d'expressions analytiques candidates permettant de déterminer un module à partir d'une courbe de chargement au Dilatosol. Nous considérons des théories allant du chargement d'un demi-espace par une fondation rectangulaire ou par un poinçon axisymétrique jusqu'au cas de chargement unidirectionnel en forage auquel nous accorderons un intérêt particulier.

Nous concluons en proposant une liste des différentes expressions de modules retenues qui seront comparées sur des mesures réelles dans un chapitre ultérieur.

III.3.1 Module apparent

On appelle module apparent E_{app} la pente de la courbe en représentation $(\sigma, \Delta R/R)$:

$$E_{DFT,app} = R_p \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} \quad [III.6]$$

Avec les grandeurs suivantes calculées à partir de deux points P1 et P2 délimitant l'intervalle de calcul de la pente :

$\Delta R = R_2 - R_1$: enfoncement moyen d'une coquille entre P1 et P2.

R_p : distance moyenne des coquilles par rapport à l'axe de révolution de la sonde au moment du plaquage contre la paroi du forage.

$\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1$: variation de la contrainte appliquée sur le sol dans la direction d'écartement des coquilles.

Cette grandeur permet de comparer les différents prototypes entre eux mais elle ne correspond pas à un module élastique. Dans cette partie, nous présentons les formules permettant d'interpréter un essai au Dilatosol en matière de module élastique.

III.3.2 Chargement radial cylindrique

L'interprétation de l'essai pressiométrique est basée sur le développement des équations de Lamé appliquées au cas de l'expansion d'une cavité cylindrique dans des conditions de déformations planes. Le module de Ménard $E_{PMT,M}$ s'écrit:

$$E_{PMT,M} = 2(1 + \nu)V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad [III.7]$$

Avec :

ΔV : variation du volume d'eau injecté dans la cellule de mesure entre les deux points de calcul du module délimitant la plage pseudo-élastique pour une variation de la pression ΔP .

V_m : volume moyen de la cellule de mesure.

Pour s'accorder avec les hypothèses de déformations planes, Ménard a ajouté des cellules de garde de part et d'autre de la cellule de mesure qui ne fait que 210 mm de hauteur. Le rapport L/D (longueur de la cellule de mesure sur le diamètre de la sonde) a un impact significatif sur la pression limite et un impact négligeable sur le module (Laier, 1973; Baguelin et al., 1978). La sonde tri-cellulaire Ménard classique a un ratio L/D supérieur à 6 ce qui est suffisant pour respecter les hypothèses de déformations planes.

Les déformations induites lors d'un essai pressiométrique (de l'ordre de 10^{-2}) sont bien supérieures à celles en œuvre autour d'un ouvrage géotechnique. L'idée que cet essai ne permet d'accéder lors d'un chargement primaire qu'à un module pseudo-élastique, car des déformations plastiques apparaissent même pendant la phase linéaire initiale du chargement, est apparu assez tôt dans l'histoire du développement du pressiomètre (Ménard and Rousseau,

1962). L'introduction du coefficient rhéologique α , déterminé de manière purement empirique, a permis de définir une quantité $E_{PMT,M}/\alpha$ plus proche d'un module à faible déformation.

Bien que la géométrie de chargement radial cylindrique ne soit pas adaptée à notre géométrie de chargement comme nous l'avons évoqué en introduction du chapitre, nous pourrions utiliser l'expression [III.7] en première approche.

III.3.3 Chargement d'une surface rectangulaire reposant sur un massif élastique semi-infini (Giroud, 1968)

Les équations des champs de contraintes et de déformations au sein d'un demi-espace élastique uniforme, homogène et isotrope soumis à différentes géométries de chargement sont synthétisées par Gray (1936). En particulier, dans le cas d'une surface rectangulaire infiniment longue, les déformations dans les directions x et z (Figure III-12) s'écrivent :

$$\delta_z = \frac{\sigma}{\pi E} \frac{m+1}{m^2} ((m-2)\alpha + m \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(2\beta')) \quad [\text{III.8}]$$

$$\delta_x = \frac{\sigma}{\pi E} \frac{m+1}{m^2} ((m-2)\alpha - m \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(2\beta')) \quad [\text{III.9}]$$

Avec $m = \frac{1}{\nu}$ et $\beta' = \gamma' + \alpha/2$ avec les angles α , β' et γ' définis sur la Figure III-12.

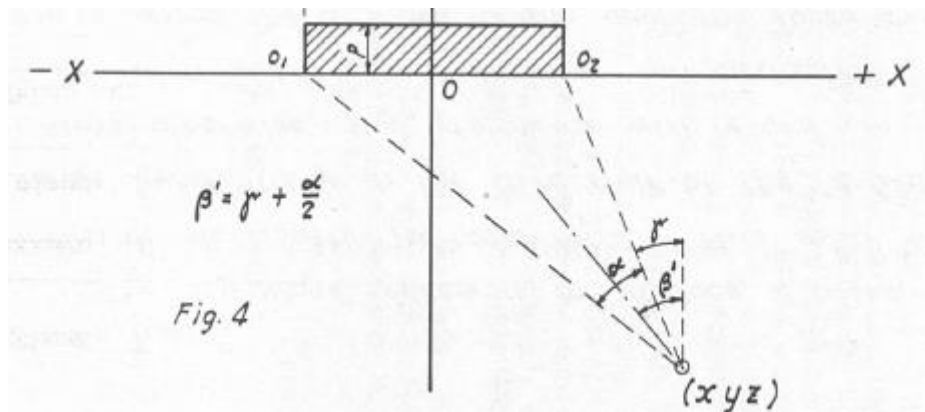


Figure III-12. Chargement d'une bande infiniment longue, d'après (Gray, 1936).

Dans le cas d'une fondation rectangulaire de dimension finie (longueur L et de largeur b) uniformément chargée, le tassement s peut s'exprimer de manière générale (Lutenegger and DeGroot, 1995) :

$$s = (1 - \nu^2) \frac{qbl}{E} \quad [\text{III.10}]$$

Où I est un facteur d'influence dépendant de la nature du chargement (flexible ou rigide), de sa géométrie et de la profondeur de la zone compressible. Les premières expressions de ce facteur d'influence ont été données par (Steinbrenner, 1934). Des valeurs de I dans le cas d'une fondation rigide sont fournies par (Whitman and Richart, 1967).

En considérant le tassement moyen sous une fondation souple de longueur L et de largeur b, Giroud (1968) exprime le facteur d'influence I sous la forme :

$$I = 2 \left[\frac{1}{\pi} \ln \left(x + \sqrt{x^2 + 1} \right) + \frac{x}{\pi} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{x^2 + 1}}{x} \right) + \frac{1 + x^3 - (x^2 + 1)^{3/2}}{3x\pi} \right] \quad \text{[III.11]}$$

Avec $x=L/b$.

Les modèles analytiques précédemment présentés sont issus de la théorie de l'élasticité linéaire. Pour construire un modèle élastique non linéaire, nous nous sommes basés sur les courbes de dégradation du module issus d'essais en laboratoire (essais triaxiaux, essais à la colonne résonnante, essai de cisaillement). Ostoprak et Bolton (2013) ont proposé la relation de calage suivante:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma - \gamma_e}{\gamma_r} \right)^a} \quad \text{[III.12]}$$

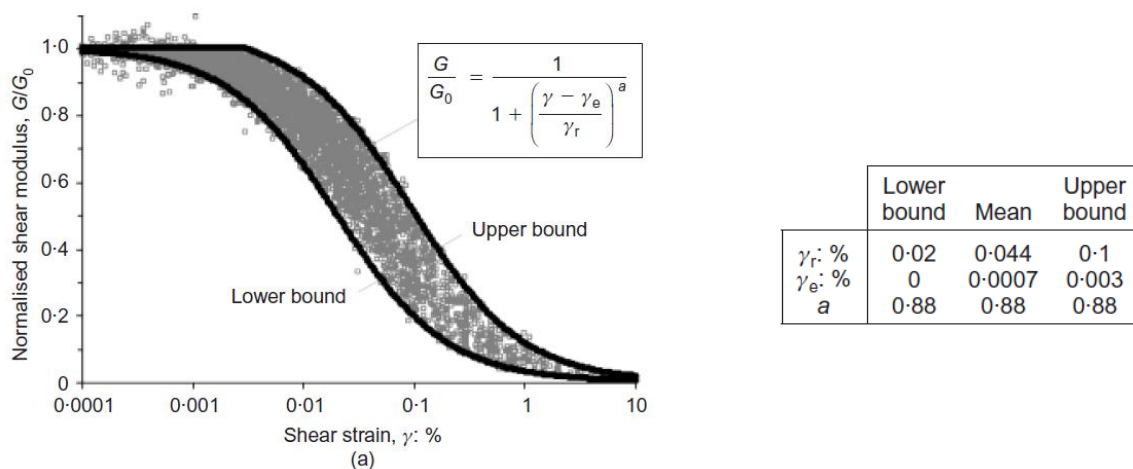


Figure III-13 : Courbe de dégradation du module de cisaillement sécant des sables, d'après (Oztoprak and Bolton, 2013).

L'équation [III.12] a été injectée dans l'équation [III.8] donnée par Gray (1936) pour donner une allure non linéaire à la courbe contrainte déformation en remplaçant la déformation cisailante γ par la déformation verticale ϵ_{zz} . Nous avons comparé les résultats obtenus avec des modélisations numériques en utilisant le modèle C (cf. Figure III-7) avec la frontière supérieure libre et le modèle de Mohr-Coulomb précédemment présenté (MC, cf. Tableau III-4) ainsi qu'un modèle de type HSM (HS). Les paramètres du modèle HSM sont synthétisés dans le Tableau III-5. La comparaison des modèles analytiques et numériques est présentée sur la Figure III-14. On observe que la relation d'Oztoprak et Bolton injectée dans le modèle de Gray

donne une dégradation du module proche de celle observée par simulation numérique avec le modèle HSM.

Ce modèle pourra être comparé avec des essais sur du sable dans le but d'une modélisation complète de la courbe d'essai par poinçonnement.

Tableau III-5: Paramètres du modèle HSM utilisé.

E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	P_{ref} (kPa)	m (-)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)
30000	30000	90000	100	0,5	0	30	0

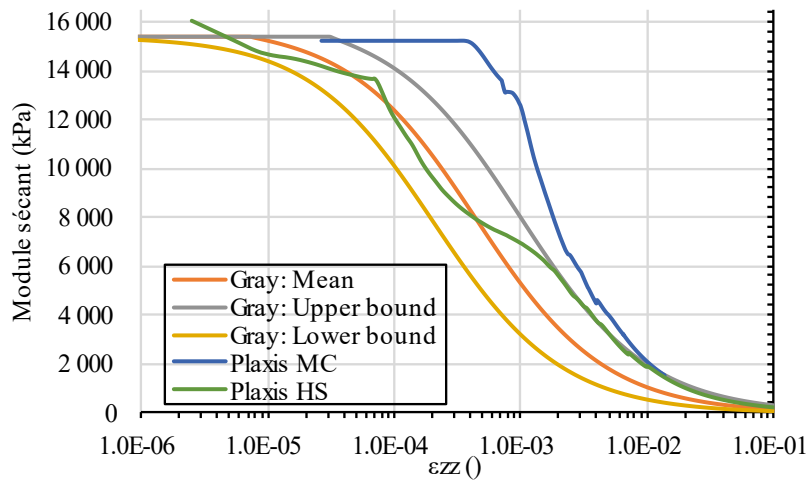


Figure III-14 : Comparaison de la dégradation entre les modèles analytiques et numériques.

III.3.4 Chargement unidirectionnel en forage

La théorie permettant de calculer un module d'Young à partir d'un essai au dilatomètre rigide a été présentée par Goodman et al. (1968). Durant la décennie suivante, cette théorie a été l'objet de discussions et de corrections dont nous présentons ici une synthèse. Nous concluons sur l'applicabilité de ces problématiques à nos travaux.

III.3.4.1 Premiers développements et applications (Goodman et al., 1968; Meyer and McVey, 1974)

Supposant un contact complet entre des coquilles de 45° de demi-angle d'ouverture et la paroi du forage (Figure III-15), Goodman et al. (1968) donnèrent l'expression du module d'Young E_{calc} d'un sol élastique isotrope homogène sous hypothèse de déformations planes :

$$E_{calc} = \phi \frac{\Delta Q}{\Delta \phi} K(\nu, \beta) \quad [III.13]$$

Où :

ΔQ est la variation de la contrainte appliquée pour une variation du diamètre $\Delta \phi$ dans la direction d'application du chargement, pour un forage de diamètre initial ϕ .

$K(\nu, \beta)$ est une fonction dépendant du coefficient de Poisson ν et du demi-angle d'ouverture des coquilles β . Cette fonction a fait l'objet de plusieurs corrections dans des études ultérieures en raison d'erreurs de calculs et d'hypothèses discutables (Hustrulid, 1976; Heuze and Amadei, 1985).

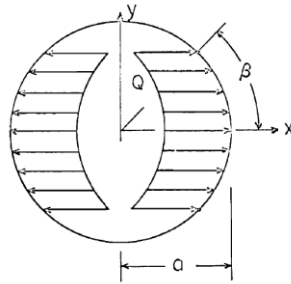


Figure III-15 : Géométrie considérée par Goodman et al. (1968) pour la résolution analytique du problème.

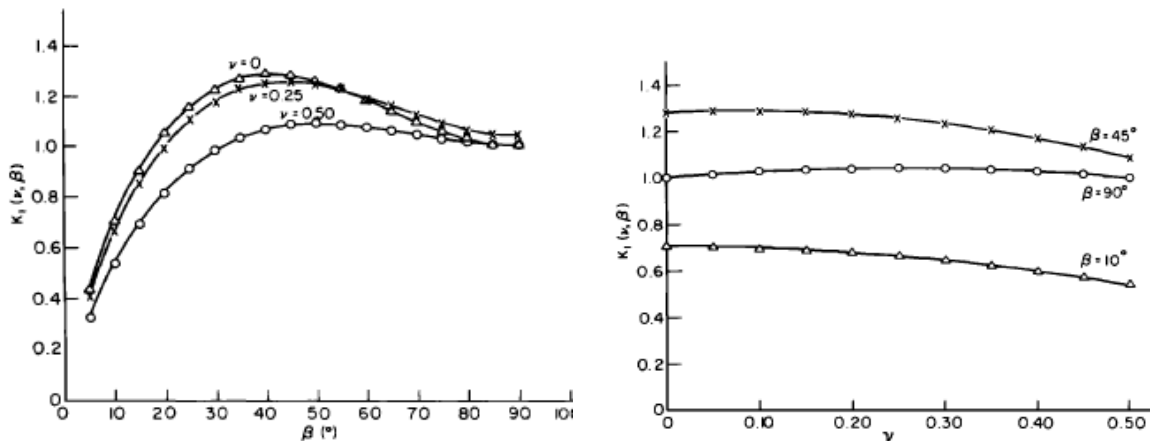


Figure III-16 : Evolution du coefficient K initialement proposé par Goodman et al. (1968) en fonction de β et ν .

Les auteurs proposent une formule adaptée à leur appareillage permettant de calculer le module directement à partir de la pression hydraulique Q_h :

$$E_{calc} = C_1 C_2 D \frac{\Delta Q_h}{\Delta D} T^* \quad \text{[III.14]}$$

Où :

$C_1 = 0,86$ (pour $\nu=0,25$) est un coefficient obtenu par analyse numérique permettant de prendre en compte la géométrie tridimensionnelle réelle des coquilles.

$C_2 = 0,93$ est l'efficacité hydraulique des pistons définie comme le rapport entre la contrainte exercée par les coquilles et la pression hydraulique (cf. équation [I.14]). Pour le modèle utilisé dans des roches tendres, ce coefficient descend à 0,55.

T^* est une fonction reliant le coefficient K (ν, β) à diverses propriétés géométriques des coquilles.

Le coefficient C_1 vient du faible élanement des coquilles de la sonde de Goodman et al. (1968) égal à 2,7. L'influence de l'élanement des coquilles sur les mesures a été étudiée par (Carter and Booker, 1984) qui ont comparé le chargement unidirectionnel au chargement radial cylindrique. Pour cela ils se sont appuyés sur les modèles analytiques en déformations planes et les ont comparés aux modèles analytiques en dimensions finies (chargement rectangulaire flexible ou rigide sur un demi-espace élastique). Alors que le pressiomètre qui a un élanement $L/D > 6$ respecte les hypothèses de déformations planes, les auteurs soulignent qu'avec les dimensions de la sonde Goodman, l'erreur sur le déplacement peut s'élever jusqu'à 20% en fonction du coefficient de Poisson choisi.

Dans leur étude, Goodman et al. (1968) fournissent les premières courbes de chargement sur des roches de natures diverses (Figure III-17). Ils constatent que les modules calculés à partir de ces courbes sont comparables avec ceux calculés à partir d'un autre essai in situ de référence (l'essai de chargement de plaque « plate bearing test ») mais sont beaucoup plus faibles que ceux calculés en laboratoire (essai de compression). En guise d'explication, les auteurs évoquent l'effet d'échelle, les essais in situ sollicitant un volume de roche (estimé à 0,13 m³ dans le cas de la sonde Goodman) bien plus important que les essais en laboratoire, ils sont donc plus sensibles à la présence de discontinuités comme des fractures (Heuzé, 1980). En s'appuyant sur des modélisations numériques, ils montrent que la propagation de fractures (naturelles ou induites) au niveau de la partie la plus sollicitée en tension (soit sur le bord du forage situé perpendiculairement à la direction de chargement des coquilles) causent une diminution du module de l'ordre de 13 à 29% selon la longueur de la fracture. Ce même ordre de grandeur sera obtenu pour des fractures situées à différents endroits sur la paroi du forage (Heuzé et al., 1971).

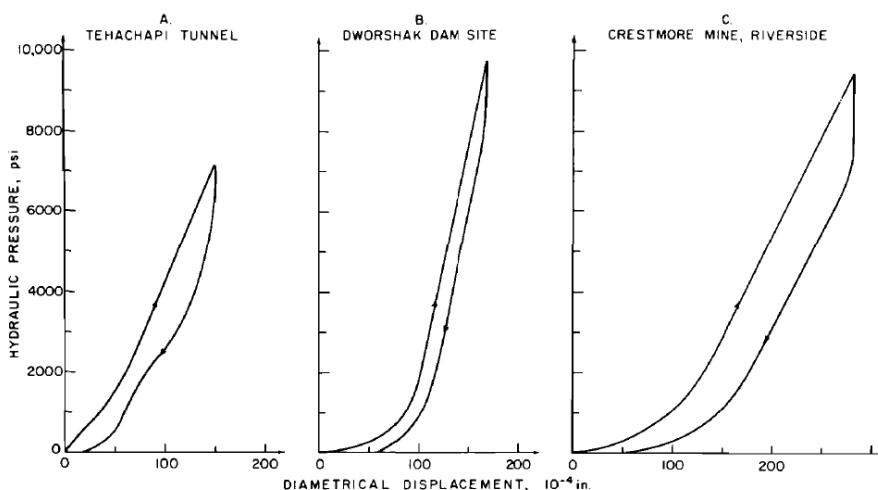


Figure III-17 : Courbes de chargements in situ présentées par Goodman et al. (1968).

Meyer et McVey (1974) ont comparé les modules calculés par un essai de compression simple et le module obtenu à l'aide du dilatomètre rigide sur un matériau satisfaisant les conditions

d'élasticité linéaire, homogène et isotrope. Ce matériau est un bloc d'aluminium de grandes dimensions. Les auteurs ont constaté que même dans ces conditions idéales, le module issu du dilatomètre était trois fois plus faible que le module obtenu à partir de l'essai de compression simple. À travers des expérimentations et des modélisations aux éléments finis, ils ont étudié les effets dus à la friction à l'interface coquille/roche, au contact partiel des coquilles avec le matériau et aux dimensions finies des cubes, mais aucun de ces paramètres n'a pu expliquer une telle différence. Cette différence sera confirmée plus tard à travers des essais sur des blocs d'aluminium, de magnésium et de laiton (Swolfs and Kibler, 1982) bien que diverses corrections apportées aux équations [III.13] et [III.14] aient permis de diminuer l'écart entre les modules.

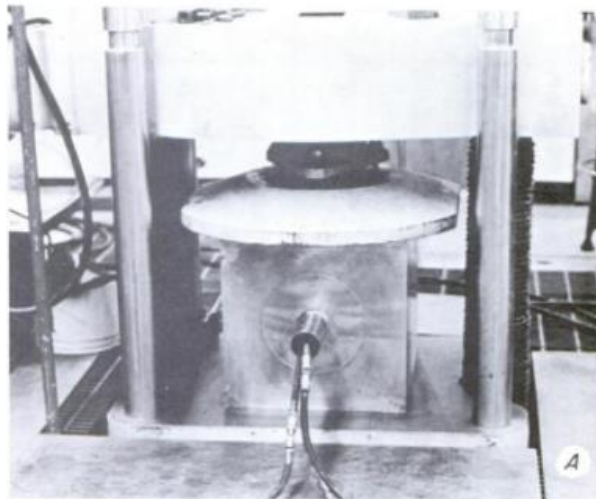


Figure III-18 : Essai au dilatomètre Goodman dans un bloc d'aluminium d'élasticité linéaire, isotrope et homogène (absence de fissure et d'aspérité au niveau de la paroi du forage). D'après Meyer et McVey (1974).

III.3.4.2 Problématique du fléchissement des coquilles (Heuzé and Salem, 1976)

Les coquilles du dilatomètre rigide sont chargées par plusieurs pistons répartis régulièrement sur la hauteur des coquilles. Certaines parties des coquilles sont donc chargées en porte-à-faux ce qui peut mener à un fléchissement des coquilles en cas de contraintes élevées. Or, l'écartement des coquilles étant mesuré par des capteurs LVDT disposés sur ces parties (aux extrémités des coquilles, haute et basse), la mesure de la déformation de la paroi du forage peut être surestimée. À travers une étude numérique tridimensionnelle, Heuzé et Salem (1976) ont proposé une courbe permettant de corriger cet effet (Figure III-19). Il en ressort que le dilatomètre sous-estime le module pour des modules réels supérieurs à 6,9 GPa. Cet écart est d'autant plus important que le module d'Young de la roche est grand. Cette courbe corrective est encore utilisée bien qu'elle soit parfois discutée en raison du contact total entre les coquilles et la paroi du forage supposé par les modèles numériques (Hou et al., 2017).

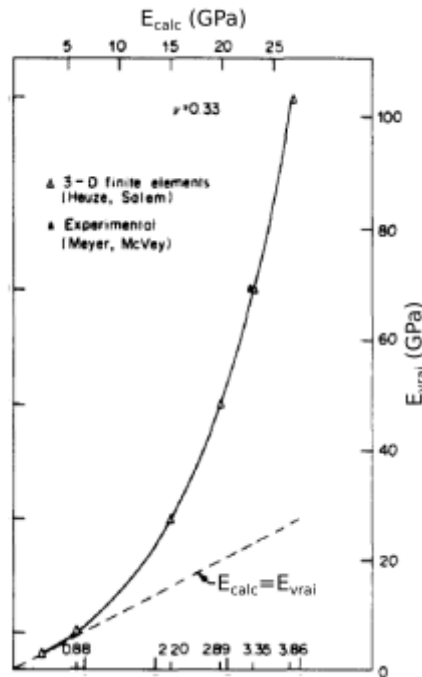


Figure III-19 : Correction de fléchissement des coquilles pour $\nu=0,33$ en supposant un contact coquille-forage complet (modifié d'après Heuzé et Amadei (1985)).

III.3.4.3 Problématique du contact coquilles-forage : mise en évidence (Hustrulid, 1976)

Hustrulid (1976) proposa comme autre phénomène menant à la sous-estimation du module, le contact initial incomplet entre les coquilles et la paroi du forage, et ce dû à leur différence de rayon de courbure. Les coquilles n'entreraient en contact avec la paroi non pas sur toute leur surface courbe mais sur une partie de cette surface (Figure III-20). Dans le cas d'un forage de rayon inférieur au rayon de courbure des coquilles, le contact initial se fait sur les bords des coquilles. Avec l'augmentation de la charge appliquée, la rupture de la roche à ces bords pourrait être atteinte et l'évolution de la surface de contact serait complexe. Dans le cas d'un forage de rayon supérieur au rayon de courbure des coquilles, le contact initial se fait sur une ligne puis, avec l'augmentation de la charge et la déformation en résultant, sur une surface courbe de demi-angle $\beta < 45^\circ$. Cet angle de contact continuerait d'augmenter avec la contrainte appliquée jusqu'à atteindre le demi-angle d'ouverture des coquilles soit 45° pour la sonde de Goodman. Pour des matériaux peu rigides, on peut s'attendre à ce que le contact total soit obtenu rapidement avec la contrainte, et donc une phase linéaire où le calcul d'un module élastique est possible. Pour des matériaux plus rigides en revanche, Hustrulid (1976) avance que le contact total ne soit possiblement jamais atteint pour des valeurs de contraintes usuelles lors d'un essai au dilatomètre rigide. Il en résulterait une courbe de chargement non linéaire (Figure III-21) et un calcul de module erroné dû à une surestimation de la surface de contact.

L'auteur recommande donc de mesurer avec précision le diamètre du forage et corriger le module mesuré en faisant une hypothèse sur l'angle de contact réel β_c . Avec cet angle de contact, le coefficient K de l'équation [III.14] peut être ajusté en conséquence : le rapport entre le module d'Young calculé E_{calc} et le module d'Young réel E_{vrai} pouvant en effet s'écrire sous la forme (dans le cas particulier des coquilles de Goodman où $\beta=45^\circ$) :

$$\frac{E_{calc}}{E_{vrai}} = \frac{K(\nu, \beta)}{\frac{\sin \beta}{\sin \beta_c} K(\nu, \beta_c)} \quad [III.15]$$



Figure III-20 : Analyse du problème du contact coquille/paroi d'après Hustrulid (1976). À gauche : rayon de forage supérieur au rayon de courbure des coquilles. À droite : rayon de forage inférieur au rayon de courbure des coquilles.

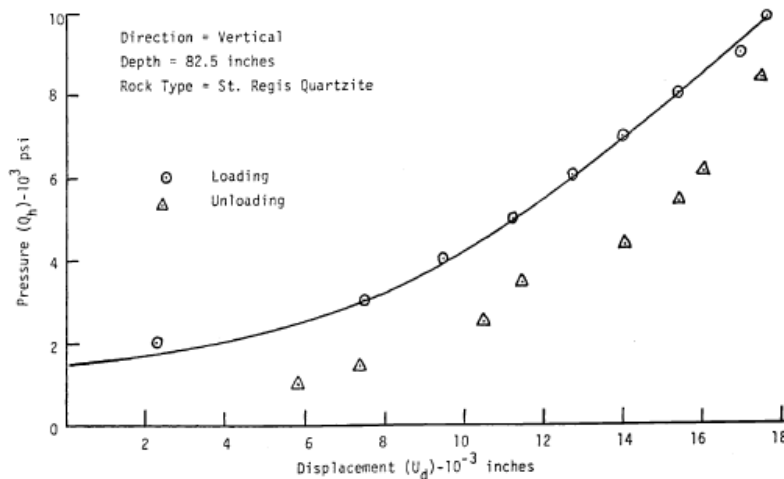


Figure III-21 : Exemple de non-linéarité de la courbe de chargement due, selon Hustrulid (1976), à la différence de rayon de courbure entre les coquilles et la paroi du forage (1''= 25,4 mm, 1 psi = 6,89 kPa).

III.3.4.4 Problématique du contact coquilles-forage : formulation analytique (Shuri, 1981)

Cette problématique du contact incomplet a été approfondie par Shuri (1981) qui s'est appuyé sur des théories du contact élastique entre deux solides pour modéliser le contact initial des coquilles avec la paroi.

III.3.4.4.1 Cas du forage surdimensionné

Dans le cas d'un forage surdimensionné (rayon du forage supérieur au rayon de courbure des coquilles), le problème du contact peut être ramené au cas d'un cylindre de rayon R_1 , modélisant une coquille, reposant dans un cylindre creux infiniment épais de rayon intérieur R_2 , modélisant le forage (Figure III-22). Les deux cylindres sont de longueur finie L .

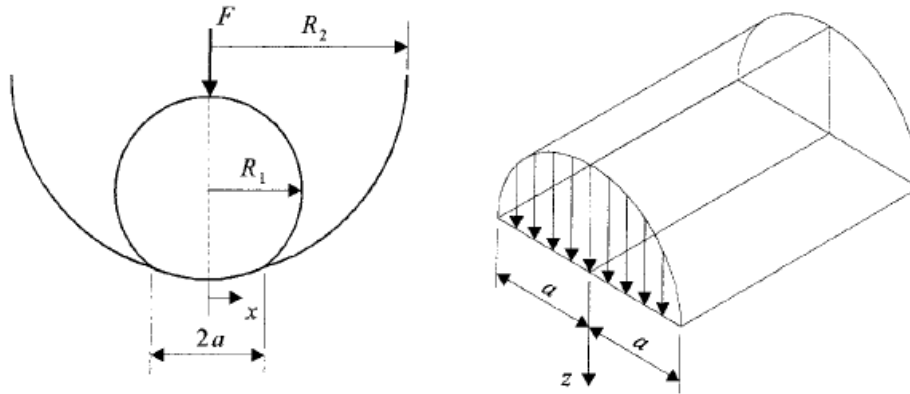


Figure III-22 : Cylindre plein reposant à l'intérieur d'un cylindre creux d'épaisseur infinie, d'après Johnson (1985).

En pratique, Shuri (1981) applique les équations de Hertz (1881) développées en supposant un contact non conforme (ou contraformel) entre deux corps cylindriques ce qui est une contradiction évidente avec notre cas mais on ne dispose pas de meilleure théorie (cf. Annexe A).

Le contact est supposé se faire initialement sur une ligne puis sur une surface rectangulaire de demi-largeur b_c et de longueur L (Hertz, 1881; Hertz and Lenard, 1896). Le demi-angle de contact peut alors s'écrire :

$$\beta_c = \text{Arcsin} \frac{b_c}{R_1} \quad [\text{III.16}]$$

Avec la demi-largeur de contact b_c (Johnson, 1985):

$$b_c = \sqrt{\frac{2F\Delta}{\pi L}} \quad [\text{III.17}]$$

et

$$\Delta = \frac{1}{\left(\frac{1}{2R_1} - \frac{1}{2R_2}\right)} \left(\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \right) \quad [\text{III.18}]$$

Avec les grandeurs suivantes :

- F : force appliquée sur la coquille contre la paroi du forage.
- R_1 (resp. R_2) : rayon de courbure des coquilles (resp. du forage).
- (E_1, ν_1) (resp. (E_2, ν_2)) : paramètres élastiques des coquilles (resp. du sol).

L'auteur propose donc de calculer β à partir des équations [III.16] à [III.18] en estimant les paramètres élastiques réels du sol (E_1, ν_1). Le rapport entre le module apparent et le module d'Young réel peut alors être calculé à partir de l'équation [III.15] (Figure III-24).

III.3.4.4.2 Cas du forage sous-dimensionné

Dans le cas d'un forage de rayon de courbure inférieur à celui des coquilles, Shuri (1981) a estimé que le contact se fait initialement sur deux lignes puis, à mesure que la pression augmente, sur deux bandes de largeur b (Figure III-23). Pour modéliser ce contact, l'auteur s'est appuyé sur le problème de la déflexion d'un anneau circulaire rigide dans un espace semi-infini (Timoshenko and Goodier, 1951).

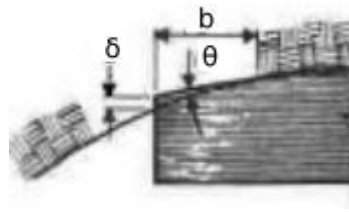


Figure III-23 : Géométrie du contact coquille-forage dans un forage sous-dimensionné, Modifié d'après (Shuri, 1981).

$$W = \frac{mP(1 - \nu^2)}{bE} \quad \text{[III.19]}$$

Avec :

$W = \delta/2$: déflexion moyenne de la coquille avec δ la déflexion maximale (Figure III-23).

b : largeur de chacune des deux surfaces de contact.

P : pression s'appliquant sur la surface de contact.

E et ν : paramètres élastiques de la roche.

m est un facteur correctif permettant de prendre en compte le fait que dans le cas du dilatomètre rigide, le contact se fait sur deux bandes rectilignes et non une seule bande circulaire. Ce facteur est égal à 0,24 et est indépendant des paramètres élastiques de la roche.

Enfin, le module d'Young réel peut être exprimé en fonction de la déflexion maximale et de la différence de rayon de courbure α et la pression :

$$E = 13,43 \cdot \alpha \cdot m \cdot Q_h \cdot (1 - \nu^2) \delta^2 \quad \text{[III.20]}$$

La déflexion maximale correspond au déplacement mesuré lors d'un essai et l'on peut alors comparer ce module supposé réel au module calculé à partir de l'équation [III.14].

III.3.4.4.3 Applications

L'auteur montra que ces équations expliquaient bien l'augmentation du module observée par Meyer et McVey (1974) avec la pression dans le bloc d'aluminium dans lequel le rayon de forage était supérieur au rayon de courbure des coquilles. Cependant, elle ne pouvait pas expliquer le fait que même dans la situation de contact total qui était obtenue pour une pression hydraulique d'environ 28 MPa, les modules mesurés étaient considérablement plus faibles que les modules mesurés en laboratoire d'un facteur 3 et ce, même en prenant en compte le fléchissement des coquilles mis en évidence par Heuzé et Salem (1976).

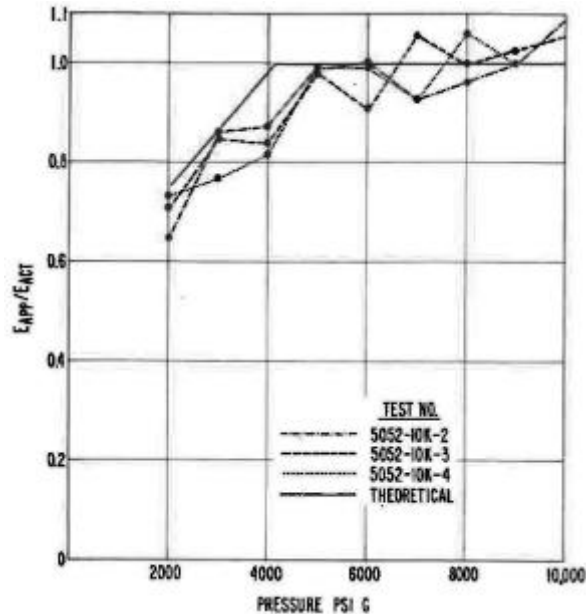


Figure III-24 : Augmentation du module mesuré avec la pression hydraulique (Shuri, 1981). Mesures issues des essais réalisés par Meyer & McVey (1974) sur les blocs d'aluminium et comparaison avec la théorie hertzienne du contact.

Shuri (1981) a aussi appliqué ces formules à des mesures in situ sur une dolomite du Silurien à Markgraf. Le diamètre initial du forage était systématiquement mesuré et les mesures corrigées du fléchissement des coquilles. La Figure III-25 compare les modules mesurés corrigés du phénomène du fléchissement des coquilles (points noirs) avec les modules estimés à partir d'essai triaxiaux et en prenant en compte la théorie du contact et le phénomène du fléchissement des coquilles (traits noirs). Les modules obtenus sont très éparpillés et aucune corrélation évidente entre le module et le diamètre du forage n'a pu être mise en évidence, ce qui suggère que la problématique du contact n'a en pratique pas d'influence sur les résultats. Pour un module de 52 GPa mesuré à l'essai triaxial en laboratoire et 44 GPa à l'essai in situ de chargement au vérin plat (flat-jack test), le module au dilatomètre rigide ne s'élève qu'à 27 GPa. D'autres essais réalisés sur un basalte riche en fissures de Washington ont mené l'auteur à des conclusions similaires.

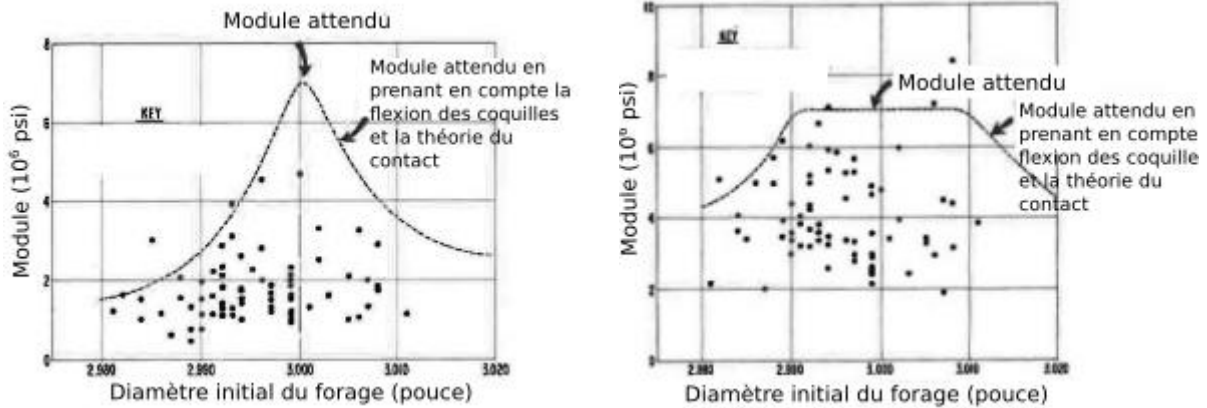


Figure III-25 : Modules mesurés lors d'essais in situ sur une dolomite à Markgraf (modifié d'après Shuri (1981)). À gauche : pressions hydrauliques inférieures à 34 MPa. À droite : pressions hydrauliques supérieures à 34 MPa.

III.3.4.5 Dernières corrections et consolidation d'une formule (Heuze and Amadei, 1985)

Finally, Heuzé et Amadei (1985) have aggregated the ensemble of corrections brought by the previous studies and have given the corrected expressions of K and T^* (of equation [III.14]) which are still referenced today and are integrated in the American and European standards of the test with the rigid dilatometer (ASTM International, 2016; ISO, 2012).

In the case of an oversized borehole with a constant contact angle β :

$$T^* = \frac{\sin(\beta)}{\pi} \frac{180}{\beta} K(v, \beta) \quad [\text{III.21}]$$

$$K(v, \beta) = \frac{720}{\pi^2 \beta} (1 - v^2) \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} (1 - (-1)^m) \sin^2(m\beta) \quad [\text{III.22}]$$

The authors recommend not to calculate the modulus until the instant where total contact is assured (soit $\beta = 45^\circ$ for a Goodman probe). Based on the work of Shuri (1981), Heuze et Amadei (1985) give a relation allowing to estimate the minimum hydraulic pressure Q_{hmin} to apply in order to reach total contact (for a shell with a half-angle of opening 45°). We will come back later on this relation applied to our dimensions. The calculation of Q_{hmin} requires to estimate the Young's modulus E , which can be done from a triaxial test on a core sample and by multiplying the obtained modulus by 0.4 to take into account the scale effect.

Despite the different corrections proposed by the different researches, it would seem that the moduli from a test with a rigid dilatometer remain significantly lower than the moduli measured with other tests in situ or in the laboratory (Shuri, 1981; Yow, 1993; Palmström and Singh, 2001).

III.3.5 Chargement de poinçons axisymétriques

Le chargement d'un demi-espace élastique isotrope par un poinçon axisymétrique a d'abord été étudié par (Boussinesq, 1885) en utilisant la théorie des potentiels. Ce problème a depuis été résolu pour une grande variété de profils de poinçons (Sneddon, 1965). Le cas particulier de l'enfoncement d'un poinçon sphérique dans un demi-espace peut être vu comme une continuité de la théorie hertzienne du contact sphère-sphère avec un rayon de courbure de la sphère représentant le sol étant de signe opposé et tendant vers l'infini (cf. Annexe A). On trouvera une synthèse des formules de tassement pour différentes formes de poinçons dans (Dahan, 1979) (Figure III-26).

Les équations [III.23] et [III.24] donnent l'expression de l'enfoncement respectivement d'un poinçon plat de rayon r_0 et d'un poinçon sphérique de rayon R et tant que $u_z < R$:

$$u_z = \frac{\pi r_0 (1-\nu^2) \sigma}{2E} \quad \text{[III.23]}$$

$$u_z = R \left(\frac{3\pi(1-\nu^2)\sigma}{2E} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{[III.24]}$$

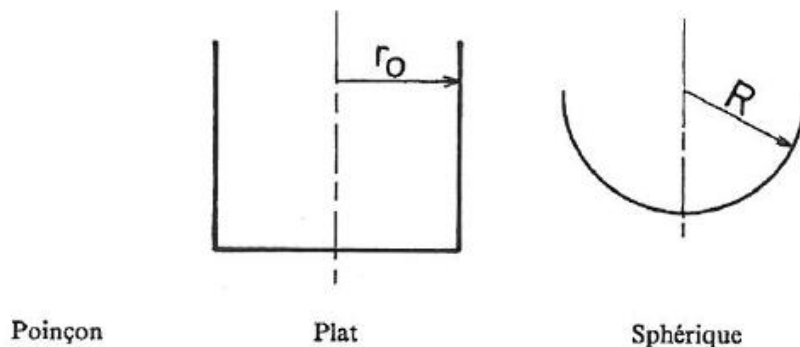


Figure III-26 : Géométrie des poinçons, d'après Dahan (1979).

Des courbes contraintes-enfoncement sont données à titre d'exemple sur la Figure III-27 en considérant des poinçons de 60 mm de diamètre. Dans le cas du poinçon sphérique, le module tangent augmente au fur et à mesure de l'enfoncement traduisant l'augmentation de la surface de contact avec l'enfoncement. Dans le cas du poinçon plat, le module tangent est constant car la surface de contact ne varie pas avec l'enfoncement. On peut comparer ces courbes avec le modèle de Goodman en prenant des coquilles de 60 mm de large.

Ces résultats montrent que, en cas de contact total et de la théorie élastique isotrope homogène, le chargement de demi-coquilles en forage (avec hypothèse de déformations planes) est équivalent au cas de l'enfoncement sur un demi-espace d'un poinçon plat axisymétrique d'un diamètre égal à la largeur des coquilles.

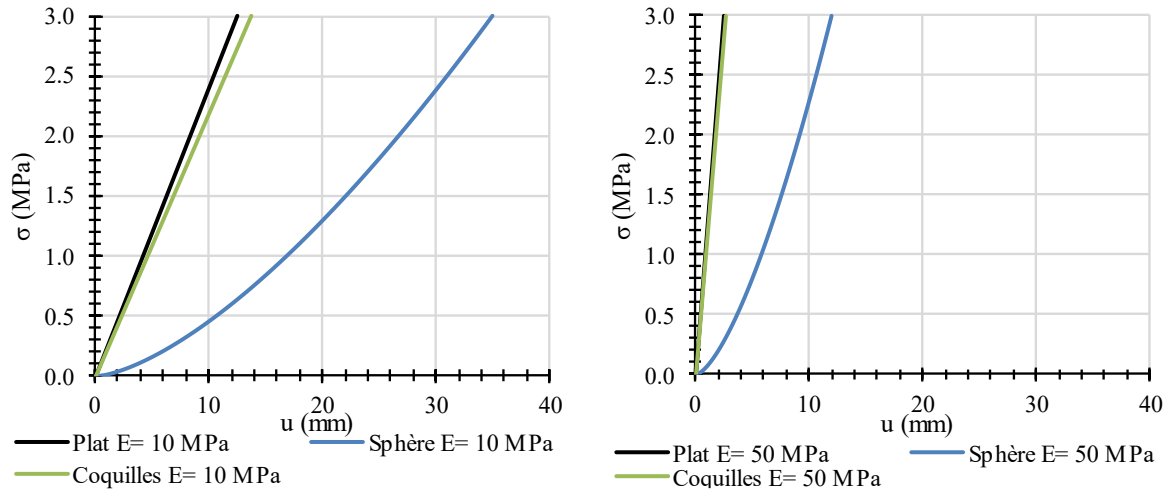


Figure III-27 : Courbes contrainte-enfoncement pour un poinçon plat et un poinçon sphérique.

III.3.6 Chargement interne d'un anneau d'épaisseur finie

Goodman et al. (1968), à travers l'équation [III.21], considèrent que le chargement s'effectue de manière perpendiculaire à la surface extérieure des coquilles en contact contre la paroi du forage. De notre côté, nous considérons la surface projetée des coquilles dans leur direction d'écartement ce qui est cohérent avec la théorie élastique du chargement unidirectionnel en forage et l'équation [III.13].

On peut alors se demander quelle est l'influence du mode de distribution de la charge sur la déformation de la paroi du forage (perpendiculaire à la paroi du forage ou parallèle à la direction d'écartement des coquilles). Pour étudier cela, nous nous sommes appuyés sur la théorie du chargement d'un anneau circulaire et des formules dites de Roark (Young et al., 2012) dans la discipline de la résistance des matériaux.

Considérons donc un cylindre de rayon intérieur a , de rayon extérieur b et de longueur l (Figure III-28 à gauche). Le calcul des déformations se fait en assimilant l'anneau à une poutre incurvée statiquement indéterminée (ou hyperstatique) ce qui signifie que le problème ne peut être uniquement résolu avec le principe d'équilibre de la statique mais nécessite l'utilisation d'une autre méthode, ici le théorème de Castigliano. La variation de diamètre verticale (la verticale est définie par l'axe AC sur la Figure III-29) s'exprime sous la forme générale dans le cas d'un anneau épais :

$$\Delta D = L(\theta, k_1, k_2) \frac{W \cdot R^3}{E \cdot A \cdot e \cdot R} \quad \text{[III.25]}$$

Avec :

W : force appliquée (N).

E : module d'Young (Pa).

A : surface de la section rectangulaire du cylindre dans la direction de sa longueur (m^2).

R : distance au centroïde (m).

$L(\theta, k_1, k_2)$: facteur géométrique dépendant de la répartition des charges sur l'anneau. Nous reviendrons plus tard sur ce paramètre.

Les facteurs k_1 et k_2 sont des facteurs correctifs prenant en compte l'existence d'une contrainte circonférentielle σ_θ qui ne peut être négligée dans le cas d'un anneau épais :

$$k_1 = 1 - \alpha + \beta$$

$$k_2 = 1 - \alpha$$

$\alpha = \frac{e}{R} = 1 - \frac{2(a-b)}{(a+b) \cdot \ln(\frac{a}{b})}$ est un facteur de déformation dû à la contrainte circonférentielle.

$\beta = 2F \cdot (1 + \nu) \cdot \alpha$: facteur de déformation dû à la contrainte radiale.

F : facteur de forme égal à 1,5 dans le cas d'une section rectangulaire.

e : distance entre l'axe centroïdal et l'axe neutre (Figure III-28 à droite). Ces deux axes sont confondus dans la théorie des poutres droites mais pas dans le cas des poutres incurvées.

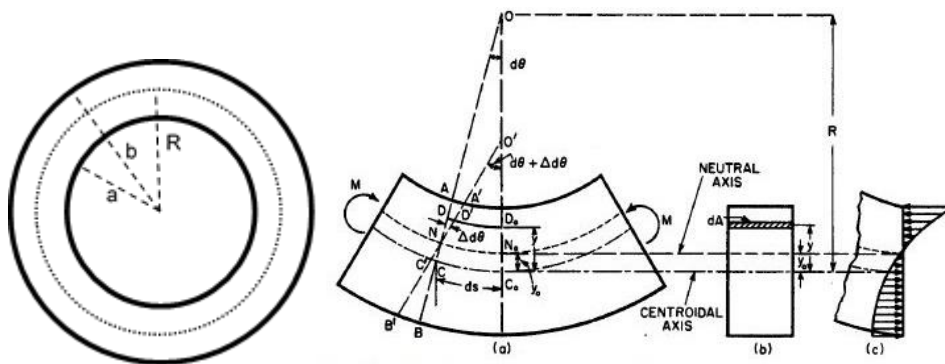


Figure III-28. À gauche : Géométrie de l'anneau épais. À droite : distinction entre l'axe neutre et l'axe centroïdal dans le cas d'une poutre incurvée.

Les modèles supposent des déformations planes et que toutes les charges sont appliquées au niveau du centroïde de l'anneau.

Dans cette application, nous considérerons $a=32$ mm et $b=60$ mm. Les auteurs donnent l'expression de L dans les cas particuliers présentés sur la Figure III-29. Appelons A le modèle de chargement unidirectionnel et B le chargement perpendiculaire à la paroi.

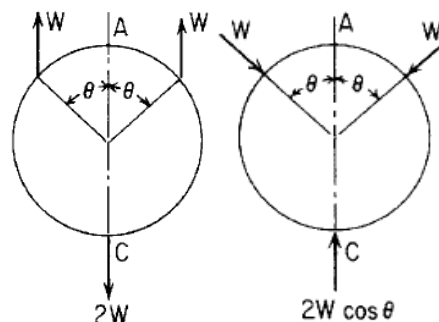


Figure III-29. À gauche : Chargement unidirectionnel (modèle A). À droite : chargement perpendiculaire à la paroi (modèle B).

Dans le cas du modèle A :

$$L = \frac{\pi}{2} (k_1(\pi - \theta - \sin \theta \cos \theta) + k_2(\pi - 2\theta) \sin \theta - 2k_2^2(1 + \cos \theta)) \quad [\text{III.26}]$$

Et dans le cas du modèle B :

$$L = \frac{k_1}{2} (\sin \theta - (\pi + \theta) \cos \theta) - k_2 \sin \theta + \frac{2k_2^2}{\pi} (1 + \cos \theta) \quad [\text{III.27}]$$

Considérons deux coquilles de demi-angle d'ouverture β . Pour obtenir un cas de chargement linéique et non ponctuel comme sur la Figure III-29, on somme les contributions de différentes charges réparties entre $\theta \in [0 : \beta]$ et $\theta \in [\pi : \pi - \beta]$ en changeant le signe de W en passant à la partie inférieure de l'anneau, le terme en $2W$ disparaissant ainsi. Les charges sont réparties uniformément sur les deux arcs de cercle en fonction du nombre de charges. Il est nécessaire de dépasser un certain seuil de concentration de charge (nombre de charges n divisé par la largeur totale de l'arc chargé) afin de s'assurer une configuration de charge linéique (par exemple, environ 400 charges par m sur l'exemple de la Figure III-30).

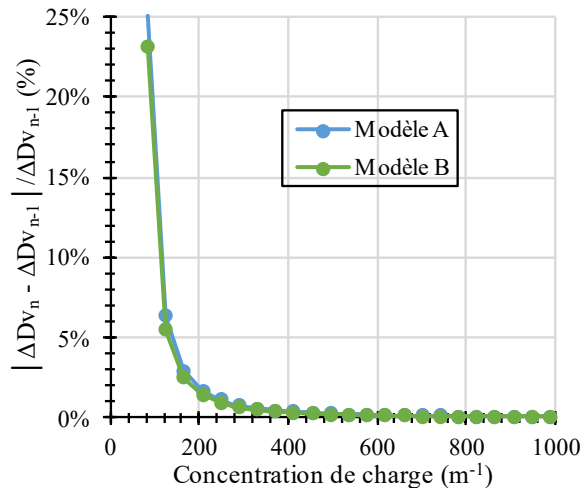


Figure III-30. Elaboration des modèles de chargement linéique pour $\beta=30^\circ$.

La Figure III-31 compare les variations de diamètre prédit par les deux modèles A (chargement unidirectionnel) et B (chargement perpendiculaire à l'anneau) pour une même force totale appliquée sur l'anneau, correspondant à la somme des charges réparties uniformément entre $\theta \in [0 : \beta]$ et $\theta \in [\pi : \pi - \beta]$. L'augmentation du diamètre vertical est plus importante avec le modèle B qu'avec le modèle A.

Dans le cas où $\beta=90^\circ$, le modèle B correspond à un chargement uniforme centrifuge (essai pressiométrique), l'écart entre les deux modèles s'élève alors à 72%.

On vérifie que dans le cas où $\beta=0^\circ$, les deux modèles donnent un résultat identique au problème classique d'un anneau tiré à ses deux extrémités (Timoshenko and Goodier, 1951) (Equation [III.28]).

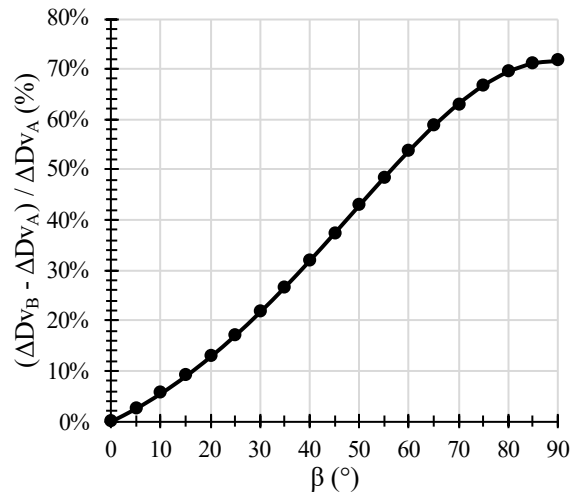


Figure III-31. Comparaison des modèles A et B.

$$L = \frac{2k_2^2}{\pi} - \frac{\pi k_1}{4} \quad [\text{III.28}]$$

On vérifie aussi que le modèle B pour $\beta=90^\circ$ donne le même résultat que le modèle présenté sur la Figure III-32 en faisant tendre θ vers 0. Le coefficient L exprimé par l'équation [III.29] s'applique au point B.

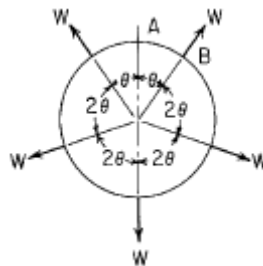


Figure III-32. Modèle de chargement centrifuge.

$$L = \frac{k_1(\theta - \sin\theta \cos\theta)}{2 \sin^2 \theta} + \frac{k_2 \cos\theta}{\sin\theta} - \frac{k_2^2}{\theta} \quad [\text{III.29}]$$

III.3.7 Application au calcul d'un module au Dilatosol

III.3.7.1 Méthode de calcul de la pente $E_{DFT;app}$

La valeur du module issu d'une courbe de chargement d'un essai d'expansion dépend de la plage sur laquelle elle a été calculée. Dans le cas de l'essai pressiométrique, cette plage de calcul est déterminée par l'analyse jointe de la courbe pression-volume et de la courbe dite de fluage (ISO, 2015).

Dans le cadre de cette étude comparative entre les deux sondes, nous utiliserons uniquement la courbe de déformation pour une détermination automatique de la plage de calcul de la pente (ou module apparent). Cette plage inclut ainsi tous les segments consécutifs ayant une pente $m_i = \frac{V_{i+1}-V_i}{P_{i+1}-P_i}$ inférieure au produit $\lambda \cdot m_E$, m_E étant la pente m_i la plus basse positive (ISO, 2015). Le coefficient λ est obtenu à partir de la relation suivante :

$$\lambda = 1 + \frac{1}{100} \frac{P'_E + P_E}{P'_E - P_E} + \frac{2\delta V}{V'_E - V_E} \quad [III.30]$$

Avec les coordonnées de l'origine (P_E, V_E) et de la fin (P'_E, V'_E) du segment m_E . δV et une tolérance de 3 cm^3 prise pour un premier calcul de λ . Si le nombre de segments obtenu avec cette première valeur est inférieur à 3, δV est augmenté par pas de 1 cm^3 comme le préconise la norme.

Concernant les essais au Dilatosol, un volume fictif V est calculé en assimilant l'écartement des coquilles au diamètre d'un cylindre fictif de 210 mm de long (longueur de la cellule de mesure pressiométrique). Cette quantité V nous permet de calculer un module sur la même base que l'essai pressiométrique mais n'a aucun lien avec le volume réellement déplacé lors d'un essai au Dilatosol (cf. §I.5). Nous nommerons P1 et P2 les points délimitant la plage de calcul de la pente correspondant à la phase II d'après §II.4 (Figure III-33). λ est un paramètre pour le calcul automatique du module n'ayant pas de signification physique mais permet de comparer les modules pressiométriques et les modules au Dilatosol sur un même critère.

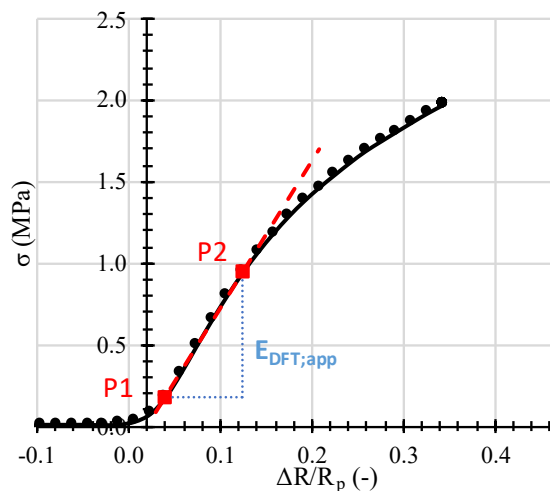


Figure III-33. Détermination automatique de la pente $E_{DFT;app}$.

III.3.7.2 Les modules au Dilatosol

Concernant les essais au Dilatosol (DFT), trois expressions seront utilisées pour calculer un module de chargement primaire.

Le module $E_{DFT,M}$ est issu de la théorie de l'expansion cylindrique :

$$E_{DFT,M} = (1 + \nu)R_m \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} \quad [\text{III.31}]$$

Où :

$R_m=(R_1+R_2)/2$ est le rayon moyen de la sonde entre P1 et P2 dans la direction de chargement du forage.

et ΔR est l'enfoncement moyen des deux coquilles dans le sol sous un chargement $\Delta\sigma$.

Le problème de l'expansion cylindrique peut sembler éloigné de celui du chargement uniaxial. Nous ne le considérerons qu'en première approche.

Le module $E_{DFT,G}$ est issu de la théorie d'un chargement rectangulaire uniforme d'un demi-espace de Giroud (1968). La longueur L et la largeur b correspondent aux dimensions d'une coquille :

$$E_{DFT,G} = (1 - \nu^2)bl \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} \quad [\text{III.32}]$$

L'évolution du facteur d'influence en fonction de la largeur de la coquille est donnée Figure III-34 pour les différentes longueurs de coquilles utilisées.

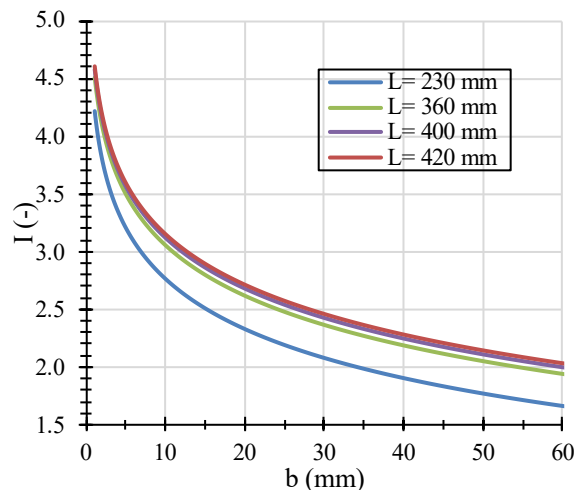


Figure III-34. Facteur d'influence I pour différentes longueurs de coquilles.

Enfin, $E_{DFT,BJ}$ correspond au module issu de la théorie de chargement unidirectionnel en forage (Goodman et al., 1968):

$$E_{DFT,BJ} = R_p \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} K(v, \beta) \quad \text{[III.33]}$$

Avec l'expression de $K(v, \beta)$ donnée par Heuzé et Amadei (1985) (Equation [III.22]). R_p est le rayon du forage estimé à partir du placage des coquilles contre la paroi.

Les différentes théories peuvent être comparées sur la base de leur rapport à $E_{DFT,app}$ défini par l'équation [III.6]. Selon la théorie du chargement unidirectionnel, ce rapport est égal à la fonction $K(v, \beta)$. Selon la théorie de Giroud ($E_{DFT,BJ}$), le rapport peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{E_{DFT,G}}{E_{DFT,app}} = \frac{(1 - \nu^2) b I}{R} \quad \text{[III.34]}$$

La Figure III-25 montre une comparaison du rapport E/E_{app} entre les deux théories en fonction de la largeur des coquilles. Pour un rappel de la géométrie des coquilles de chargement, le lecteur est invité à se référer au §I.3.3. Cette figure montre que le module apparent, soit la pente de la courbe de chargement, augmente quand le poinçon diminue de taille ce qui est cohérent avec ce que l'on a observé par modélisation numérique (cf. §III.2).

Concernant la théorie de Giroud, pour un matériau de module E soumis à une contrainte σ , plus la coquille est large, plus le volume de sol déformé est important, conduisant à diminuer E_{app} et donc à augmenter le rapport E/E_{app} . La même évolution est obtenue pour la théorie de Goodman pour de faibles valeurs de b . En revanche, pour des valeurs de b plus importantes, la courbe croît de moins en moins jusqu'à décroître à partir de $b=27$ mm (dans le cas du prototype 1 et 2). Cette décroissance est due à l'effet de couplage entre les deux coquilles qui apparaît lorsqu'elles sont suffisamment larges et qui résulte en un effet de tension qui apparaît sur les côtés du forage et qui augmente pour des coquilles de largeur croissante. Cet effet n'apparaît pas dans la théorie de Giroud car le sol sous la surface rectangulaire chargée est assimilée à un demi-espace.

On peut supposer que ces effets de tension sont irréalistes dans le cas des sols non cohésifs. La théorie issue de l'essai de chargement unidirectionnel pourrait donc être moins appropriée que la théorie de Giroud pour ces sols et pour des coquilles de grande ouverture. A l'inverse, pour des sols purement cohésifs, l'apparition de tensions est plus réaliste et la théorie du chargement unidirectionnel pourrait être plus appropriée.

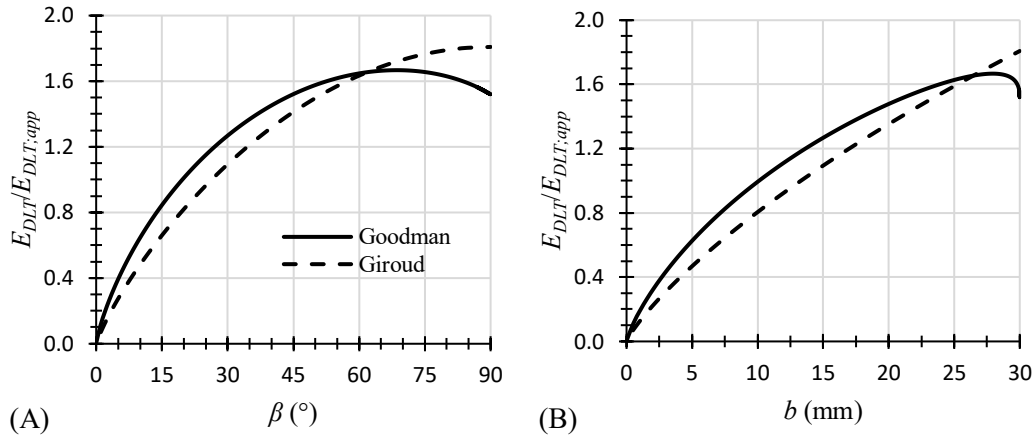


Figure III-35. Évolution du rapport E/E_{app} selon les théories de Goodman et de Giroud en fonction (A) du demi-angle d'ouverture des coquilles ou (B) de leur largeur en supposant une coquille de dimension égale à celle des prototypes 1 et 2.

Le Tableau III-6 synthétise les paramètres utilisés pour le calcul des modules selon la géométrie des coquilles. Sauf exception, le coefficient de Poisson ν est fixé égal à 0,33. Ainsi, le facteur bI augmente avec les prototypes successifs comme la largeur des coquilles augmente. On constate qu'il ne varie pas beaucoup entre le prototype 1 et le prototype 2 bien que la longueur des coquilles du prototype 2 soit bien plus élevée. Cela montre que la largeur des coquilles a un impact plus important que leur longueur (dans cette gamme de longueur).

Le paramètre K augmente aussi du prototype 1 au prototype 3a mais diminue pour les prototypes 3b et 4 comme prévu par la courbe Figure III-35. Ce paramètre ne change pas entre les prototypes 1 et 2 et entre les prototypes 3b et 4 car il ne dépend pas de la longueur des coquilles mais seulement de leur largeur.

Tableau III-6 : Paramètres appliqués pour le calcul des modules au Dilatosol (cf. §I.3.3).

	β (°)	K (ν , β) (-)	b (mm)	bI (mm)
Prototype 1	30	1,27	30	63
Prototype 2	30	1,27	30	73
Prototype 3a	~62	1,65	~ 42,4	95
Prototype 3b	90	1,52	55	114
Prototype 4	90	1,52	48	99

III.3.7.3 Étude analytique de l'impact de la mise en contact coquilles/forage sur le calcul du module

Dans notre cas, nous ne travaillons pas avec la contrainte hydraulique mais avec la contrainte extérieure exercée par les coquilles :

$$\sigma_{calc} = \frac{F}{bL} \quad \text{[III.35]}$$

b étant la largeur des coquilles.

Dans le cas d'un contact partiel sur une largeur b_c telle que $b_c < b$, on a donc $\sigma_{calc} < \sigma_{vrai}$ avec $\sigma_{vrai} = \frac{F}{b_c L}$ et donc $E_{calc} < E_{vrai}$. Le contact partiel dans le cas d'un forage surdimensionné conduit donc à sous-estimer le module de déformation du sol.

On peut aussi définir la contrainte calculée minimale afin d'atteindre le contact complet :

$$\sigma_{min} = \frac{\pi b}{2\Delta} \quad \text{[III.36]}$$

Avec Δ tel que défini par l'équation [III.18].

Ainsi :

$$\begin{aligned} &\text{pour } \sigma_{calc} < \sigma_{min} ; b_c < b \text{ donc } E_{calc} < E_{vrai} \\ &\text{Pour } \sigma_{calc} \geq \sigma_{min} ; b_c = b \text{ donc } E_{calc} = E_{vrai} \end{aligned}$$

Connaissant les dimensions des coquilles (b ou β et R_1 le rayon de courbure), il est donc possible de calculer à l'aide de l'équation [III.15] le rapport E_{calc}/E_{vrai} en fonction de σ_{calc} et du rayon de forage R_2 (Figure III-36 et Figure III-37). Nous supposons pour cela que le module des coquilles est très grand devant celui du sol et nous prenons comme dimensions de coquilles celles correspondant aux prototypes 1 (et 2) et au prototype 4 (et 3b). Différents rayons de forage sont considérés allant de 30,5 mm à 33,5 mm. Aussi, deux modules de sol sont testés (10 et 50 MPa).

De manière générale, on peut voir que plus le rayon du forage est important, plus la sous-estimation du module est importante. En considérant le prototype 1 (Figure III-36) et un forage de 64 mm de diamètre, la contrainte à exercer pour ne plus avoir d'erreur de calcul du module est d'environ 0,25 MPa pour $E_{vrai}=10$ MPa et d'environ 1,25 MPa pour $E_{vrai}=50$ MPa. Ces valeurs peuvent sembler importantes et le sont encore plus dans le cas des prototypes 3b et 4 (Figure III-37) en raison de leur demi-angle d'ouverture de 90° . Dans ce dernier cas, la contrainte nécessaire au contact total est d'environ 0,95 MPa pour $E_{vrai}=10$ MPa et d'environ 1,4 MPa pour $E_{vrai}=50$ MPa pour un forage de 64 mm de diamètre.

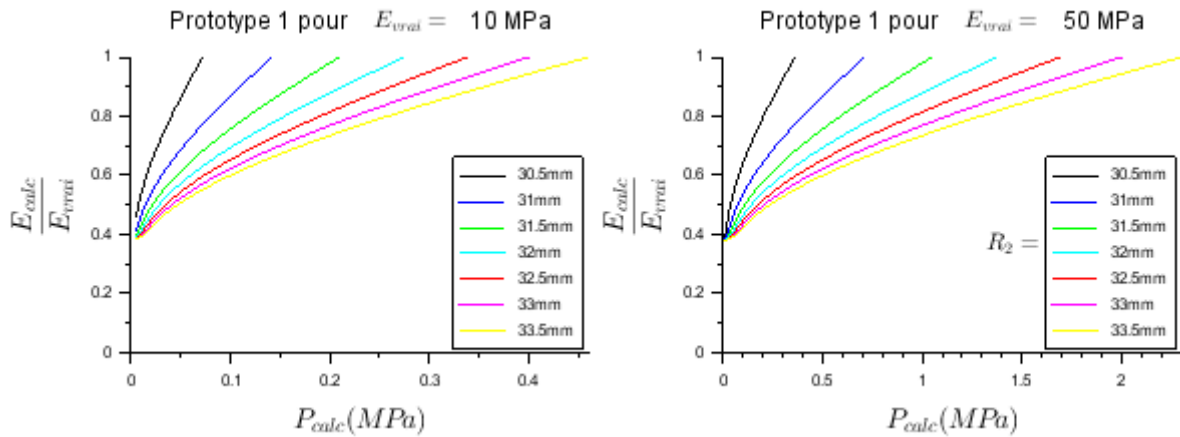


Figure III-36 : Influence théorique de la mise en contact coquilles/paroi sur le calcul du module du sol (prototype 1 ou 2).

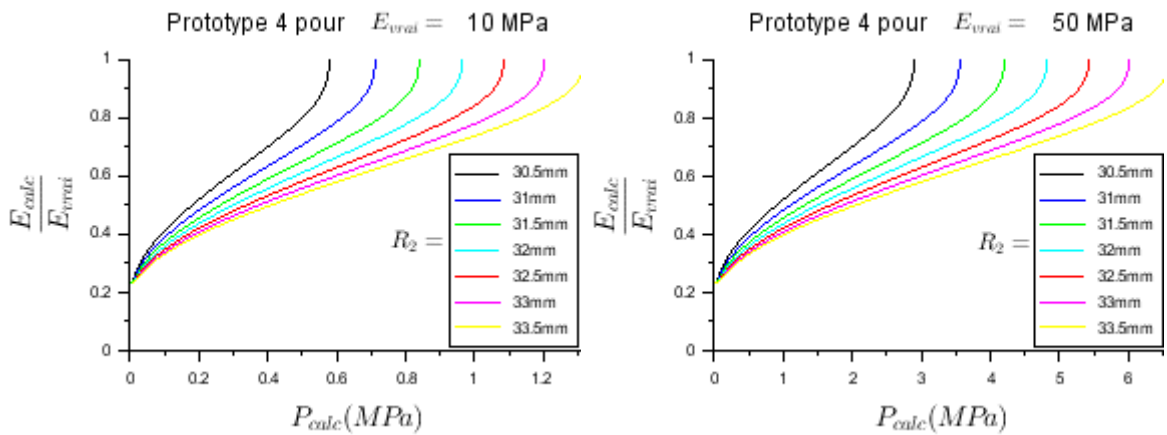


Figure III-37 : Influence théorique de la mise en contact coquilles/paroi sur le calcul du module du sol (prototype 4 ou 3b).

En conclusion, bien que les modules des sols soient considérablement plus faibles que les modules des roches minimisant ainsi le problème du contact, la différence de rayon de courbure entre les coquilles du Dilatosol et le forage ainsi que l'incertitude assez importante sur cette dernière donnée, fait qu'au final ce phénomène impacte assez fortement la mesure du module. La contrainte à appliquer pour obtenir un contact total est assez élevée. Il est cependant nécessaire de rappeler que ces calculs sont basés sur des modèles purement élastiques de contact cylindre-cylindre. L'hypothèse que la paroi du forage se comporterait de manière purement élastique est fortement discutable étant donné l'endommagement probable du sol par poinçonnement localisé à l'extrémité des coquilles au fur et à mesure du chargement. On peut de plus supposer que la zone formant la paroi du forage a été au préalable fortement remaniée lors de la foration et qu'elle épouse la forme des coquilles de la sonde beaucoup plus rapidement que ce qui est prévu par la théorie hertzienne. Dans le calcul du module au Dilatosol, nous supposons donc un contact total.

III.4 Les paramètres de rupture

Le paramètre de type module est relativement facile à définir de manière analytique de par la simplicité de la théorie élastique-linéaire utilisée et le faible nombre de paramètres intrinsèques (E et ν). Il en est autrement pour la définition d'un paramètre de rupture, les phénomènes de plasticité en œuvre étant bien plus complexes à modéliser.

La détermination de paramètres intrinsèques de rupture de type c , ϕ , ψ sont principalement l'apanage des essais mécaniques en laboratoire de type essai triaxial ou essai à la boîte de cisaillement. Dans le cas des essais in situ, on privilégie comme approche d'établir des relations empiriques ou semi-empiriques avec la rupture d'un sol sous une fondation.

Dans cette partie, nous présentons succinctement les principaux paramètres de rupture issus des essais in situ de chargement des sols. L'idée n'est pas de dresser un état de l'art exhaustif et équilibré mais plutôt de présenter différentes approches qui pourront servir de pistes pour la définition d'un paramètre de rupture issu d'un essai au Dilatosol. Étant donné le chargement par poinçonnement de cet essai, nous accorderons une attention particulière à des essais analogues tels que l'essai de pénétration au cône, l'essai au dilatomètre plat et l'essai au dilatomètre rigide. L'un des principaux objectifs des essais géotechniques in situ étant de déterminer la capacité portante des fondations, nous commencerons par comparer les courbes de chargement de fondations superficielles avec les courbes d'essais au Dilatosol.

Nous proposerons en conclusion de ce paragraphe, un critère de rupture pour l'essai au Dilatosol.

III.4.1 La capacité portante d'une fondation superficielle

III.4.1.1 Les différents mécanismes de rupture du sol

On compte principalement 3 différents mécanismes de rupture du sol sous une fondation superficielle (en suivant l'ordre de la Figure III-38) :

- Rupture par cisaillement global : la géométrie de la rupture est aisément identifiable et se manifeste sous la forme de lignes de glissement continues reliant les bords de la fondation à la surface du sol.
- Rupture par cisaillement local : comme pour le cas précédent, des lignes de glissement apparaissent mais ne se propagent pas jusqu'à la surface.
- Rupture par poinçonnement cisailant : seule la partie directement sous la fondation est sollicitée avec une compression locale associée à des surfaces de cisaillement sub-verticales de part et d'autre des bords de la fondation.

La prépondérance d'un mécanisme sur les autres dépend de la géométrie de la fondation, du mode de chargement, et de la nature du sol. Par exemple, dans le cas le plus simple d'un matériau purement frottant, l'indice de densité est le paramètre déterminant : dans un état dense, la rupture se fait par glissement global comme le sol sous la fondation est faiblement compressible, alors que dans un état lâche, un mécanisme de type poinçonnement se met en place avec une compression du sol en dessous de la fondation et donc une augmentation locale de la densité. Enfin le confinement du sol a aussi un rôle crucial, un sol plus confiné aura plutôt tendance à rompre en poinçonnement, ce comportement est donc plus susceptible d'être observé

pour des essais réalisés à plus grande profondeur.

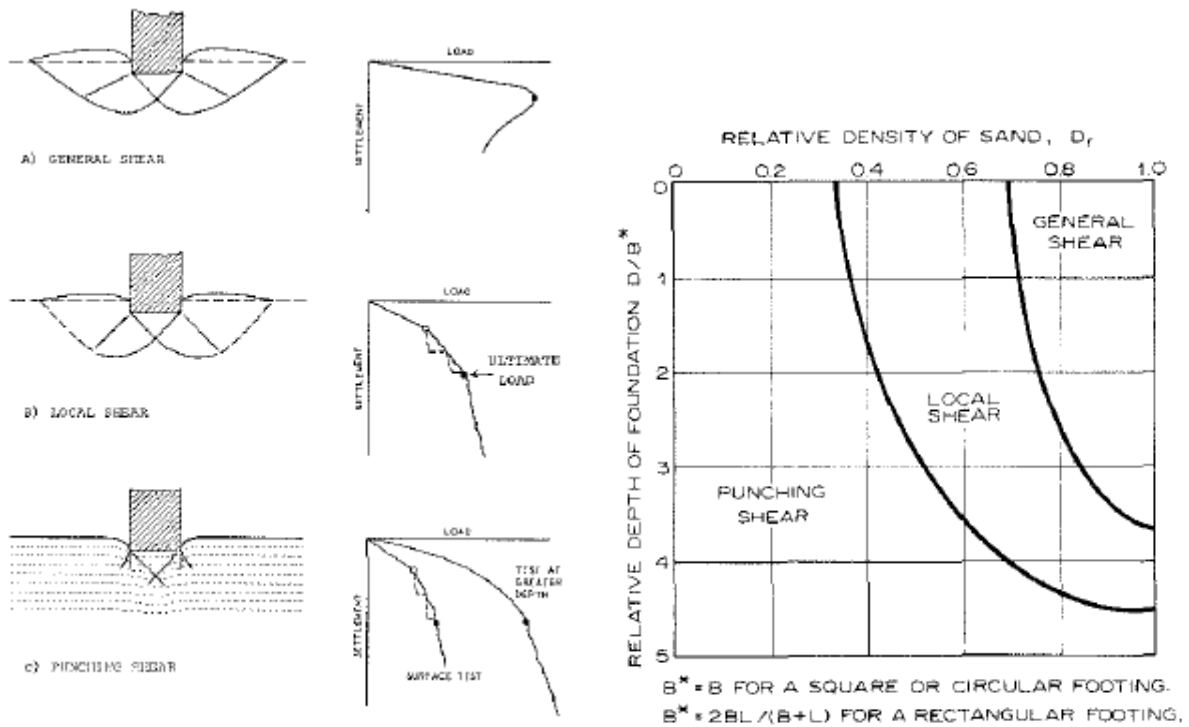


Figure III-38 : A gauche : différents mécanismes de rupture du sol sous une fondation superficielle. À droite : Mécanisme de rupture en fonction de la géométrie de la fondation et de la densité pour le sable de Chattahoochee. D'après (Vesic, 1973).

Considérons plus en détail les mécanismes de rupture par poinçonnement et par cisaillement local (Figure III-39) qui peut être étudié analytiquement dans le cas d'un sol purement frottant ((Vesic, 1973)).

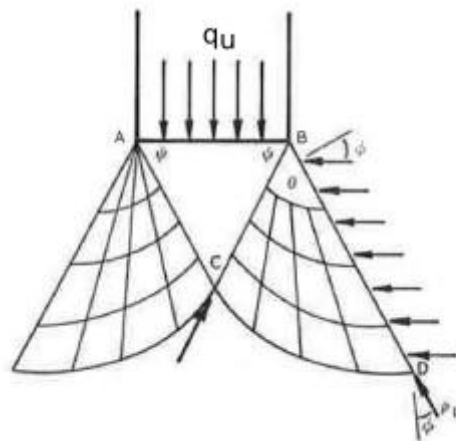


Figure III-39 : Analyse théorique de la rupture par poinçonnement ou par cisaillement local d'après (Vesic, 1973).

La zone à l'intérieur du triangle ABC se comporte de manière élastique tandis que les deux zones adjacentes BCD sont dans le domaine plastique. Le facteur de capacité portante du sol

N_q défini comme le ratio entre la capacité portante q_u et la contrainte verticale initiale au niveau de la base de la fondation peut alors s'écrire :

$$N_q = e^{3,8\varphi \tan(\varphi)} \tan^2(45 + \varphi/2) \quad [\text{III.37}]$$

En faisant l'hypothèse que $\theta=1,9\varphi$ sur la base d'observations.

III.4.1.2 Définition d'une capacité portante

La contrainte limite sous une fondation est définie par rapport à l'allure de la courbe contrainte/tassement : Dans le cas le plus simple d'une rupture par cisaillement global, la formation quasi-instantanée des surfaces de glissement est associée à une chute de la contrainte tout aussi instantanée, ce pic de contrainte correspond donc à la contrainte limite sous une fondation.

Pour les deux autres mécanismes de rupture, la définition d'une contrainte limite est moins évidente (cf. Figure III-38) puisque l'on n'observe pas de pic de contrainte. On trouvera dans (Lutenegger and Adams, 1998), les applications de différentes méthodes de détermination de la contrainte limite sur des essais réels sur des sols sableux en considérant différentes géométries de fondation (largeur et encastrement) et à diverses densités de sable. On liste ainsi par ordre d'apparition sur la Figure III-40:

- La méthode d'intersection des tangentes : elle définit la contrainte limite q_u comme la contrainte menant à une rupture de pente dans la courbe chargement-tassement. (Trautmann and Kulhawy, 1988) proposent d'associer q_u à l'intersection entre les deux tangentes respectivement calées au début et à la fin de la courbe de chargement.
- La méthode Log-Log : elle est analogue à la méthode précédente à la différence que l'on considère la courbe contrainte-tassement en échelle log-log. La contrainte limite correspond alors à l'intersection entre les deux droites distinguant les deux phases de la courbe (Beer, 1970).
- La méthode hyperbolique : elle consiste à considérer qu'en fin de la courbe, le rapport s/Q est une fonction linéaire de s . La charge ultime correspond alors à l'inverse de la pente.
- La méthode de $0,1B$: la contrainte limite est celle menant à un tassement égal à $0,1B$ avec B la largeur de la fondation.

Appliquant ces méthodes en considérant plusieurs largeurs B et différentes profondeurs d'encastrement, les auteurs montrent que généralement on observe cet ordre : q_u (Méthode Log-Log) < q_u (Méthode des tangentes) < q_u (Méthode de $0,1 B$) < q_u (Méthode hyperbolique).

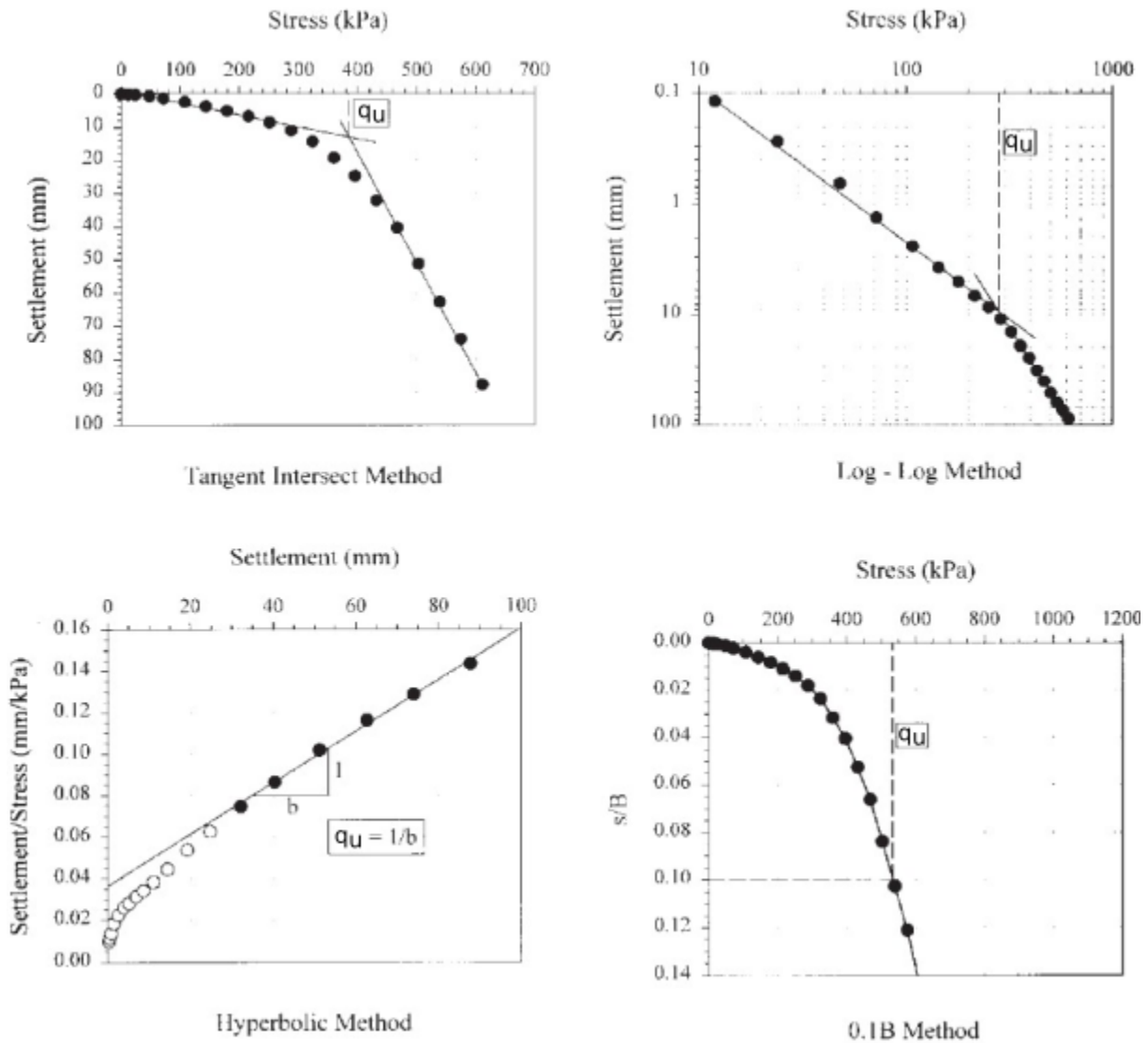


Figure III-40 : Différentes définitions de la contrainte limite q_u , d'après (Lutenegger and Adams, 1998).

III.4.2 Les paramètres de rupture extraits des essais in situ

III.4.2.1 La pression limite pressiométrique

Dans l'analyse élasto-plastique de l'essai pressiométrique, la pression de fluage p_f (yield pressure) est définie comme la pression nécessaire à l'apparition de déformations plastiques (Briaud, 1992). L'essai pressiométrique étant en pratique mené sur une durée d'environ 10 minutes, il est considéré comme non drainé dans les sols cohésifs et comme drainé dans les sols non cohésifs. Théoriquement, on a donc pour un sol purement cohésif (équation [III.38]) et pour un sol purement frottant (équation [III.39]) :

$$p_f = p_0 + c_u \quad \text{[III.38]}$$

$$p'_f = p'_0(1 + \sin(\varphi)) \quad \text{[III.39]}$$

En pratique, la détermination de c_u à partir de p_f mène à une surestimation de c_u . Le paramètre de la pression limite lui est donc préféré : la pression limite p_L est définie comme la pression nécessaire à appliquer sur la paroi du forage pour que l'anneau plastique se propage à l'infini (Figure III-41).

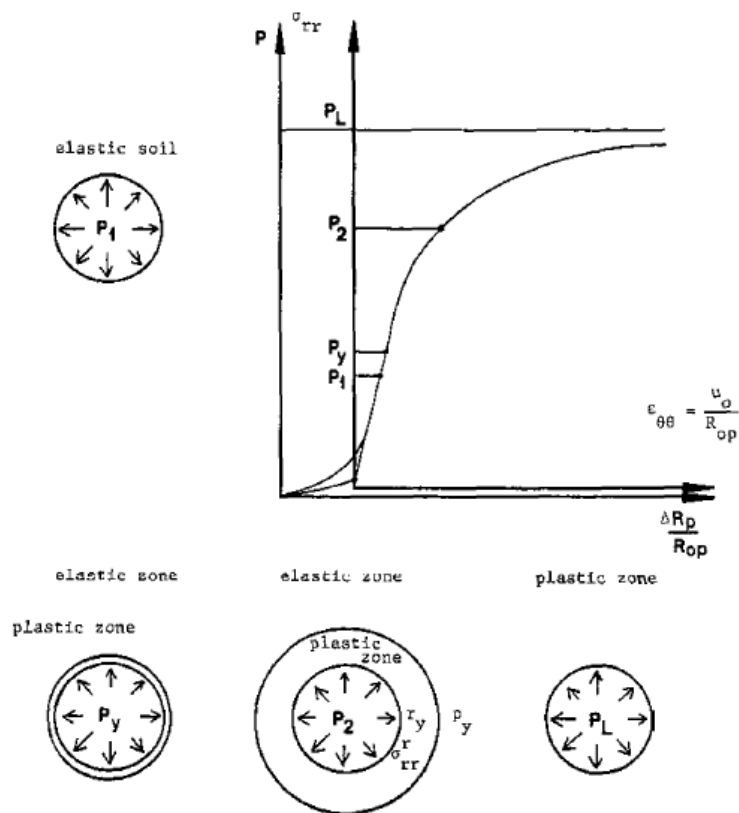


Figure III-41 : Étude de la phase plastique apparaissant lors d'un essai pressiométrique, d'après (Briaud, 1992).

Alors que dans le cas des essais en laboratoire, l'atteinte de la contrainte de rupture, correspondant à un maximum du déviateur, l'échantillon rompt dans son entièreté, ce n'est pas ce qui se passe dans le cas de l'essai pressiométrique où pour $p=p_f$ l'anneau plastique formé est contraint par le sol environnant infini toujours en état élastique. La pression exercée sur le sol peut donc continuer à augmenter jusqu'à atteindre la pression limite.

Plusieurs développements analytiques ont permis de relier cette pression limite aux paramètres intrinsèques des sols issus d'essais de cisaillement., c , ϕ (Ménard, 1957; Baguelin et al., 1978; Cassan, 2005b), et plus tardivement ψ (Withers et al., 1989; Combarieu, 1995).

(Ménard, 1957), donne l'expression de la pression limite dans le cas d'un sol purement cohérent (Équation [III.40]) et dans le cas d'un sol purement frottant (Équation [III.41]) :

$$p_l = p_0 + c_u \left[1 + \ln \left(\frac{E}{2c_u(1+\nu)} \right) \right] \quad \text{[III.40]}$$

$$p_l = p_0(1 + \sin(\varphi)) \left[\frac{E}{2(1+\nu)p_0 \sin(\varphi)} \right]^{\frac{\sin(\varphi)}{1+\sin(\varphi)}} \quad \text{[III.41]}$$

Les relations précédentes supposent des déformations plastiques à volume constant ce qui n'est vrai qu'à l'état critique du sol. En prenant en compte le phénomène de dilatance, (Monnet and Khlif, 1994) donnent une expression de p_l (modifiée d'après (Combarieu, 1995)) dans le cas $K_0 < 1/(1+\sin\varphi)$:

$$p_l^{(1+\sin(\varphi))} = \left(\frac{\pi}{2} - 2 \sin(\psi) \sin(\varphi) \right) p_0^{(1-\sin(\psi) \sin(\varphi))} E^{(1+\sin(\psi) \sin(\varphi))} \quad \text{[III.42]}$$

Les essais pressiométriques sont en pratique arrêtés bien avant d'atteindre une asymptote permettant de mesurer la pression limite, et ce afin d'éviter l'éclatement de la sonde d'autant plus susceptible de se produire que la pression et le volume injecté sont élevés. La pression limite de Ménard p_{LM} est donc conventionnellement définie comme la pression nécessaire au doublement du volume de la cavité initiale pour un volume donc $V_L = V_0 + 2V_1$ (ISO, 2015). Malgré cette convention, ce volume limite est rarement atteint pour la même raison de risque d'éclatement. La pression nécessaire à l'atteinte d'un tel volume est donc très souvent extrapolée.

La première méthode d'extrapolation, dite de la courbe inverse (ISO, 2015), consiste à réaliser une régression linéaire sur les trois dernières valeurs de la courbe $(\sigma, 1/V)$. C'est une méthode qui a initialement été développée pour l'extrapolation de la pression limite pressiométrique (Ménard, 1975) et de la charge ultime sous un pieu (Chin, 1970).

Une autre méthode est de modéliser la courbe de chargement par une double hyperbole de rayon de courbure de signes opposés séparées par une partie linéaire. Cette méthode, dite de la double hyperbole, est utilisée pour l'extrapolation d'une pression limite pressiométrique (Baud et al., 1992; ISO, 2015). La première hyperbole correspond à la phase de mise en contact de la sonde contre la paroi et son refoulement jusqu'à la pression latérale des terres au repos p_0 et la seconde hyperbole correspond à la phase de rupture du sol :

$$V = A_1 + A_2 \sigma + \frac{A_3}{A_5 - \sigma} + \frac{A_4}{A_6 - \sigma} \quad \text{[III.43]}$$

Les valeurs initiales des coefficients A_5 et A_6 sont respectivement estimées à partir de l'allure initiale et finale de la courbe de chargement.

Ces valeurs sont ensuite optimisées via la méthode de Gauss-Newton de manière à minimiser le résidu avec pour n couples de mesures (σ, V) :

$$A = [X^t X]^{-1} [X^t V] \quad \text{[III.44]}$$

Avec $A = [A_1, A_2, A_3, A_4]$ et $X = \begin{bmatrix} 1 & \sigma_1 & 1/(A_5 - \sigma_1) & 1/(A_6 - \sigma_1) \\ 1 & \sigma_i & 1/(A_5 - \sigma_i) & 1/(A_6 - \sigma_i) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & \sigma_n & 1/(A_5 - \sigma_n) & 1/(A_6 - \sigma_n) \end{bmatrix}$

III.4.2.1 L'essai de pénétration au cône

Dans le cas de l'essai de pénétration au piézocône (CPTu) la résistance au cône, principal paramètre mesuré, est obtenue pour une vitesse de pénétration de 20 mm/s. C'est donc un paramètre de rupture en conditions non drainées pour les sols fins et en conditions drainées pour les sols granulaires. Un grand nombre de théories ont été développées cherchant à relier q_u à des paramètres de résistance du sol (Yu and Mitchell, 1998). On citera les deux principales à savoir la théorie de la capacité portante et la théorie de l'expansion d'une cavité sphérique. Dans le cas de l'approche en termes de capacité portante (Figure III-42), la résistance q_u est supposée égale à la contrainte menant à la rupture d'une fondation profonde circulaire. L'analyse peut alors être menée en considérant simplement l'équilibre global du sol en supposant un mécanisme de rupture particulier en suivant une analyse en équilibre limite (Figure III-42 (A)) ou en menant une approche en surface de glissement (Figure III-42 (B)).

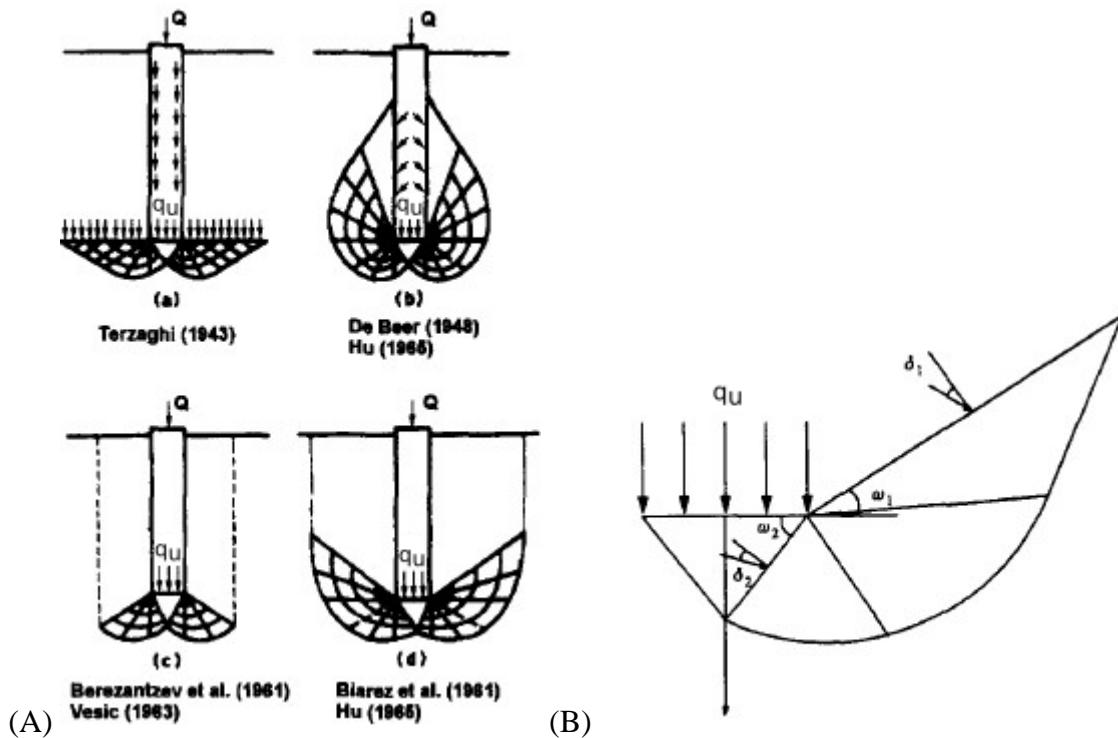


Figure III-42 : Mécanisme de rupture supposé sous une pointe de pénétromètre par analogie avec une fondation profonde. (A) Analyse en équilibre limite. (B) Approche en surface de glissement. D'après (Yu and Mitchell, 1998).

C'est cependant la théorie de l'expansion d'une cavité sphérique (Figure III-43) qui donne les meilleurs résultats en termes de prédiction de la résistance au cône (Robertson, 2015; Yu and Mitchell, 1998). L'analogie entre l'expansion d'une cavité sphérique et la pénétration du cône vient de l'observation que la contrainte nécessaire à l'enfoncement irréversible d'un poinçon conique dans un espace élasto-plastique est proportionnelle à celle nécessaire pour une augmentation d'un même volume d'une cavité sphérique (Bishop et al., 1945). Cette pression limite sphérique peut être obtenue analytiquement ou numériquement en considérant la contrainte nécessaire pour atteindre un état stationnaire. L'analyse numérique connaît actuellement un regain d'intérêt à travers l'émergence de la méthode des éléments finis particulières, prenant en compte une redéfinition de la maille en cours de calcul et permettant ainsi de mieux modéliser les grandes déformations (Monforte et al., 2017).

Cependant, l'obtention de paramètres de résistance des sols par corrélation empirique à partir d'essais en chambre d'étalonnage reste l'approche la plus répandue (Houlsby and Hitchman, 1988; Robertson, 2015).

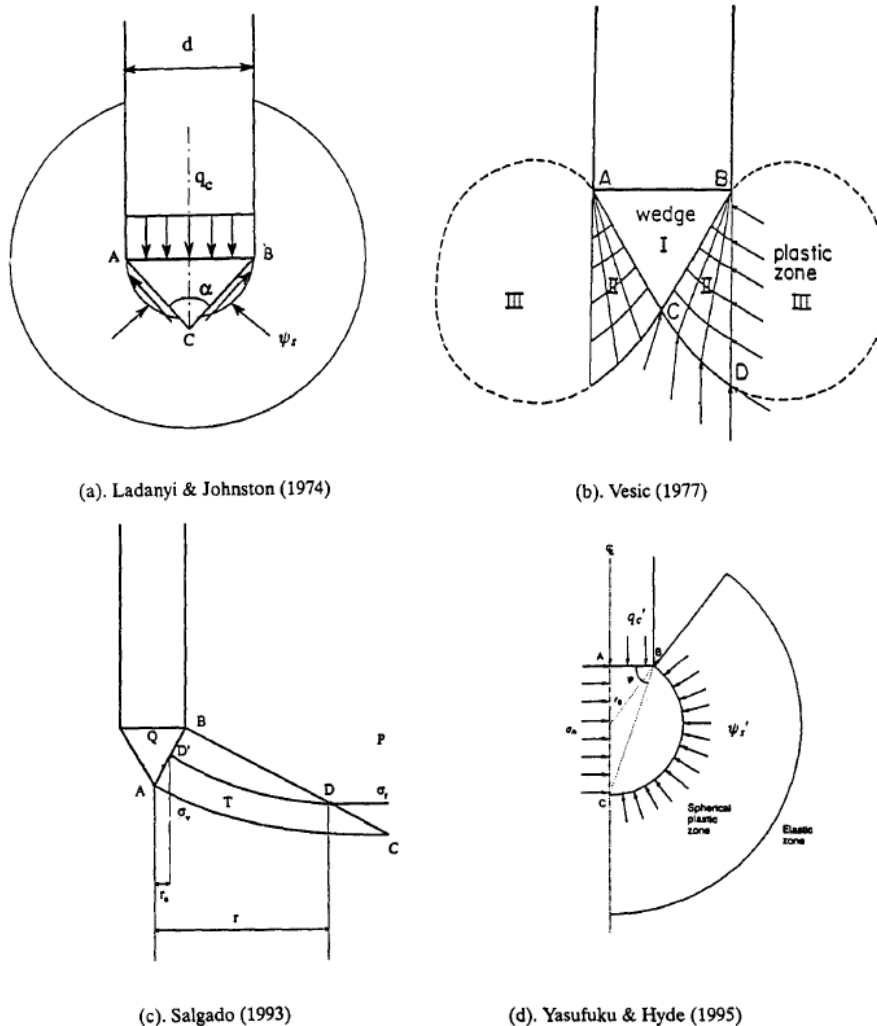


Figure III-43 : Relations entre la résistance au cône et la contrainte limite d'une cavité. D'après (Yu and Mitchell, 1998).

III.4.2.2 Le PENLAT

(Baguelin et al., 1977) ont défini la pression limite p_{ql} mesurée lors d'un essai de chargement au pénétromètre latéral autoforeur (PENLAT) comme la pression nécessaire à l'atteinte d'une asymptote de la courbe parallèle à l'axe des déformations (cf. Figure I-3 à droite).

Les auteurs ont travaillé sur trois sites de nature lithologique différente (arène granitique (Caudan), sable de Loire (St Jean de la Croix) et argile de Provins (Poigny)) et ont comparé leurs mesures avec des essais pressiométriques Ménard et autoforeur (PAFSOR) ainsi que des essais de pénétration au cône (Figure III-44).

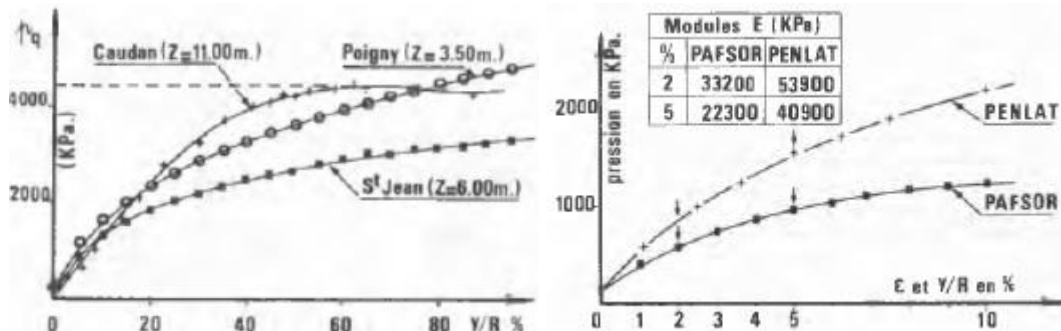


Figure III-44 : À gauche : Courbes de chargement au PENLAT typiques sur trois différents sols. À droite : Comparaison avec un essai au PAFSOR à 7 m de profondeurs. D'après (Baguelin et al., 1977).

Ils en ressortent que pour un même niveau de déformation (dans le cas de l'essai pressiométrique, ε est la déformation circonférentielle), la contrainte appliquée par le PENLAT est systématiquement plus élevée. N'observant pas toujours d'asymptote horizontale en fin d'essai permettant de déterminer facilement p_{ql} , ils travaillent avec p_{q100} , la contrainte pour une déformation relative de 100 %. Les auteurs ne comparent pas p_{q100} à la pression limite pressiométrique conventionnelle, cependant on peut observer sur la Figure III-44 à droite, que p_{q100} semble bien plus élevée.

Cette grandeur est en revanche globalement inférieure à la résistance au cône q_c avec un rapport q_c/p_{q100} égal à 1,35 (Caudan), 1,7 (Saint-Jean) et 2,6 (Poigny) mettant en évidence le caractère anisotrope transverse des sols et l'importance de la vitesse de chargement dans des conditions non drainées. Dans les cas des sites de Saint-Jean et de Poigny ces écarts importants sont aussi dus au fait que l'asymptote horizontale n'est pas atteinte à $a=100$ % alors que pour le site de Caudan, elle est bien atteinte. On peut supposer que c'est pour cette raison que les auteurs ont proposé comme évolution future du matériel d'augmenter la course maximale du poinçon à 400 % afin d'accéder à un critère de rupture qui se rapproche du q_c du pénétromètre statique CPT. N'ayant pas eu, à notre connaissance, d'autre publication sur cet outil, on peut se demander si les auteurs ont fait le rapprochement entre les courbes d'essais au PENLAT et les courbes de chargement de fondation dans le cas d'un mécanisme de rupture par poinçonnement pour lesquelles la rupture du sol se fait aussi de manière très progressive (cf. §III.4.1.1). Ils auraient pu alors proposer un autre critère de rupture, tels que ceux que nous avons listés §III.4.1.2, sans avoir à augmenter la course de leur appareil.

III.4.2.3 L'essai scissométrique

L'essai consiste à exercer un moment de torsion d'un moulinet équipé de pâles rectangulaires foncé dans le sol (Figure III-45). La rotation de la pèle cisaille le sol suivant une surface cylindrique permettant d'accéder à la cohésion non drainée des sols purement cohésifs que l'on notera S_u pour le distinguer de c_u plus communément défini à partir des essais non drainés en laboratoire.

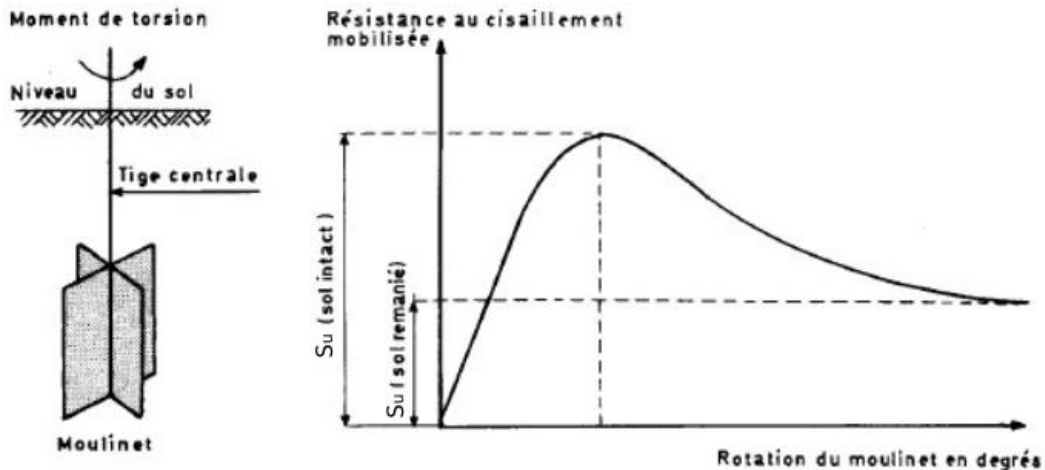


Figure III-45 : Principe de l'essai scissométrique, modifié d'après (Amar and Jezequel, 1972).

La relation entre c_u et p_{IM}^* est théoriquement définie par l'équation [III.40]. Des corrélations directes entre des essais scissométriques et pressiométriques ont par ailleurs donné des relations légèrement différentes que l'on utilisera ici (Cassan, 2005b):

$$S_u = \frac{p_{IM} - p_0}{a} + b \quad [III.45]$$

Avec p_{IM} , p_0 et S_u en kPa.

Et avec :

- Pour $p_{IM} - p_0 \leq 0,3$ MPa, $a=5,5$ et $b=0$ MPa.
- Pour $0,3 < p_{IM} - p_0 \leq 1$ MPa, $a=12$ et $b=0,03$ MPa selon (Cassan, 2005b), ou $a=10$ et $b=0,025$ selon (Amar and Jezequel, 1972).
- Pour $1 < p_{IM} - p_0 \leq 2,5$ MPa, $a=35$ et $b=0,085$ MPa.

III.4.2.4 L'essai au dilatomètre plat

Dans le cas du dilatomètre plat, l'accès aux paramètres de résistance des sols est difficile étant donné les limites intrinsèques à cet essai : l'enfoncement de 1,1 mm de la membrane peut sembler en effet trop faible pour caractériser un comportement d'un sol à la rupture. De plus, la mesure de deux couples (p , ΔR) seulement ne permet pas de travailler sur une courbe de chargement et de définir une contrainte limite par une analyse théorique ou même par analogie avec des essais de chargement élémentaires tels que les essais de compression en laboratoire.

Des courbes de chargement au dilatromètre plat ont été obtenues sur un sable avec un dilatromètre dit « de recherche » (Campanella et al., 1985; Campanella and Robertson, 1991) (Figure III-46). On peut constater que l'atteinte de la pression P_1 ne coïncide pas avec la rupture du sol ni même une inflexion de la courbe telle que l'on peut observer sur une courbe de chargement pressiométrique ou d'essai de compression.

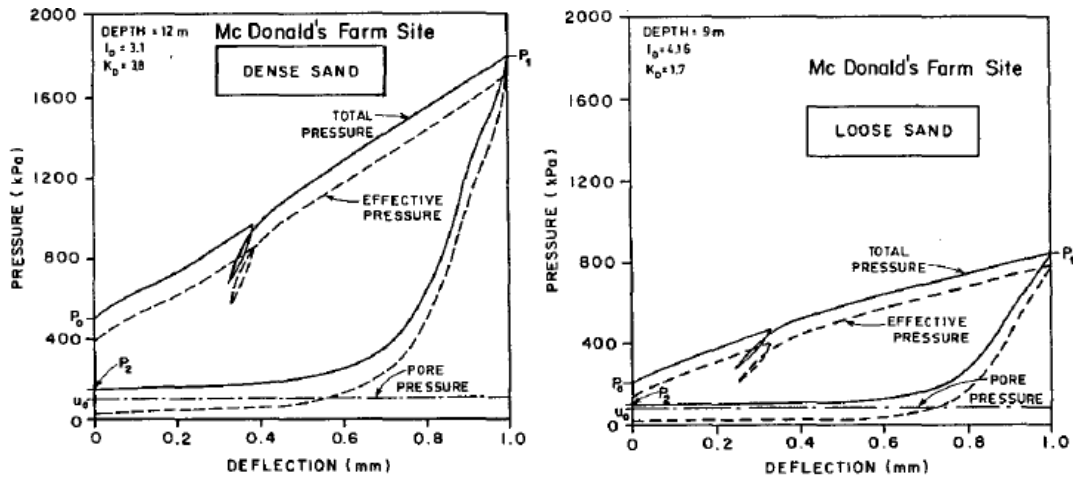


Figure III-46 : Comparaison de courbes d'essais au dilatromètre plat (DMT) sur un sable dense (à gauche) et sur un sable lâche (à droite), d'après (Campanella and Robertson, 1991).

La Figure III-47 montre une comparaison entre les trois types d'essais (DMT pour dilatromètre plat), pressiomètre autoforeur (SBPT pour « Self Boring Pressuremeter Test ») et pressiomètre foncé (FDPT pour « Full Displacement Pressuremeter Test ») à partir du déplacement relatif $\Delta R/R_0$ avec $R_0=33$ mm pour les pressiomètres (correspondant au rayon initial des sondes cylindriques) et $R_0=7$ mm pour le dilatromètre plat (correspondant à la demi-largeur de la lame).

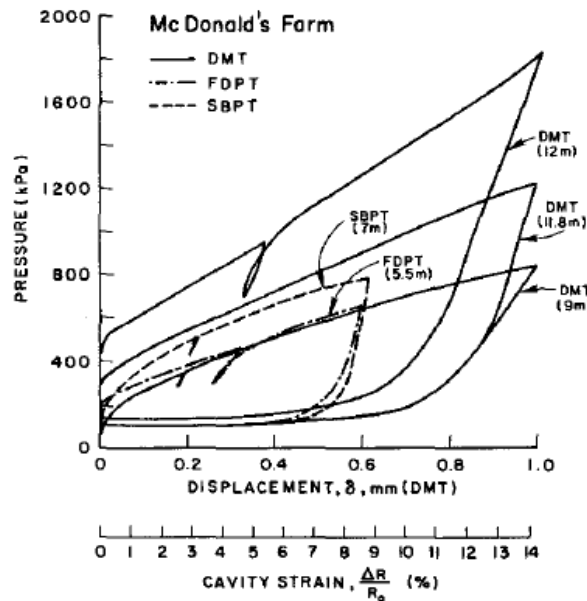


Figure III-47 : Comparaison de courbes de chargement d'un sable issues du dilatromètre plat (DMT), du pressiomètre autoforeur (SBPT) et du pressiomètre foncé (FDPT). D'après (Campanella and Robertson, 1991).

Ils avancent que dans cette configuration les différents essais ont des courbes d'allure similaire, ce qui est discutable. De plus, sur les exemples présentés, les essais pressiométriques sont menés jusqu'à environ $\Delta R/R_0=9\%$ ce qui est très loin de la définition conventionnelle de la rupture du sol pour ce type d'essai ($\Delta R/R_0 \sim 4\%$). On n'est donc pas convaincu de l'existence d'une analogie entre P_1 et p_{IM} .

En corrélant P_1 et la pression limite de Ménard p_{IM} avec forage préalable, Lutenegeger (1988) donne un encadrement de p_1 compris entre 0,7 et 1,4 p_{IM} (Figure III-48).

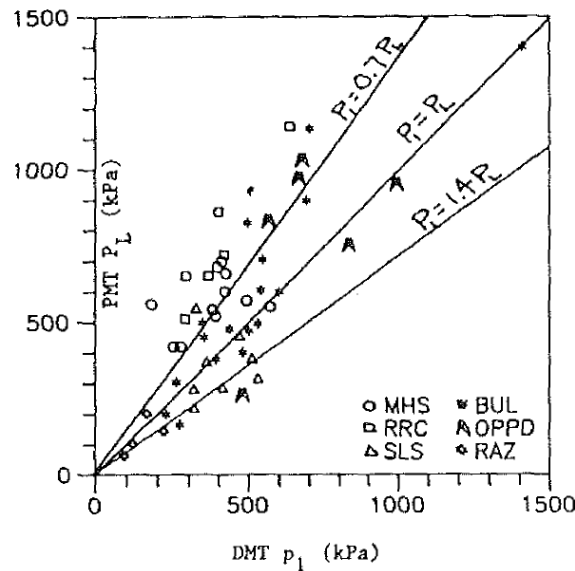


Figure III-48 : Comparaison entre p_{IM} (avec forage préalable) et p_1 . D'après (Lutenegeger, 1988).

III.4.2.5 Le dilatomètre rigide

Le dilatomètre rigide a pour vocation de mesurer un module purement élastique des roches. L'appareillage est adapté à cet unique objectif : la course des vérins est faible et la résolution ainsi que la précision des capteurs de déplacement sont élevées. Cependant, les fortes contraintes en jeu lors d'un essai peuvent mener à l'apparition de déformations plastiques même pour de si faibles déformations de la paroi.

Comme nous l'avons vu dans le §III.3.7.3, le contact progressif des coquilles contre la paroi du forage crée une inflexion dans la courbe qui nécessite de définir une pression minimale à appliquer afin de s'assurer un contact total à partir de laquelle la courbe est linéaire permettant de calculer un module. L'équation [III.36] permet ainsi de définir une limite inférieure pour le calcul d'un module.

(Hou et al., 2017) proposent l'expression analytique d'une limite supérieure définie comme la contrainte nécessaire pour sortir du domaine élastique à une position θ au niveau de la paroi du forage. Cette contrainte appelée contrainte limite Q_{limite} est définie à partir de deux critères : un critère de rupture en cisaillement Q_s et un critère de rupture en tension Q_t . Dès que l'un des deux critères est atteint, des déformations plastiques apparaissent au niveau de la paroi en θ :

$$Q_{limite} = \min\{Q_s, Q_t\} \quad \text{[III.46]}$$

Le critère de rupture en cisaillement Q_s dépend de la localisation sur la paroi θ et des paramètres de cisaillement c et φ . Le critère de rupture en tension Q_t dépend de θ et de la résistance en tension de la roche R_t mesurée en laboratoire. Les auteurs préconisent donc de supposer R_t , C et φ afin de calculer la contrainte maximale applicable lors d'un essai au dilatomètre rigide.

La grandeur Q_s est associée à l'apparition de rupture en cisaillement et est donc analogue à la pression de fluage pressiométrique p_f (Équation [III.38] et [III.39]). On pourrait donc comparer Q_s à p_{IM} pour voir si ces deux grandeurs donnent des résultats proches comme semble le montrer la comparaison des courbes issues des deux types d'essais. Malheureusement, l'équation fournie par les auteurs pour calculer Q_s est erronée ce qui nous a empêché de réaliser cette approche.

III.4.3 Conclusion : définition d'une contrainte de rupture au Dilatosol

Dans le cas de l'essai de pénétration au cône, le déplacement du sol se fait exclusivement par refoulement du cône, il s'agit donc bien d'un essai latéral dans le sens où il n'y a pas de compression du matériau sous la pointe. Ainsi, si l'on considère une couche homogène, la résistance nette sera constante sur toute la profondeur de la couche. A l'inverse, l'allure cylindrique des coquilles de chargement au Dilatosol donne la possibilité qu'il y ait à la fois un refoulement latéral du sol mais aussi une compression dans la direction d'écartement. La conséquence serait alors une diminution locale de l'indice des vides au fur et à mesure de l'enfoncement des coquilles ce qui expliquerait l'augmentation continue de la contrainte observée sur les courbes d'essai et ce même au-delà de la rupture de pente. Cet effet est encore plus remarquable sur les essais au PENLAT, le poinçon étant plat limitant ainsi la possibilité de refouler le sol.

Ce phénomène est analogue au mécanisme de rupture sous une fondation superficielle par poinçonnement. L'étude des courbes d'essais de chargement de fondations superficielles montre en effet que l'assimilation de la contrainte ultime du sol à un pic de contrainte n'est pas toujours pertinente étant donné que ce pic de contrainte rarement atteint selon les caractéristiques du sol sollicité. On constate que l'allure de la courbe de chargement de fondation dans le cas d'une rupture par poinçonnement est comparable avec celle que l'on peut observer lors d'un essai de chargement latéral au Dilatosol (on peut revoir par exemple les Figure II-56 à Figure II-58 des essais en chambre d'essais avec le prototype 4) : cette analogie est somme toute assez logique étant donné la similitude de la géométrie du chargement et le fait que l'essai en forage est réalisé sur un matériau confiné ce qui limite la possibilité d'apparition de lignes de glissement globales telles que celles reliant les bords d'une fondation à la surface libre dans le cas d'un chargement en surface sur un matériau dense.

La détermination d'un paramètre de rupture au pressiomètre s'est historiquement basée sur des développements analytiques rigoureux de l'expansion d'une cavité cylindrique. Cependant, pour des raisons pratiques liées au matériel de mesure, la procédure a été simplifiée et le critère de rupture depuis conventionnellement accepté est basé sur un taux de déformation arbitraire et qui de plus mène dans la grande majorité des cas à extrapoler la valeur recherchée ce qui est

une source importante d'imprécision et d'incertitude. Il peut donc être intéressant de chercher d'autres critères.

Nous proposons de tester plusieurs critères pour la détermination d'une contrainte limite au Dilatosol :

- Par analogie avec l'interprétation de la rupture du sol par poinçonnement sous une fondation, on peut définir cette contrainte comme correspondant à une rupture de pente dans la courbe de chargement déterminée par :
 - o La méthode de l'intersection des tangentes (Figure III-49 et Figure III-50) : σ_{tang} .
 - o La méthode Log-Log (Figure II-53) : σ_{log} .
- Un critère de type P2 : la contrainte de rupture est la contrainte à la fin de la plage pseudo-élastique au point P2 : σ_2 . Cette valeur est une estimation basse de la contrainte nécessaire pour initier la propagation des déformations plastiques dans le milieu à partir de la paroi du forage, par analogie avec la pression dite de « fluage » pressiométrique (cf. §III.4.2.1) et dilatométrique (cf. §III.4.2.5).
- Des critères de type extrapolation d'une contrainte à un déplacement relatif donné :
 - o À $\Delta R/R_p=0,42$ correspondant au doublement du volume de la cavité cylindrique initiale par extrapolation hyperbolique : σ_{LM} , par analogie avec la pression limite conventionnelle de Ménard.
 - o À $\Delta R/R_p=\infty$ par extrapolation hyperbolique : σ_{hyp} .

Pour toutes ces méthodes, nous calculerons les différentes pentes de manière semi-automatique. La première pente, correspondant à la plage de calcul du module pseudo-élastique, est obtenue par la méthode présentée §III.3.7.1. La deuxième pente est calculée selon une méthode analogue dans le graphique (σ , V): la plage de calcul de la pente inclut ainsi tous les segments consécutifs ayant une pente $m_i = (V_{i+1} - V_i)/(P_{i+1} - P_i)$ supérieure au produit $\lambda_{\text{max}} \cdot m_{\text{max}}$, m_{max} étant la pente m_i la plus élevée positive. Le coefficient λ_{max} est pris égal à $1-(\lambda-1)/2$ avec λ le paramètre défini pour la détermination de la plage pseudo élastique équation [III.30]. En effet le coefficient λ se situe généralement entre 1,2 et 1,4 ce qui fait décaler P1 vers des valeurs de $\Delta R/R_p$ plus faibles et P2 vers des valeurs de $\Delta R/R_p$ plus élevées. Or, pour la 2^e pente, le curseur ne peut se déplacer que vers des valeurs de $\Delta R/R_p$ plus faibles, donc pour équilibrer on divise par deux.

La contrainte corrigée σ_2^* correspond à la contrainte nette appliquée sur le terrain :

$$\sigma_2^* = \sigma_2 - \sigma_{h0} \quad \text{[III.47]}$$

Avec σ_{h0} la contrainte horizontale initiale avant forage égale au produit $K_0 \cdot \sigma_{v0}$ avec K_0 le coefficient des terres au repos et σ_{v0} la contrainte verticale initiale à la profondeur d'essai. Cette contrainte est généralement estimée à partir de la relation : $K_0=1-\sin(\varphi)$.

Les applications numériques de ces méthodes sur l'essai montré en exemple sur les Figure III-49 à Figure III-52 sont rassemblées dans le Tableau III-7. On remarque que les valeurs de contrainte limite peuvent fortement varier d'une méthode à l'autre, principalement en raison des différentes gammes de déplacement relatif auxquelles elles sont calculées.

Nous proposons de considérer, dans ce mémoire, un critère de manière à pouvoir s'appuyer sur des méthodes semi-empiriques de dimensionnement mises au point entre l'essai pressiométrique et le chargement de fondations. Nous choisissons donc de considérer le point

P2 comme critère de rupture. En se basant ainsi sur une grandeur mesurée sensiblement en milieu de course environ, on se prémunit à la fois de l'effet de fin de course des vérins qui mène parfois à une altération de la qualité de la courbe d'essai, et du risque de déchirement de la gaine. On se garde aussi de toute extrapolation de la fin de la courbe d'essai qui peut s'avérer parfois douteuse. Enfin, cette valeur s'avère être prudente comparée aux valeurs issues des autres méthodes.

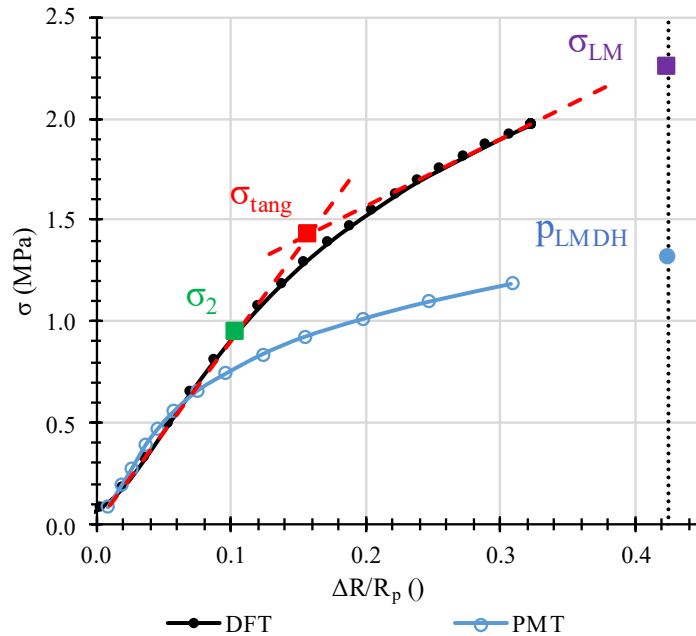


Figure III-49. Comparaison de plusieurs méthodes de détermination d'une contrainte limite au Dilatosol et comparaison avec un essai pressiométrique.

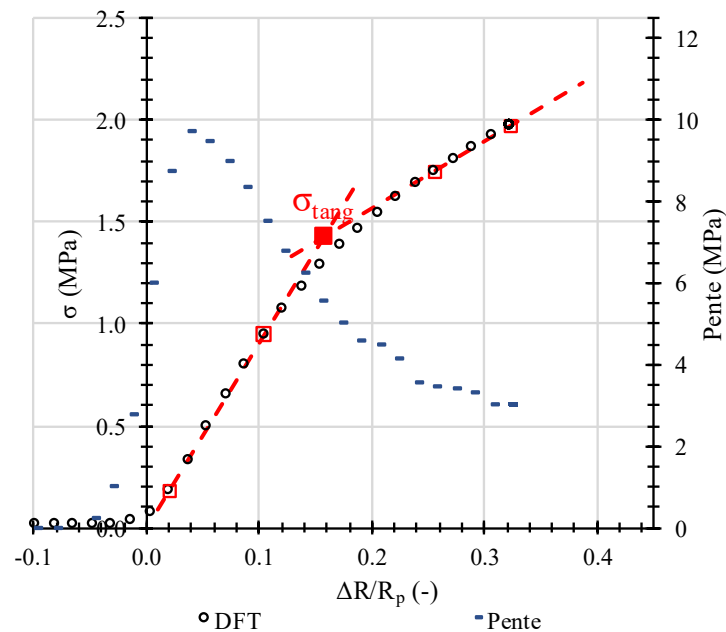


Figure III-50. Détermination de la contrainte limite σ_{log} par la méthode de l'intersection des tangentes.

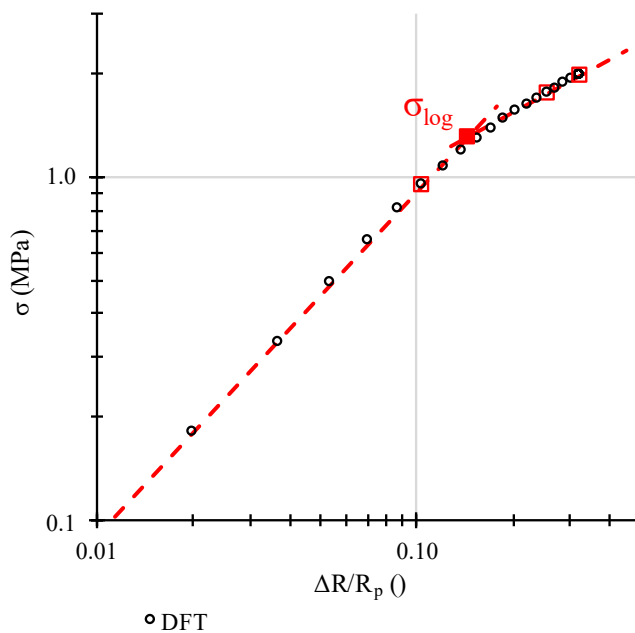


Figure III-51. Détermination de la contrainte limite σ_{log} par la méthode Log-Log.

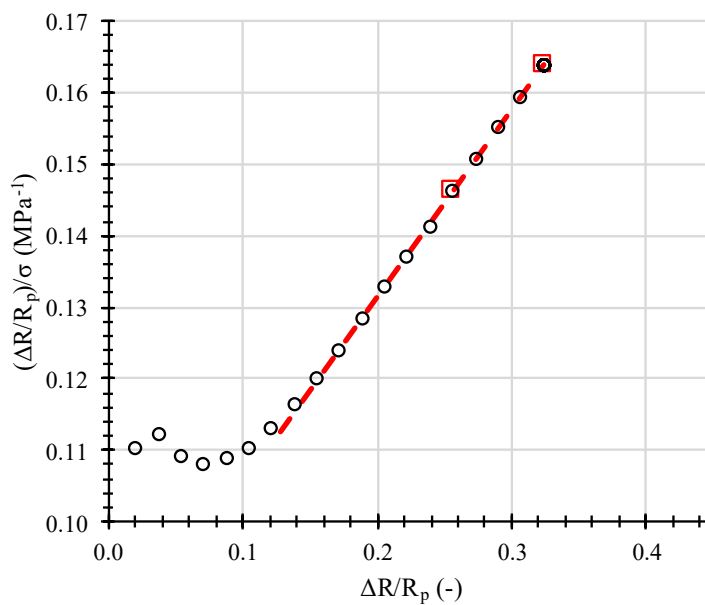


Figure III-52. Détermination de la contrainte limite σ_{hyp} par la méthode hyperbolique.

Tableau III-7 : Exemples de calcul contraintes limites au Dilatosol sur l'essai présenté sur les Figure III-49 à Figure III-52.

Méthode P2		Méthode Log-Log		Méthode des tangentes		Méthode hyperbolique pressiométrique		Méthode hyperbolique	
σ_2^* (MPa)	$\Delta R/R_p$ (-)	σ_{log}^* (MPa)	$\Delta R/R_p$ (-)	σ_{tang}^* (MPa)	$\Delta R/R_p$ (-)	σ_{LM}^* (MPa)	$\Delta R/R_p$ (-)	σ_{hyp}^* (MPa)	$\Delta R/R_p$ (-)
0,94	0,10	1,30	0,14	1,42	0,16	2,32	0,42	3,79	∞

III.5 Conclusion

L'analyse de quelques théories élastiques nous a permis d'identifier différentes expressions permettant d'accéder à un module. Nous en avons retenu principalement deux : le cas d'un chargement unidirectionnel rigide en forage et le cas d'un chargement d'un demi-espace par une surface rectangulaire infiniment longue. La théorie de l'anneau est écartée comme elle s'approche de la théorie du chargement unidirectionnel tout en étant moins pertinente car moins adaptée aux sols.

Les recherches réalisées au sujet du dilatomètre rigide en mécanique des roches ont mis en évidence la problématique du contact progressif entre les coquilles de chargement et la paroi du forage.

La définition d'un paramètre de rupture est moins évidente étant donné la complexité des phénomènes en jeu lors de déformations plastiques. Par analogie avec des développements analytiques et avec des essais de fondation, nous avons néanmoins pu proposer plusieurs méthodes de détermination.

Dans le chapitre suivant, nous appliquons et comparons ces différents outils et méthodes.

CHAPITRE IV: INTERPRETATION DES COURBES DE CHARGEMENT AU DILATOSOL

Nous présentons dans ce chapitre les résultats des calculs de modules et nous proposons une expression à conserver. Nous donnons aussi les valeurs de contraintes limites calculées pour les quelques essais concernés. Les paramètres extraits des courbes de chargement au Dilatosol sont comparés avec les paramètres pressiométriques. Là aussi, nous travaillerons sur les moyennes arithmétiques des modules et contraintes limites.

IV.1 Faux-sol en polyuréthane

IV.1.1 Faux-sol nu

Les paramètres utilisés pour calculer un module à partir de ces essais sont présentés dans le Tableau IV-1 et les modules moyen calculés sont rassemblés dans le Tableau IV-2.

Tableau IV-1 : Paramètres utilisés pour le calcul des modules.

	Surface d'appui (cm ²)	ν (-)	b (mm)	bI (mm)	β (°)	K (ν, β)
V1	146	0,5	30	63	30	1,07
V2	240	0,5	30	73	30	1,07
V3b	462	0,5	55	114	90	1,28
V4	346	0,5	48	99	90	1,28

Tableau IV-2 : Modules calculés sur le faux sol en polyuréthane.

Version	$E_{DFT,app}$ (MPa)	$E_{DFT,M}$ (MPa)	$E_{DFT,BJ}$ (MPa)	$E_{DFT,G}$ (MPa)
V1	1,9	2,7	2,0	2,6
V2	3,7	5,9	3,9	6,1
V3b	3,2	5,2	4,2	4,3
V4	4,8	8,3	7,4	5,4

Par comparaison, le module de pressiométrie moyen calculé s'élève à 5,9 MPa. Les différentes sondes donnent des résultats proches en matière de modules. Aussi ces valeurs sont proches de celles mesurées à partir de la formule du cylindre épais (9,2 MPa). En revanche, on

est très loin du module calculé par essai de compression (370 MPa). Cet écart est dû à la différence de mode de chargement : lors de l'essai pressiométrique le cylindre creux se déforme en extension car il est chargé de manière interne alors que lors de l'essai à la presse, le cylindre est comprimé dans la direction longitudinale.

IV.1.2 Faux-sol avec tube

Les paramètres utilisés pour calculer un module avec ces nouvelles configurations sont rassemblés dans le Tableau IV-3. La première géométrie correspond à deux coquilles de 60 mm de diamètre extérieur avec $\beta=90^\circ$. Pour la 2^e géométrie, la sonde est équipée d'une des deux coquilles précédentes et de l'autre côté, elle est dotée de la coquille standard du prototype 3a (cf. I.3.3). Cela explique la différence de surface d'appui entre les deux géométries. La contrainte maximale exerçable via la 1^{ère} géométrie s'élève à 2,57 MPa alors que pour la 2^{ème} géométrie elle est égale à 2,75 MPa .

Les modules moyen calculés sont rassemblés dans le Tableau IV-4. Par comparaison, le module pressiométrique moyen calculé s'élève à 311 MPa. On constate que cette valeur est proche de celle mesurée à la presse ce qui est cohérent vu que l'on se rapproche du cas de figure d'un essai de compression grâce au tube entourant le matériau.

Tableau IV-3 : Paramètres utilisés pour le calcul des modules.

Version	Surface d'appui (cm ²)	ν (-)	b (mm)	bI (mm)	β (°)	K (ν, β)
V3a + 2 coquilles 60 mm	504	0,5	60	122	90	1,28
V3a + 1 coquille 60 mm	408	0,5	49	105	82	1,36

On observe de manière générale une grande variabilité du module selon la géométrie des coquilles utilisées. Ces écarts peuvent s'expliquer par le comportement purement élastique et incompressible du polyuréthane. En effet, étant encerclé par le tube métallique, le matériau ne peut se déformer que vers la cavité ou dans la direction longitudinale du cylindre. Ainsi, la raideur apparente du matériau est fortement influencée par le volume disponible dans la cavité : il est d'autant plus important que la surface de contact entre les coquilles et la paroi du faux sol est faible. L'essai pressiométrique correspond au cas extrême où ce volume disponible est nul vu qu'il est entièrement rempli par la cellule pressiométrique en expansion. Ceci explique que le module pressiométrique est bien plus élevé que ceux mesurés avec le Dilatosol.

On explique mal cependant pourquoi la courbe du prototype 4 diffère tant de celle du prototype 3b. La géométrie de chargement entre les deux prototypes ne diffère que par l'épaisseur de la gaine de 3 à 4 mm pour le prototype 4 et d'1,5 mm pour le prototype 3b. L'épaisseur de la gaine n'est pas prise en compte dans le calcul de la contrainte.

Tableau IV-4 : Modules calculés.

Version	$E_{DFT,app}$ (MPa)	$E_{DFT,M}$ (MPa)	$E_{DFT,BJ}$ (MPa)	$E_{DFT,G}$ (MPa)
V3a + 2 coquilles 60 mm	77	114	99	109
V3a + 1 coquille 60 mm	44	69	60	54
V3b	34	53	43	45
V4	51	78	65	58

IV.1.3 Étude expérimentale du contact

La problématique du contact a été étudiée avec le prototype 1. Pour cela, trois capteurs de force à résistance (FSR, modèle 402) ont été disposés sur une coquille (Figure IV-1). Un capteur se situe au milieu de la coquille tandis que les deux autres se situent proches des bords. Chaque capteur a un diamètre de 18 mm.

Ces capteurs ont une sensibilité comprise entre 0,2 et 20 N et ne peuvent donc être utilisés que pour étudier la mise en contact.

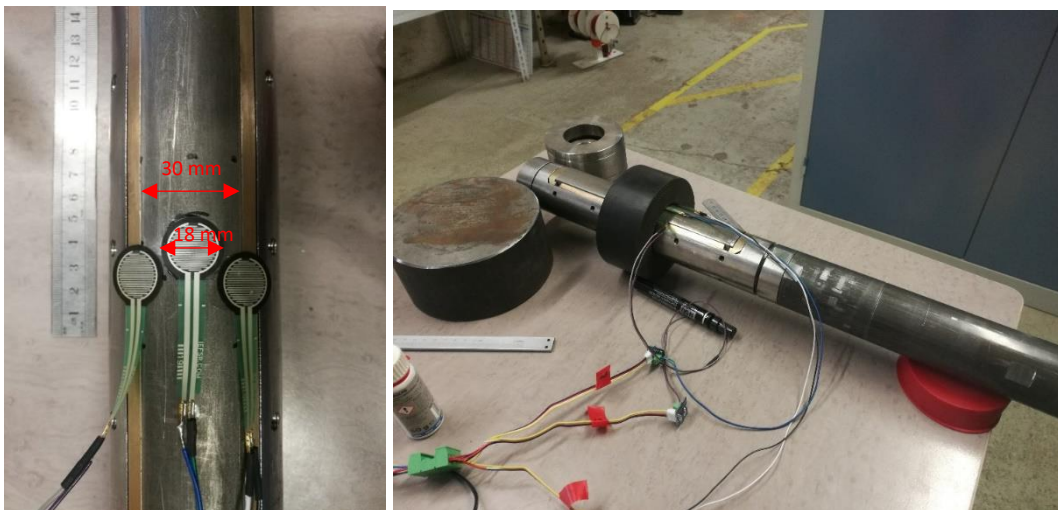


Figure IV-1. Dispositif mis en œuvre pour l'étude du contact sur le prototype 1 Dilatosol.

La Figure IV-2 montre trois séries d'expansion réalisées jusqu'au placage des 3 capteurs, avec la sonde à l'horizontal. Chaque série comporte deux ou trois cycles d'expansion-rétraction (traits pleins, pointillés et tirets). On peut voir que le capteur central (en rouge) est plus rapidement en contact contre la paroi que les capteurs latéraux (en violet et en vert). Pour chaque expansion, on a extrait l'écart moyen $\Delta\phi$ correspondant au retard de réponse entre le premier capteur et les deux autres. Par exemple, en considérant la première série de mesures sur la Figure IV-2, le premier capteur central entre en contact avec la paroi pour un diamètre Φ moyenne de 61,6 mm alors que le deuxième et le troisième entrent respectivement en contact pour 62,4 mm et 63,1 mm ce qui correspond à un retard moyen entre le premier capteur et les autres de 1,1 mm.

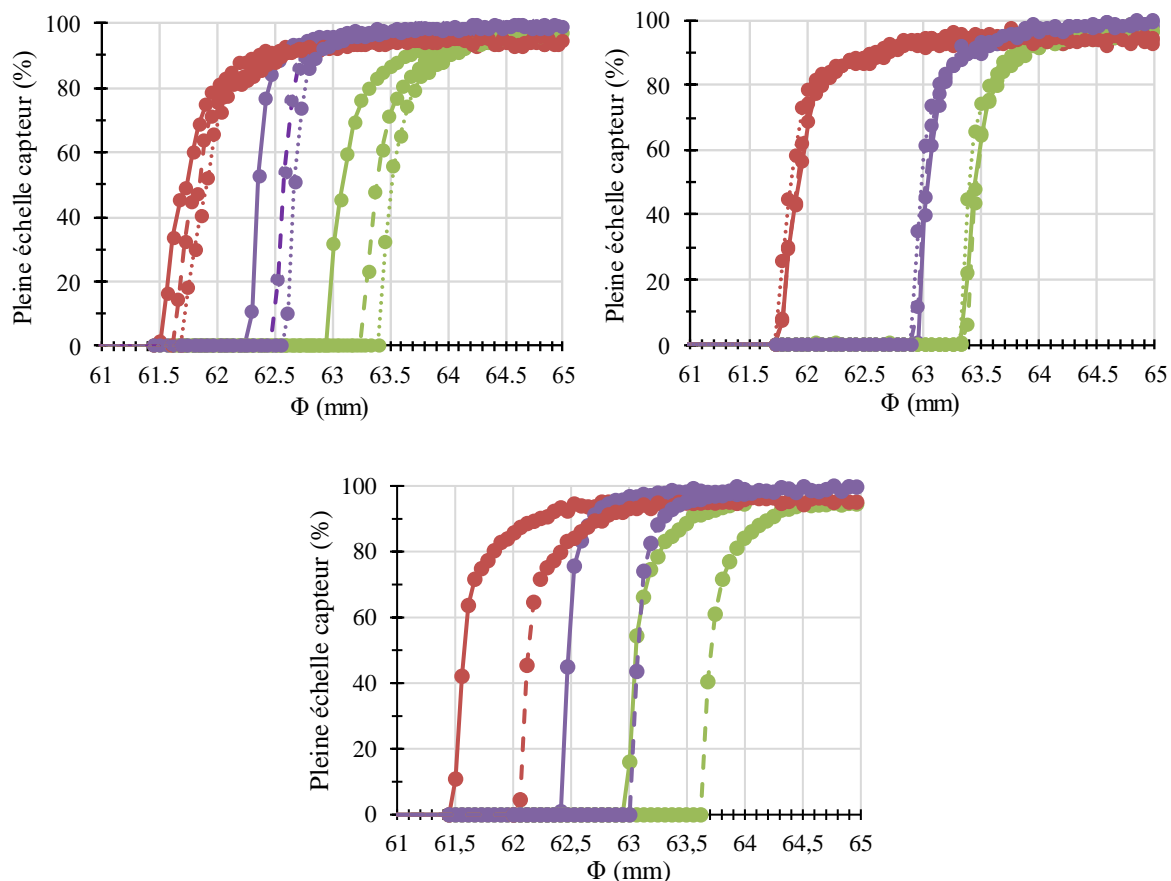


Figure IV-2. Trois séries de mise en contact pour le Dilatosol.

Un dispositif similaire a été mis en place sur le pressiomètre (Figure IV-3). Seuls deux capteurs FSR ont pu être utilisés, le dernier étant hors service. Les capteurs ont été placés au centre de la cellule de mesure. Les séries de mesure sont réalisées avec la sonde à la verticale.



Figure IV-3. Dispositif mis en œuvre pour l'étude du contact sur le pressiomètre.

Deux séries de mesures sont montrées Figure IV-4. Le positionnement relatif des deux capteurs a été modifié entre la 1^{ère} et la 2^{ème} série. Comme pour le Dilatosol, chaque série est composée de trois séries de gonflement/dégonflement (traits pleins, pointillés et tirets). Il en ressort que le placage de la gaine pressiométrique contre la paroi interne du cylindre se fait de manière plus uniforme que celui des coquilles du Dilatosol ce qui s'explique par le caractère flexible du chargement pressiométrique contre un chargement rigide avec le Dilatosol. Cependant, le contact se fait de manière plus aléatoire entre les différentes séries de gonflement pour le pressiomètre.

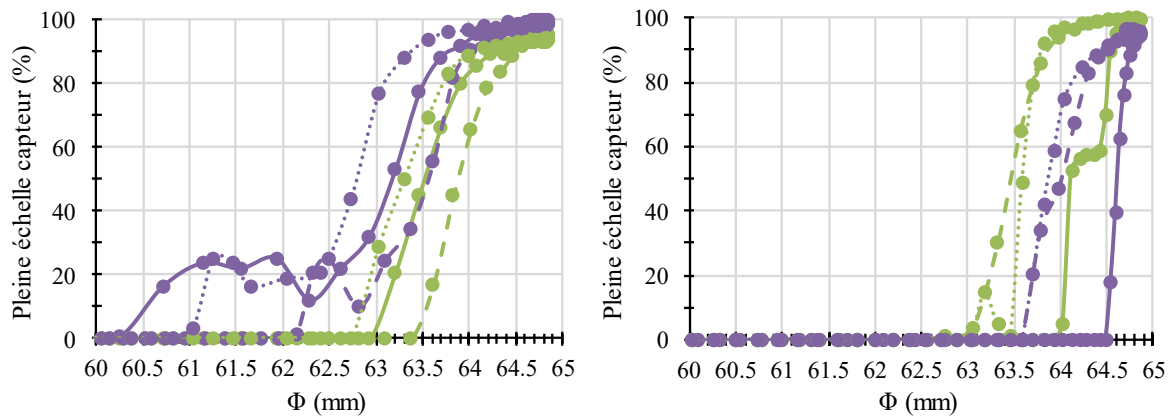


Figure IV-4. Deux séries de mise en contact pour le pressiomètre.

Le Tableau IV-5 synthétise les écarts mesurés traduit en termes de décalage de la mesure de l'écartement diamétral des coquilles $\Delta\phi$. Cet écart s'élève à 1,3 mm pour le Dilatosol et à 0,6 mm pour le pressiomètre. L'écart est donc plus important pour le Dilatosol sans être non plus très significatif. Nous nous sommes intéressés au cas du contact entre les coquilles et la paroi interne d'un matériau élastique. On peut supposer qu'en forage ce phénomène est moins marqué, le sol remanié par le processus de foration n'ayant pas un comportement élastique. On reviendra sur ce point lors de l'analyse des essais en forage.

Tableau IV-5 : Comparaison des décalages de réponse des capteurs.

Mesure n°	Dilatosol		Pressiomètre	
	$(\Delta\phi)_{\text{moy}}$ (mm)	$(\Delta\phi/\phi)_{\text{moy}}$ (%)	$(\Delta\phi)_{\text{moy}}$ (mm)	$(\Delta\phi/\phi)_{\text{moy}}$ (%)
1	1,1	1,9	0,6	1,0
2	1,3	2,0	0,6	0,9
3	1,3	2,1	0,7	1,1
4	1,4	2,2	0,6	0,9
5	1,4	2,2	0,8	1,3
6	1,3	2,2	0,1	0,2
7	1,2	2,0	-	-
8	1,3	2,1	-	-

IV.2 Sable sec reconstitué en chambre d'essais

IV.2.1 Les modules

Les Figure IV-5 et Figure IV-6 montrent les résultats d'essais en matière de modules pour les différents prototypes. Seuls les essais pilotés à vitesse constante sont représentés, les autres essais seront traités dans la partie suivante.

Concernant le module apparent E_{app} , on peut voir que tous les prototypes donnent des résultats comparables avec des valeurs comprises entre 0,2 et 7 MPa. Les trois modules élastiques donnent aussi des résultats comparables avec des valeurs comprises entre 0,4 et 13 MPa. Pour évaluer un module de Ménard (Équation [III.31]), tous les modules apparents sont multipliés par un coefficient $(1+\nu)$ quelle que soit la géométrie des coquilles. Pour le module de Giroud, on peut constater une plus grande dispersion des modules entre les différents prototypes et notamment pour des densités élevées (vers $I_D=0,72$) où le prototype 3b donne un module significativement supérieur comparé au prototype 3a. Cette dispersion n'est pas autant prononcée avec le module de Goodman en raison du fait que le coefficient K augmente de manière moins importante.

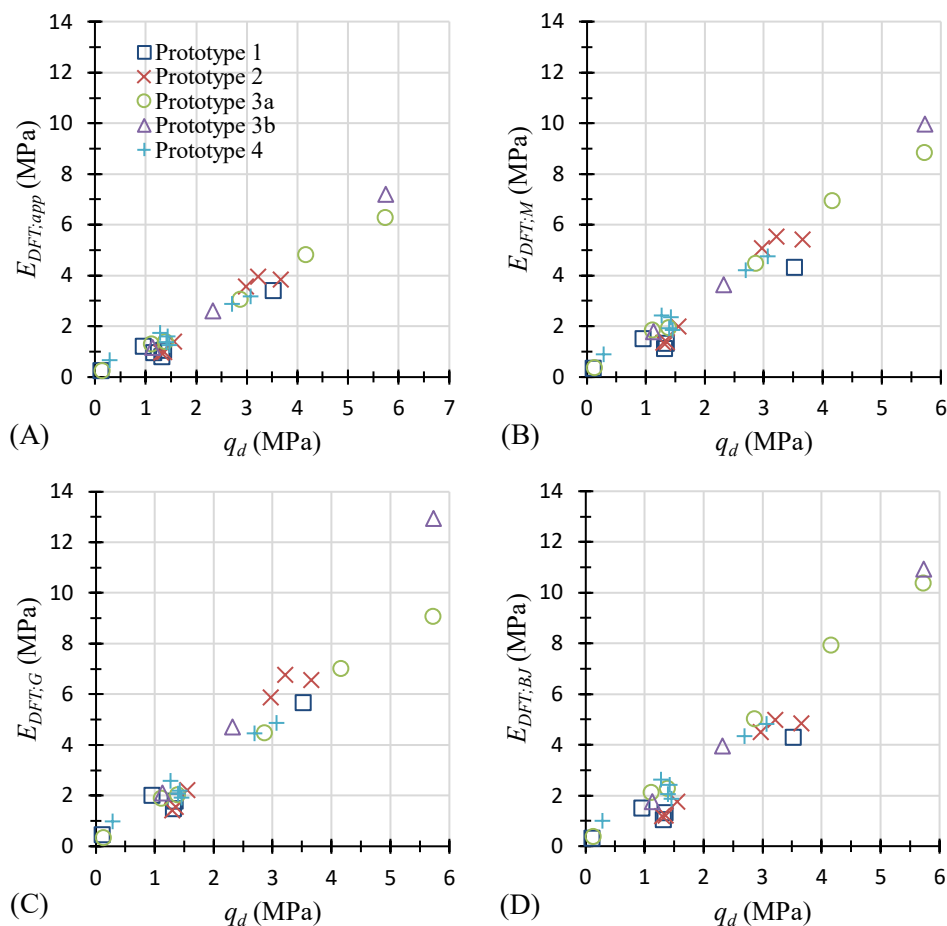


Figure IV-5. Modules Dilatosol en fonction de la résistance de pointe. (A) Module apparent. (B) Module de Ménard. (C) Module de Giroud. (D) Module de Goodman.

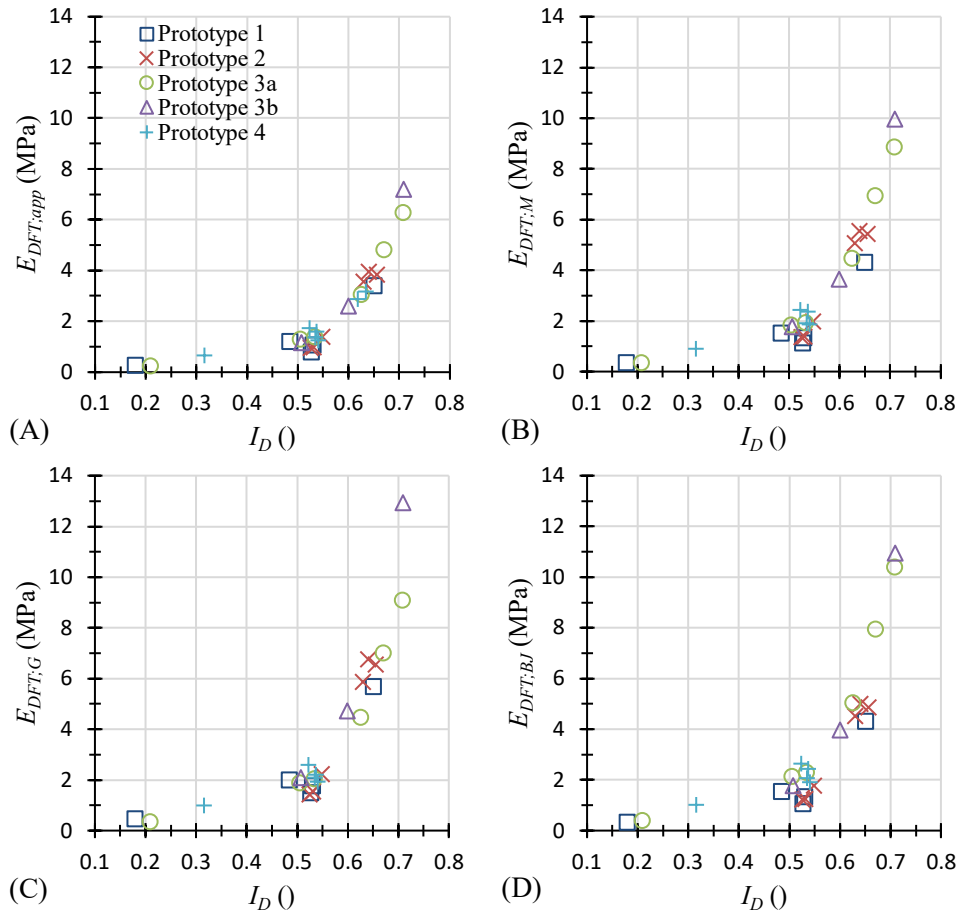


Figure IV-6. Modules Dilatosol en fonction de l'indice de densité. (A) Module apparent. (B) Module de Ménard. (C) Module de Giroud. (D) Module de Goodman.

Pour comparaison, 5 essais pressiométriques ont été réalisés pour un indice de densité variant entre 0,5 et 0,75 (Figure IV-7). En première approche, on peut comparer les régressions linéaires sur les graphiques (E , q_d). On observe qu'entre $I_D=0.55$ et $I_D=0.65$ les modules Dilatosol sont proches des modules pressiométriques. Au-delà, les modules Dilatosol sont supérieurs. La Figure IV-8 montre le rapport E_{PMT}/E_{DLT} ainsi obtenu en fonction de la densité. Pour un indice de densité variant de 0,55 à 0,70, ce ratio diminue de 1,2 à 0,8 pour le module de Ménard, de 1,0 à 0,7 pour le module de Giroud, et de 1,2 à 0,8 pour le module de Goodman.

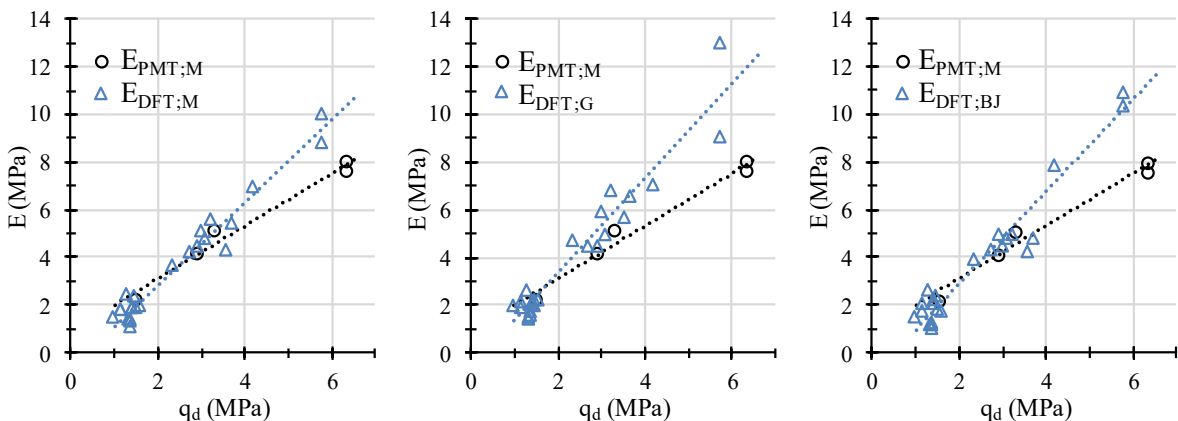


Figure IV-7. Comparaison des modules Dilatosol avec les modules pressiométriques.

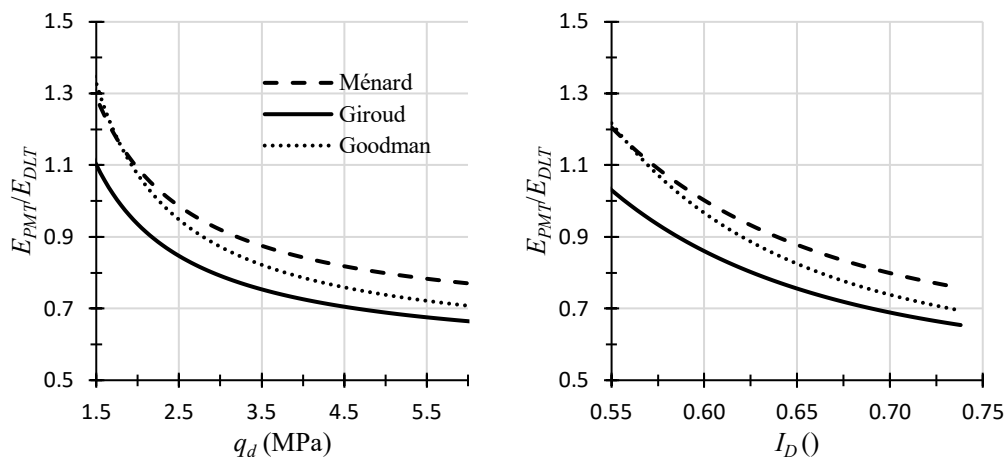


Figure IV-8. Rapports E_{PMT}/E_{DLT} obtenus à partir des régressions linéaires (Figure IV-7).

IV.2.2 Influence du mode de pilotage

IV.2.2.1 Généralités

Les essais d'expansions sont contrôlés soit en pression soit en volume injecté. Actuellement en France, le pilotage par paliers de pression est prépondérant pour des raisons historiques, ce mode de pilotage étant particulièrement adapté au système d'expansion pneumatique proposé par Ménéard. Par ailleurs, les avantages d'un tel mode de pilotage sont multiples. Il permet ainsi d'accéder à une grandeur temporelle de la déformation en mesurant le volume à 30s puis à 60s. D'autre part, il est analogue au chargement d'un sol sous fondation lors des différentes étapes de construction.

Comme matériel alternatif, on peut citer par exemple le CPV de la sonde TEXAM : l'eau gonflant la cellule de mesure est déplacée et mise en pression par un piston se déplaçant dans un cylindre. Dès lors, la manière la plus adaptée de piloter l'essai est en contrôle de volume injecté. Le principal avantage, outre l'absence d'utilisation de gaz comprimé, est qu'il n'est alors plus nécessaire d'estimer au préalable la pression limite du sol afin d'établir un programme de chargement adapté.

Plusieurs études ont montré que le mode de pilotage n'avait pas d'impact significatif sur le module et la pression limite mesurés (Baguelin et al., 1978; Briaud, 1992) tant que la vitesse d'expansion était comparable (Figure IV-9).

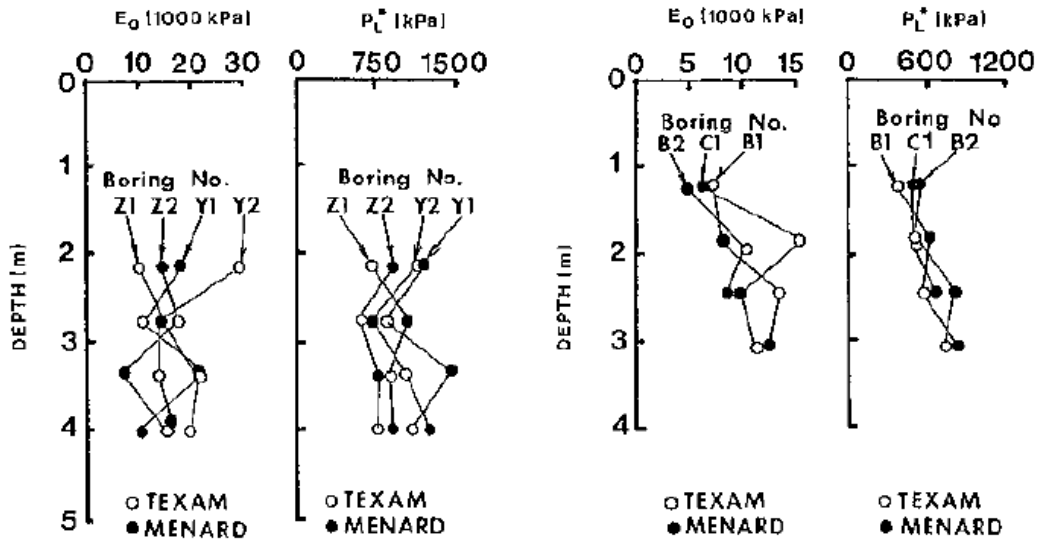


Figure IV-9. Influence du mode de pilotage sur les paramètres pressiométriques mesurés d'après (Briaud, 1992) sur un sol sableux (à gauche) et argileux (à droite).

IV.2.2.2 Les différents modes de pilotage testés

En plus du pilotage à vitesse d'expansion constante présenté jusqu'à présent, nous avons donc testé deux autres modes de pilotage en chambre d'essais (Figure IV-10 et Figure IV-11).

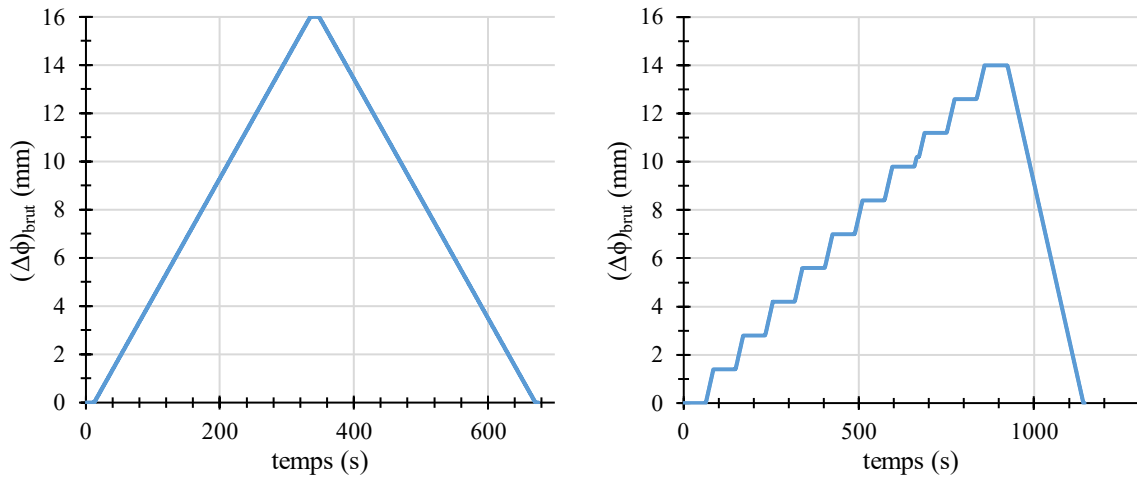


Figure IV-10. Programmes de chargement à vitesse d'expansion constante (à gauche) et par paliers de déplacement (à droite).

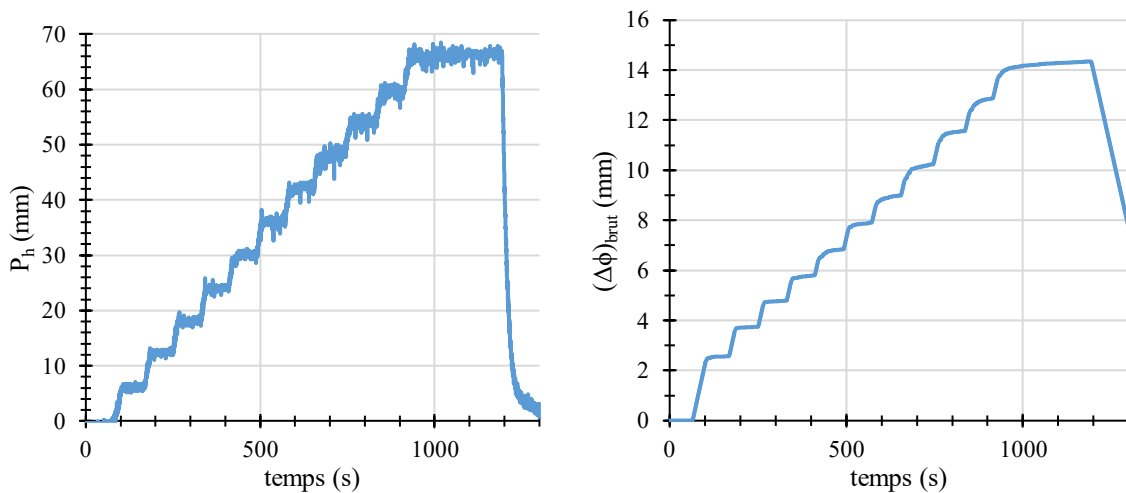


Figure IV-11. Programmes de chargement par paliers de pression. À gauche : programme suivi. À droite : contrôle du déplacement pour suivre le programme.

Ces deux protocoles supplémentaires peuvent être décrits de la manière suivante

- Paliers de déplacement de 60 s (PD):
 - La vis est immobilisée pendant les 60s.
 - Exactement 10 paliers de déformation de 60s jusqu'à la déformation maximale de la sonde soit 25%.
 - Mesure de la pression et de la déformation à 1, 15, 30 et 60s.
 - Passage d'un palier à l'autre le plus rapidement possible.
- Paliers de pression 60 s (PP):
 - Environ 10 paliers de pression (au moins). Le choix des paliers se fait en fonction des résultats des essais avec pilotage en déformation.
 - La vis est activée « manuellement » pour maintenir une pression hydraulique constante.

IV.2.2.3 Résultats

Ces deux modes de pilotage supplémentaires ont été testés à des indices de densité variant entre $I_D=0.5$ (Figure IV-12) et $I_D=0.7$ (Figure IV-13). On constate que le mode de chargement n'a globalement pas d'influence sur les courbes d'essais et plus particulièrement sur le module calculé (Tableau IV-6).

Tableau IV-6 : Modules calculés selon trois modes de pilotage du prototype 3a pour $I_D=0,53$ environ.

	Pilotage	ID (-)	$E_{DFT:app}$ (MPa)	$E_{DFT:M}$ (MPa)	$E_{DFT:D}$ (MPa)	$E_{DFT:BJ}$ (MPa)
D3_2	VD	0,53	1,4	1,9	2,0	2,3
D3_3	PD	0,51	0,9	1,3	1,3	1,5
D3_4	VD	0,51	1,3	1,8	1,9	2,1
D3_5	PD	0,57	1,3	1,9	1,9	2,1
D3_6	PP	0,57	1,9	2,8	2,8	3,2

1 Abréviations : PP = paliers de pression ; PD = palier de déplacement ; VD = vitesse de déplacement constante

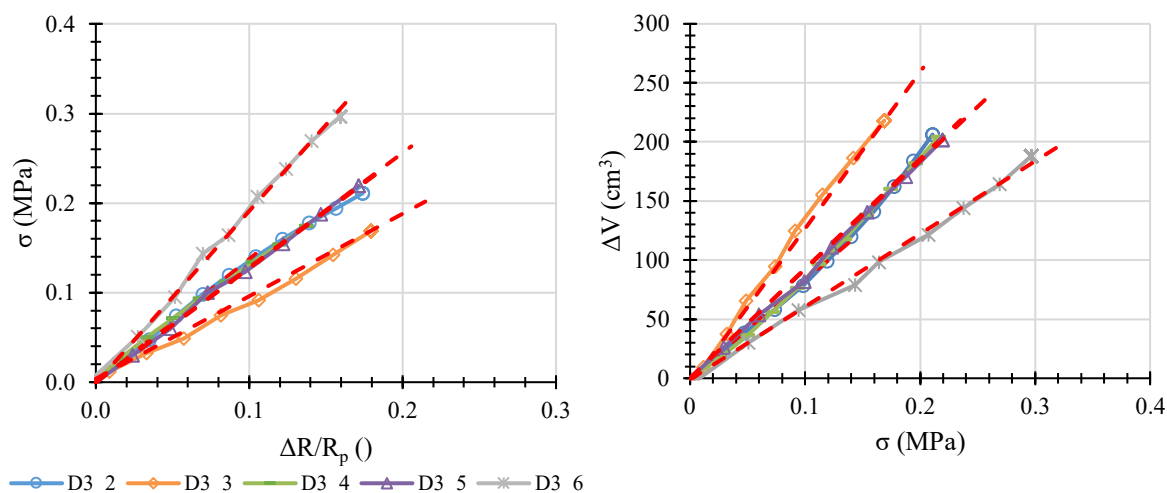


Figure IV-12. Remplissage 11 : quatre essais avec le prototype 3a à $I_D=0,53$ (2), $I_D=0,51$ (3), $I_D=0,51$ (4), $I_D=0,57$ (5), $I_D=0,57$ (6).

Tableau IV-7 : Modules calculés selon trois modes de pilotage du prototype 3a pour $I_D=0,65$ environ.

	Pilotage ¹	ID (-)	$E_{DFT:app}$ (MPa)	$E_{DFT:M}$ (MPa)	$E_{DFT:D}$ (MPa)	$E_{DFT:BJ}$ (MPa)
D3_9	PP	0,64	5,1	7,3	7,2	8,4
D3_10	VD	0,67	4,8	6,9	7,0	7,9
D3_11	PP	0,65	4,8	6,9	6,9	7,9
D3_12	PD	0,67	5,4	7,8	7,8	8,9
D3_15	PD	0,64	5,1	7,3	7,2	8,4
D3_16	PP	0,69	4,9	7,1	4,1	8,2

1 Abréviations : PP = paliers de pression ; PD = palier de déplacement ; VD = vitesse de déplacement constante

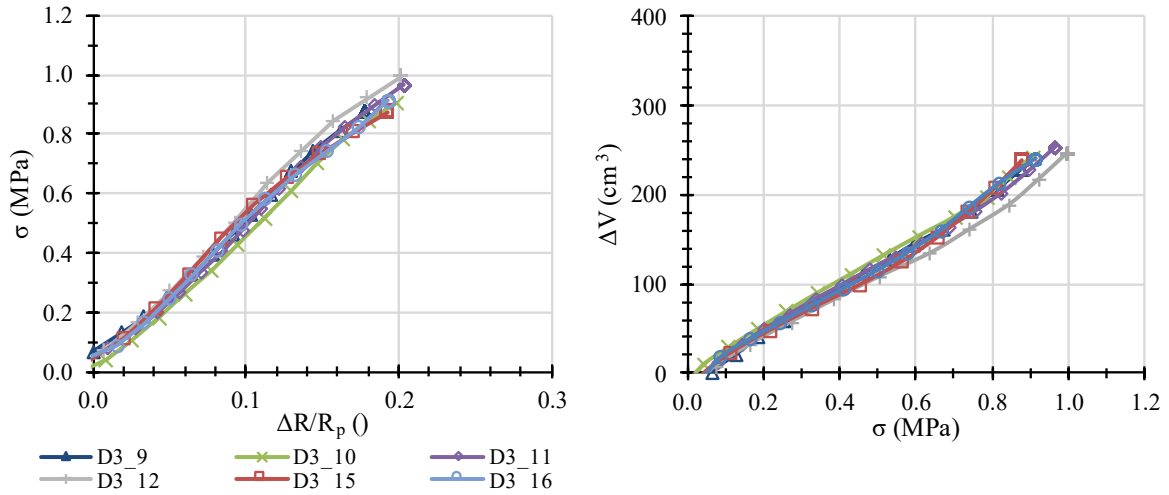


Figure IV-13. Remplissage 11 : six essais avec le prototype 3a à $I_D=0,63$ (9), $I_D=0,67$ (10), $I_D=0,65$ (11), $I_D=0,67$ (12), $I_D=0,69$ (15), $I_D=0,69$ (16).

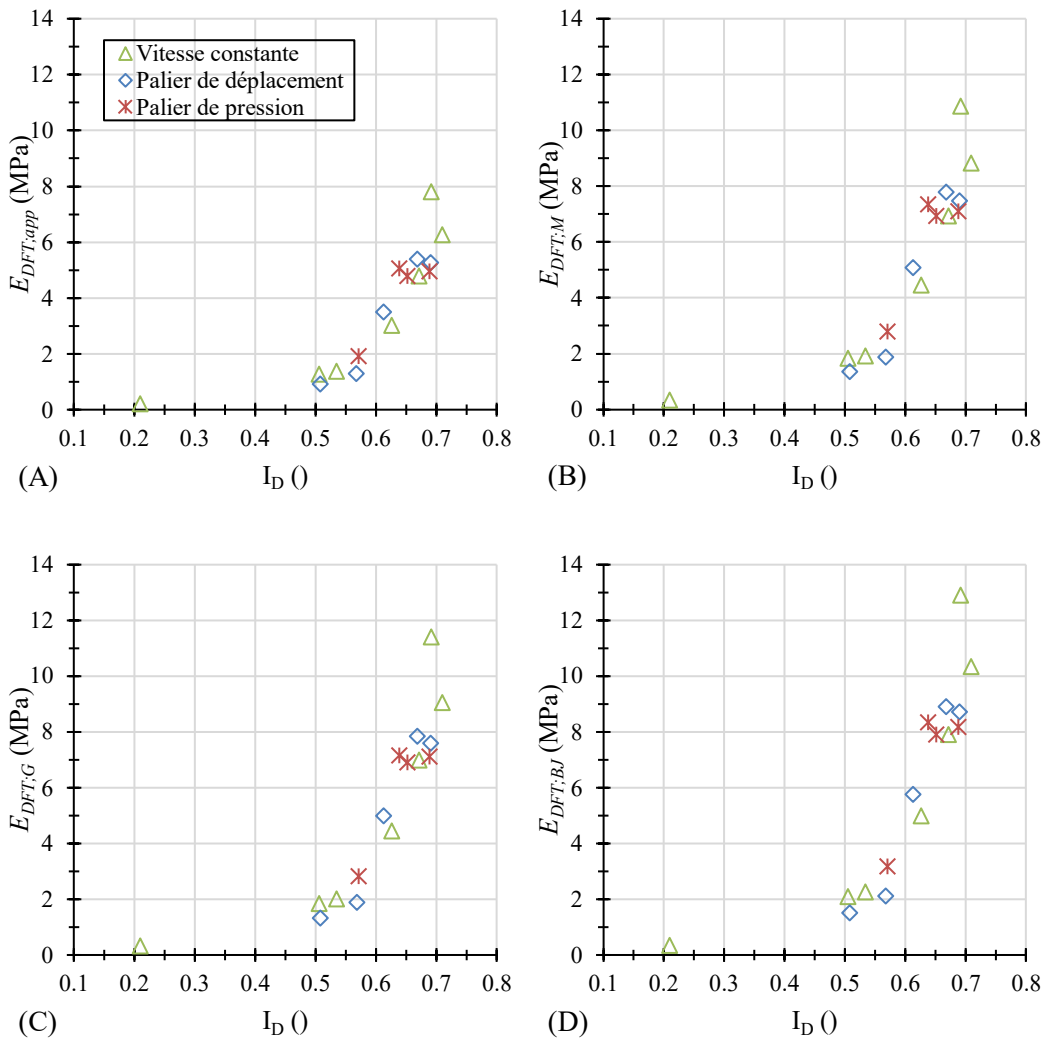


Figure IV-14. Comparaison de modules calculés selon différents modes de pilotage de l'essai avec le prototype 3a.

IV.2.3 Contrainte limite

Pour la grande majorité des essais avec les prototypes 1, 2 et 3, l'allure des courbes est linéaire à cause de l'enfoncement maximal insuffisant des coquilles empêchant d'extraire un paramètre de rupture. Pour le prototype 1, l'inflexion observée dans les courbes d'essai est interprétée comme due au comportement propre de l'appareil et non comme une rupture du sol.

La 4^{ème} version de la sonde Dilatosol permet d'appliquer une déformation maximale plus élevée. La rupture progressive du massif se confirme permettant de calculer une contrainte de rupture de type σ_2 selon la méthode proposée §III.4.3.

Pour quelques essais réalisés avec les prototypes 3a et 3b, une rupture de pente significative est observée permettant d'extraire un paramètre de rupture (cf. Figure II-52, Figure II-54 et Figure II-55). On doit cependant garder à l'esprit que l'on introduit ainsi un biais dans l'analyse en ne considérant que les rares cas où la rupture se constate. Seuls les essais réalisés avec le prototype 4 sont représentatifs car la rupture est observée sur 5 des 6 essais.

Les résultats sont présentés dans le Tableau IV-8. Pour le calcul des contraintes corrigées, on suppose $K_0=0,5$ et une densité déterminée à partir de la résistance de pointe q_d . Il ressort que les contraintes limites sont extraites à des déplacements relatifs $(\Delta R/R_p)_2$ variant entre 0,07 et 0,20. La Figure IV-15 montre une comparaison entre les paramètres de rupture entre les deux types d'essai. Les écarts observés peuvent être en grande partie expliqués par la variation de $(\Delta R/R_p)_2$ d'un essai à l'autre.

Tableau IV-8 : Contraintes limites corrigées au Dilatosol σ_2^* et paramètres de traitement associés.

Prototype	I_D (-)	λ (-)	$(\Delta R/R_p)_2$ (-)	σ_2^* (MPa)
3a	0,69	1,33	0,08	0,62
	0,71	1,34	0,10	0,63
3b	0,60	1,34	0,09	0,23
	0,71	1,34	0,07	0,47
4	0,52	1,33	0,10	0,17
	0,54	1,35	0,20	0,24
	0,53	1,44	0,10	0,13
	0,62	1,36	0,16	0,47
	0,63	1,37	0,20	0,65

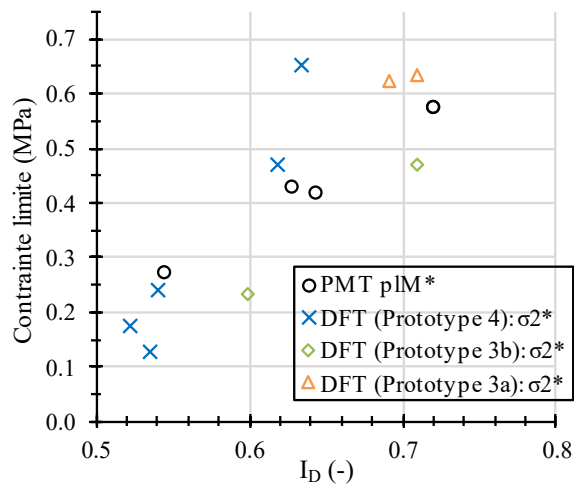


Figure IV-15. Comparaison entre la contrainte limite Dilatosol σ_2^* et la pression limite pressiométrique).

IV.2.4 Étude numérique aux éléments finis

IV.2.4.1 Les modèles

Les mesures en chambre sont comparées avec des simulations réalisées avec des modèles aux éléments finis (EF). L'essai pressiométrique en chambre d'essais peut être modélisé de deux manières : en axisymétrie ou en déformations planes (Figure IV-16).

Le modèle en axisymétrie est le modèle le plus couramment utilisé pour modéliser l'essai pressiométrique. La hauteur du modèle correspond à la hauteur de la chambre d'essais soit 1,5 m tandis que sa largeur correspond au rayon de la chambre soit 0,5 m. Les déplacements au niveau de la frontière supérieure sont libres. Pour les autres frontières, les déplacements normaux à ces frontières sont bloqués.

La simulation dans le modèle axisymétrique est divisée en plusieurs phases :

- Une phase de génération des contraintes initiales dans l'ensemble du modèle en fonction de la densité γ du matériau et du coefficient K_0 . Ici on utilisera la relation $K_0=1-\sin(\varphi)$.
- La désactivation du matériau contenu dans un cylindre de 30 mm de rayon. La paroi est maintenue en place en appliquant une pression égale aux contraintes horizontales au repos sur la hauteur de la sonde pressiométrique. Au-dessus et en dessous de la sonde pressiométrique, les parois sont maintenues immobiles ($u_x=0$).
- Une phase de chargement correspondant à l'essai pressiométrique à proprement parler à partir de laquelle est extraite la courbe de chargement. L'expansion de la sonde pressiométrique est modélisée par une consigne en pression appliquée à un cylindre de 30 mm de rayon initial. Des interfaces rigides sont ajoutées en haut et en bas de la sonde pressiométrique aux niveaux des lignes de déplacement nulle.

Dans le cas du modèle en déformation plane, on modélise un quart de la chambre d'essais au niveau d'une profondeur de $z=0,75$ m. La paroi de la sonde et de la chambre sont représentées par des quarts de cercle. Sur la frontière de la chambre, à une distance de 0,5 m par rapport à l'origine, tous les déplacements sont bloqués. Sur les autres frontières, seuls les déplacements

normaux sont bloqués. Concernant les conditions initiales, on applique un champ de contrainte correspondant à celui s'exerçant à cette profondeur ($\sigma_z = -\gamma z$; $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_1$).

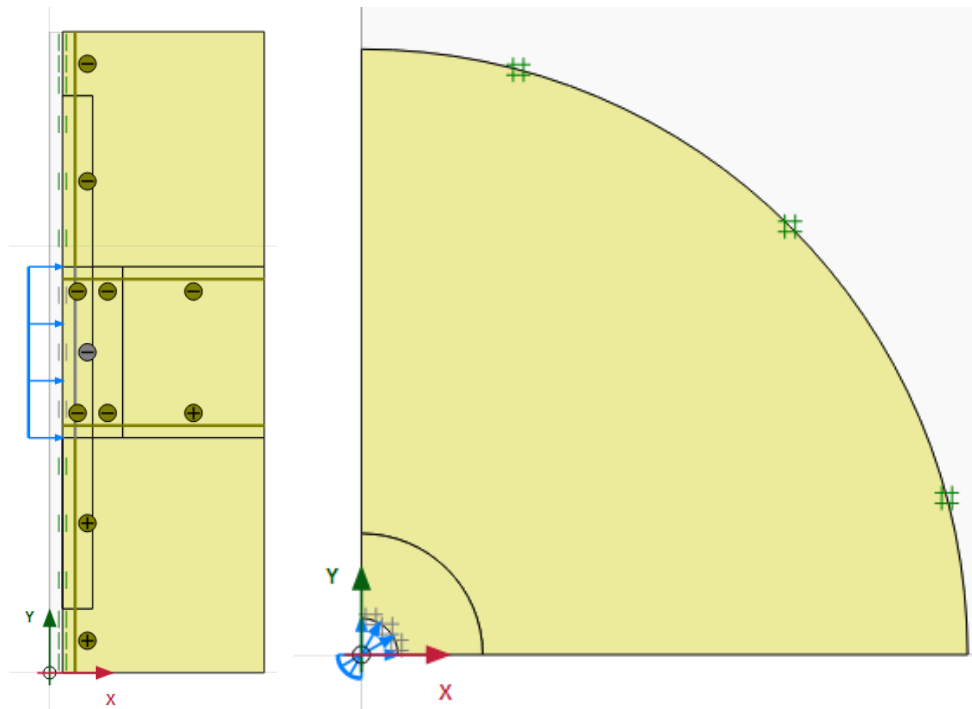


Figure IV-16. Modèles pressiométriques en chambre d'essais. À gauche : Modèle axisymétrique. À droite : modèle en déformations planes.

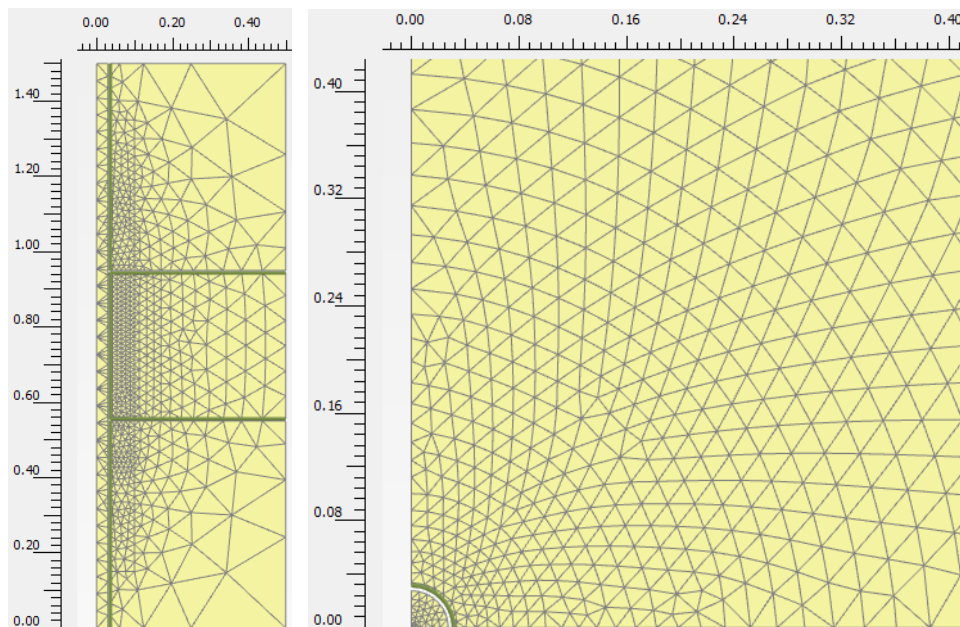


Figure IV-17. Maille générée pour l'essai pressiométrique en axisymétrie (à gauche) et en déformations planes (à droite). Les longueurs sont en mètre.

Dans le cas du chargement unidirectionnel au Dilatosol, il est nécessaire de faire les modélisations en déformations planes. Le modèle Dilatosol V3b est présenté Figure IV-18.

Seule la moitié d'une coquille est modélisée avec un module de 200 GPa avec un rayon de 27,5 mm. Une force ponctuelle agit sur cette coquille. Les conditions aux limites sont identiques à celles du modèle pressiométrique en déformations planes.

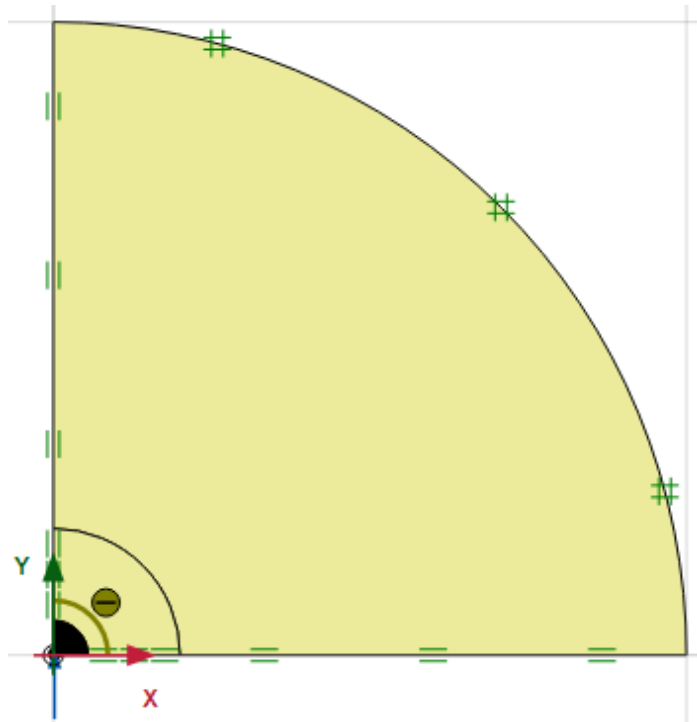


Figure IV-18. Essai de chargement unidirectionnel au Dilatosol avec une dimension de coquille basée sur le prototype 3b.

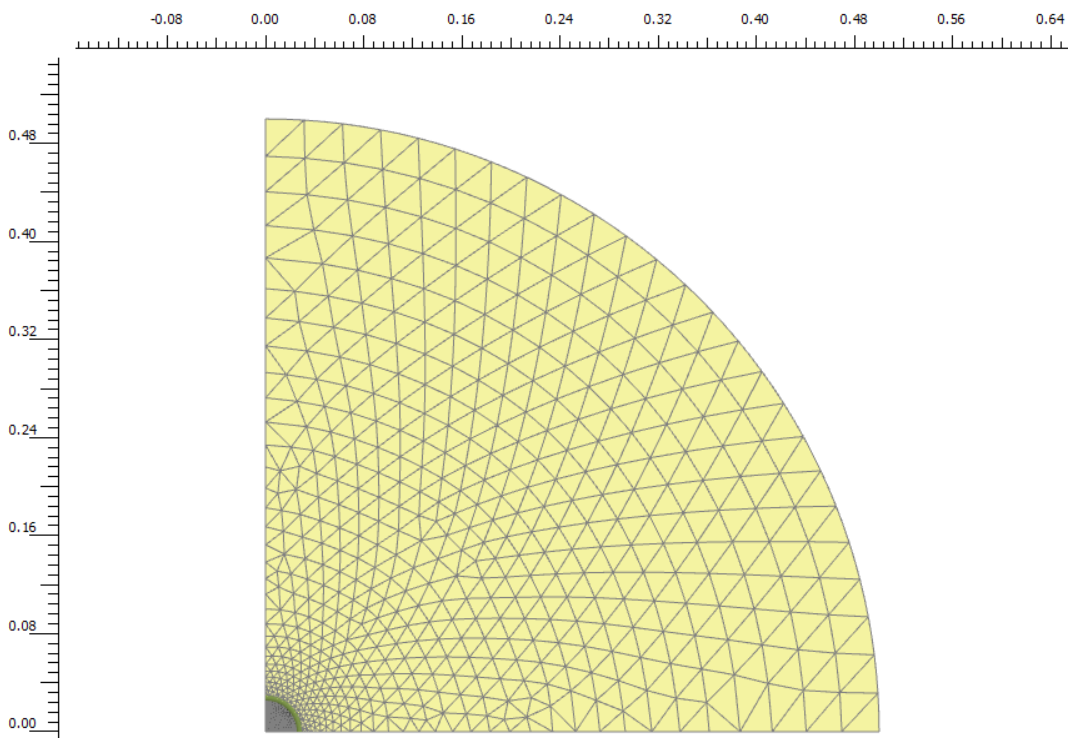


Figure IV-19. Maille créée pour l'essai au Dilatosol.

La loi de comportement étudiée est de type élastique linéaire avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Bien que le modèle de Mohr Coulomb ne soit pas le plus adapté pour modéliser la phase plastique des essais, il modélise bien la phase pseudo-élastique et nous permet de réaliser une étude comparative pressiomètre-Dilatosol en termes de module afin d'expliquer l'écart mesuré. De plus, étant donné le faible nombre de paramètres, il permet d'avoir une meilleure compréhension de l'impact de chacun d'entre eux sur les courbes d'essais.

IV.2.4.1 Calage des paramètres

Les paramètres des modèles élastoplastiques ont été calés par rapport aux courbes pressiométriques. Le calage se fait de manière à obtenir une pente proche de celles mesurées avec les essais pressiométriques entre P1 et P2 et de manière à obtenir une rupture du sol pour une pression proche de la pression limite mesurée. La simulation de l'essai se faisant après la phase d'équilibrage de la paroi, on superposera les simulations sur les courbes d'essais à partir de P1.

Les figures Figure IV-20 et Figure IV-21 illustrent ce processus de calage par rapport à trois essais pressiométrique réalisés à des indices de densité de 0,54, 0,62 et 0,72. Les mesures pressiométriques sont représentées par des marques et les résultats des simulations par des courbes. Les tracés rouges délimitent les pentes calculées pour les essais réels.

De manière générale, les courbes simulées sont caractérisées par 3 phases : Une première partie où le module tangent diminue rapidement jusqu'à atteindre la deuxième phase où ce module est relativement constant. Enfin, à partir d'une contrainte seuil, une troisième phase est atteinte avec la rupture globale du massif caractérisée par des grands déplacements sous faible variation de contrainte.

La première phase délimite une gamme de déformation très réduite et caractérise l'apparition quasi-immédiate de déformations plastiques menant à une décroissance rapide du module, phase non détectable lors d'un essai réel. La seconde phase qui caractérise la majeure partie de la courbe de déformation peut être vue comme la phase pseudo-élastique de l'essai pressiométrique. Cependant, on peut constater que les modèles simulent mal la rupture progressive du sol au-delà de la pression de fluage et plus particulièrement pour les états de densité les plus lâches.

A travers la Figure IV-20 à gauche, on constate que les courbes simulées à partir des modèles en axisymétrie et en déformations planes donnent des résultats similaires sauf pour la phase de rupture qui, pour une raison inconnue n'est pas atteinte avec le modèle en déformations planes.

On peut voir Figure IV-20 à droite que le paramètre du module d'Young E impacte uniquement la phase pseudo-élastique alors que les angles de frottement et de dilatance impactent quant à eux à la fois la phase pseudo-élastique et la pression limite (Figure IV-21).

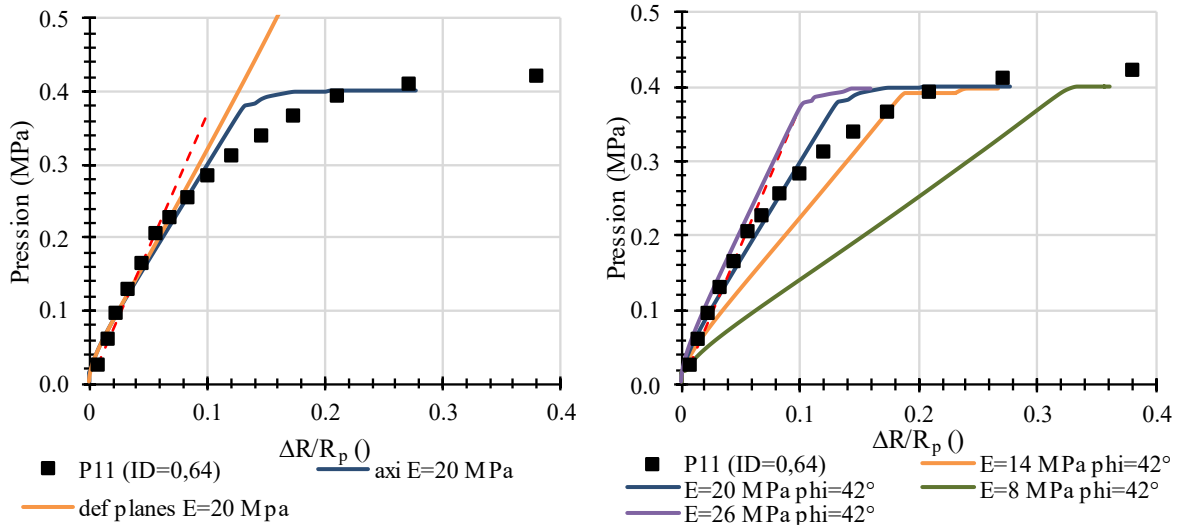


Figure IV-20. À gauche : Comparaison du modèle en déformations planes et du modèle en axisymétrie pour $I_D=0,62$. À droite : Calage des paramètres par rapports aux essais pressiométriques.

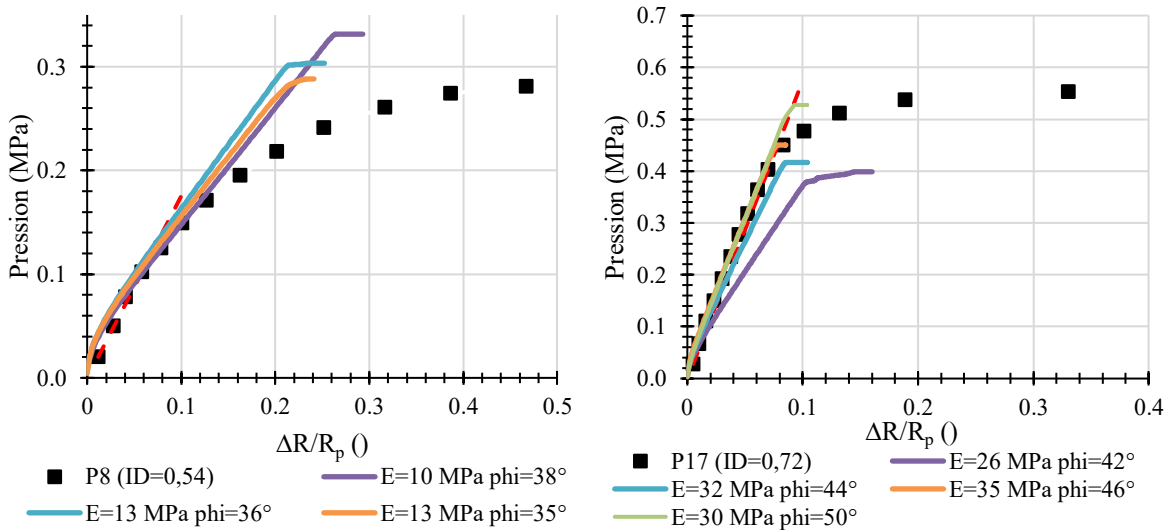


Figure IV-21. Calage des paramètres par rapports aux essais pressiométriques. À gauche : $I_D=0,54$. À droite : $I_D=0,72$.

Les paramètres des modèles retenus sont rassemblés dans le Tableau IV-9. Pour l'angle de dilataance ψ , les simulations ayant été réalisées avant d'obtenir les résultats des essais triaxiaux, la relation empirique $\psi=\phi-30$ a été utilisée.

Tableau IV-9 : Jeux de paramètres des modèles élasto-plastiques.

Jeu n°	I_D (-)	E (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)
1	0,54	13	0	35	5
2	0,64	20	0	42	12
3	0,72	35	0	50	20

Ces données peuvent être comparées à celles issues des essais triaxiaux (Figure IV-22). On constate que les paramètres ϕ et ψ utilisés dans les modèles Plaxis sont globalement plus faibles que ceux mesurés via les essais triaxiaux même s'ils restent relativement proches.

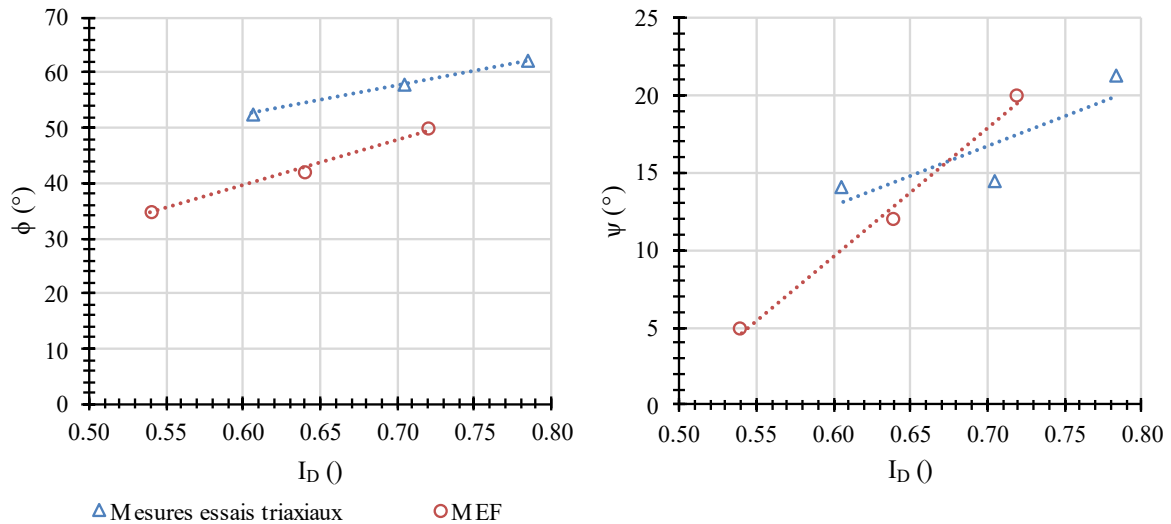


Figure IV-22. Comparaison entre les paramètres ϕ et ψ obtenus par calage des modèles numériques et ceux obtenus à partir des essais triaxiaux à $\sigma_3=11kPa$.

Les Figure IV-23 et Figure IV-24 illustrent un essai pressiométrique en axisymétrie en termes de champ de déplacement et de plastification pour une pression de 0,3 MPa avec le jeu n°2. Le résultat d'un essai en déformations planes est présenté Figure IV-25 et Figure IV-26. On distingue bien le cylindre de plastification cohérent avec la théorie pressiométrique élasto-plastique en Mohr-Coulomb.

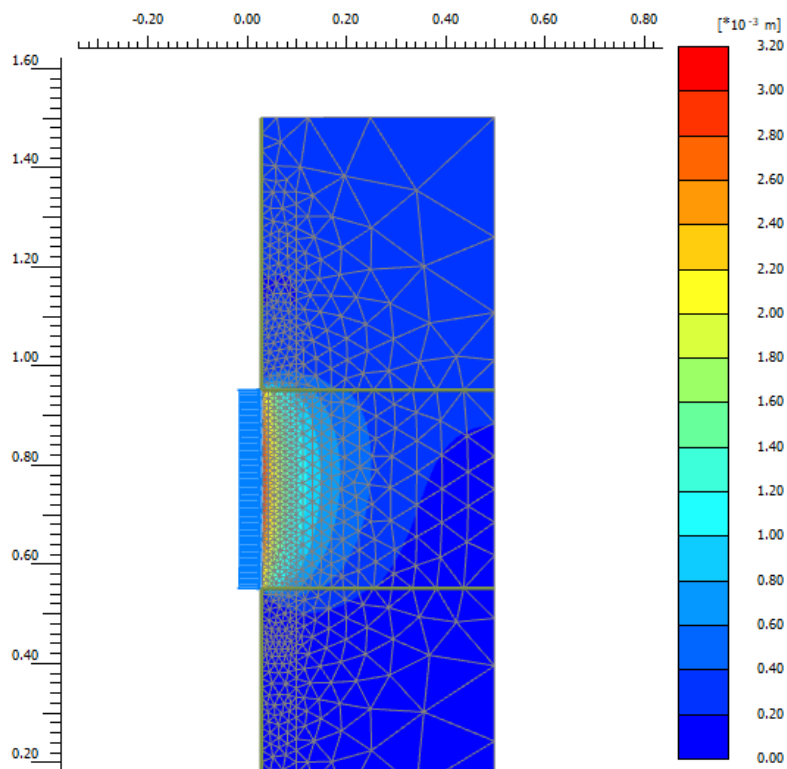


Figure IV-23. Champ de déplacement issu d'un essai pressiométrique en axisymétrie avec le jeu de paramètres n°2 pour une pression de 0,3 MPa.

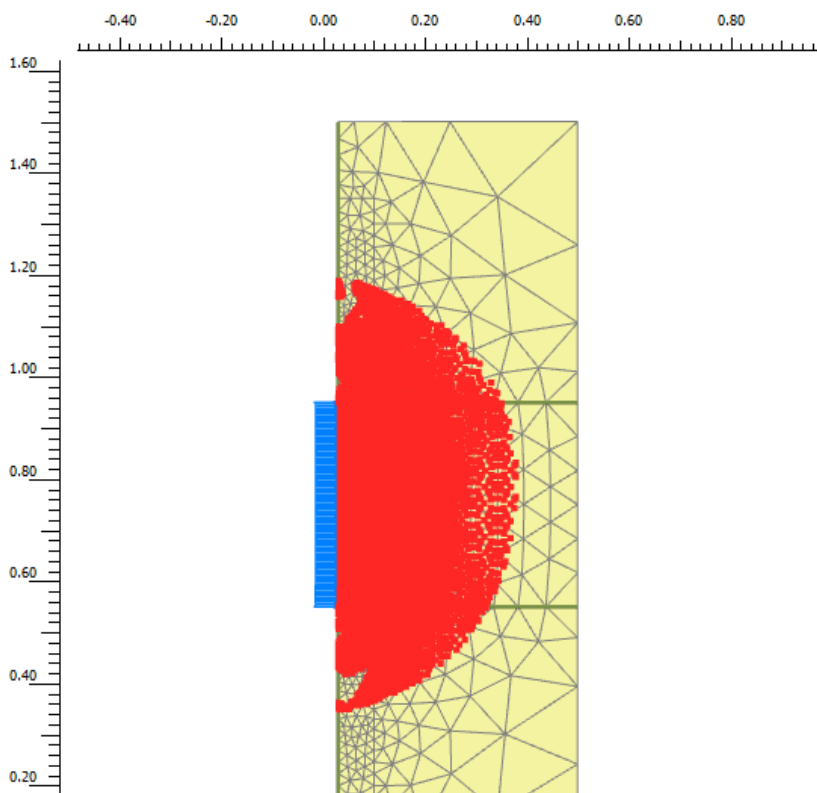


Figure IV-24. Plastification.

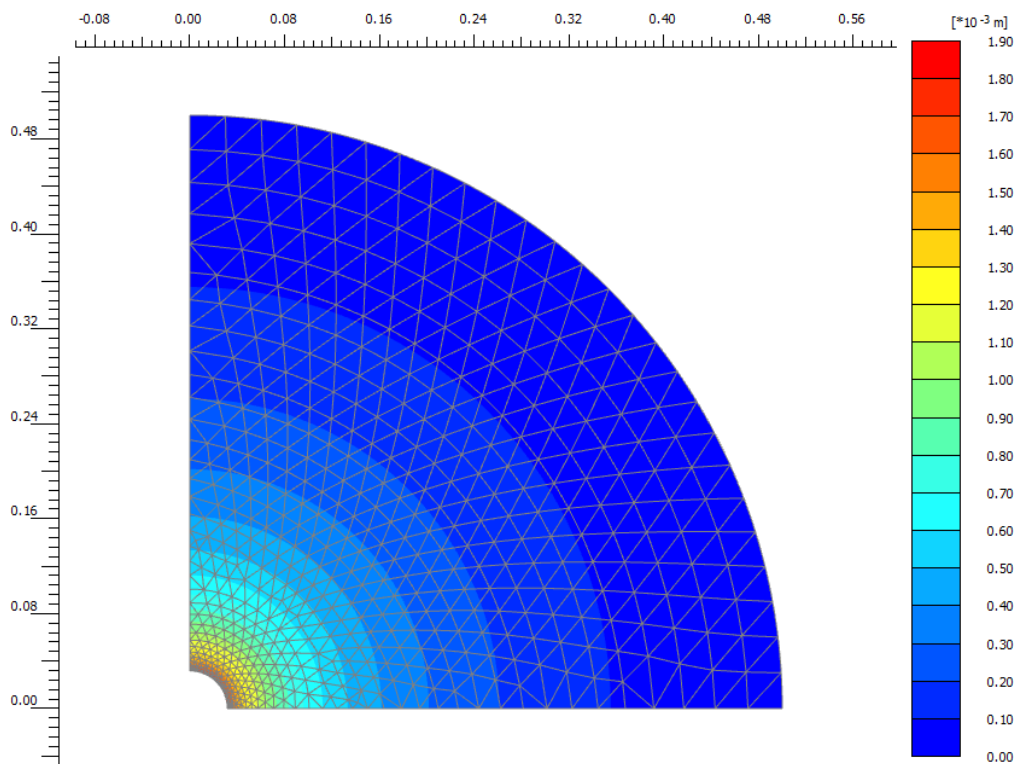


Figure IV-25. Essai pressiométrique simulé avec le jeu de paramètres n°2 à une pression de 0,2 MPa : champ de déplacements.

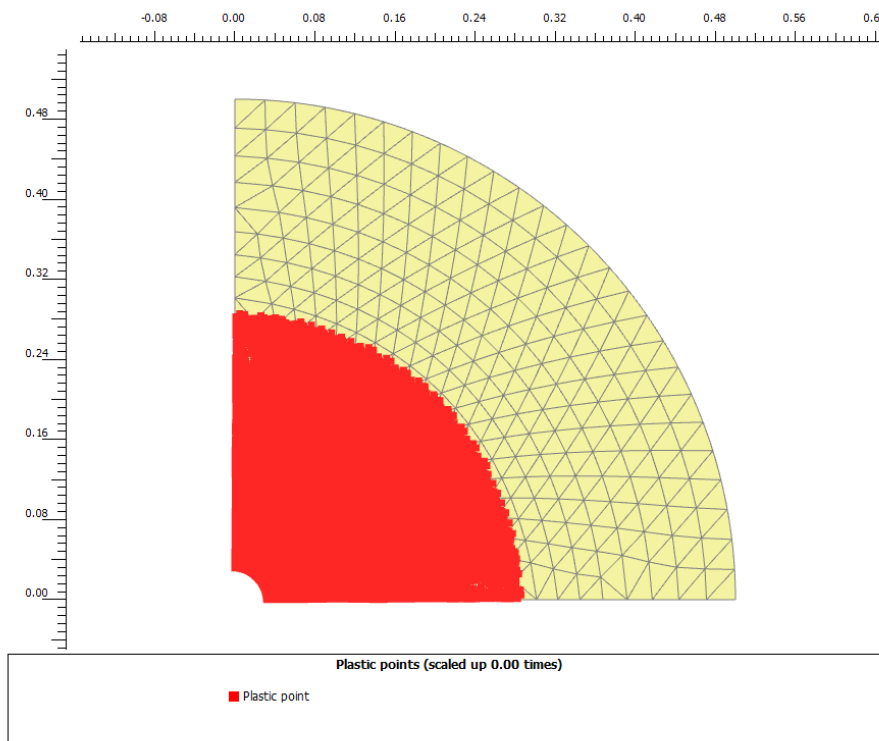


Figure IV-26. Essai pressiométrique simulé avec le jeu de paramètres n°2 à une pression de 0,2 MPa : plastification.

IV.2.4.2 Application aux essais au Dilatosol

Les 3 jeux de paramètres précédemment calés par rapport aux essais pressiométriques sont maintenant appliqués au modèle aux éléments finis de chargement unidirectionnel. Les courbes simulées sont comparées avec des courbes réelles obtenues avec la sonde Dilatosol pour des indices de densité proches de ceux utilisés pour les calages des paramètres. On comparera les simulations aux courbes d'essais ayant une profondeur de pénétration suffisante pour être comparée soit avec les prototypes 3a, 3b et 4 bien que les simulations soient basées sur une géométrie de coquille du prototype 3b. Seuls les essais ayant été réalisés à densité comparable avec celles des essais pressiométriques utilisés pour le calage des paramètres des modèles pour comparaison.

Les Figure IV-27 et Figure IV-28 montrent les résultats des simulations (courbes bleues) comparées aux essais réels (courbes avec marques). Les courbes d'essais simulées sont d'allure analogue à celles obtenues avec les modèles pressiométriques. En particulier, on constate que comme pour le modèle pressiométrique en déformations planes, la rupture globale du massif n'est pas atteinte. Surtout, on constate une bonne concordance des pentes entre les mesures et les simulations.

La pente $(E_{app})_{calc}$ et le module $(E_{BJ})_{calc}$ sont calculés à partir des simulations pour un niveau de poinçonnement égal à celui utilisé pour le calcul du module $(E_{BJ})_{mes}$ sur les courbes réelles. Les Tableau IV-10 à

Tableau IV-12 présentent les résultats des calculs des modules sur les courbes simulées. Par soucis de clarté, seule la théorie de Goodman est utilisée.

Il apparaît que les modules calculés sont proches de ceux mesurés avec un écart inférieur à 10% sauf pour une seule simulation. Le rapport entre le module pressiométrique et le module Dilatosol calculé à partir des simulations numériques, est compris entre 1,1 et 1,4 pour les états de densité de 0,54 et 0,64. Pour $I_D=0.72$, il est significativement plus faible, environ 0,7. Ces valeurs sont très proches de celles obtenues avec les mesures (Figure IV-8).

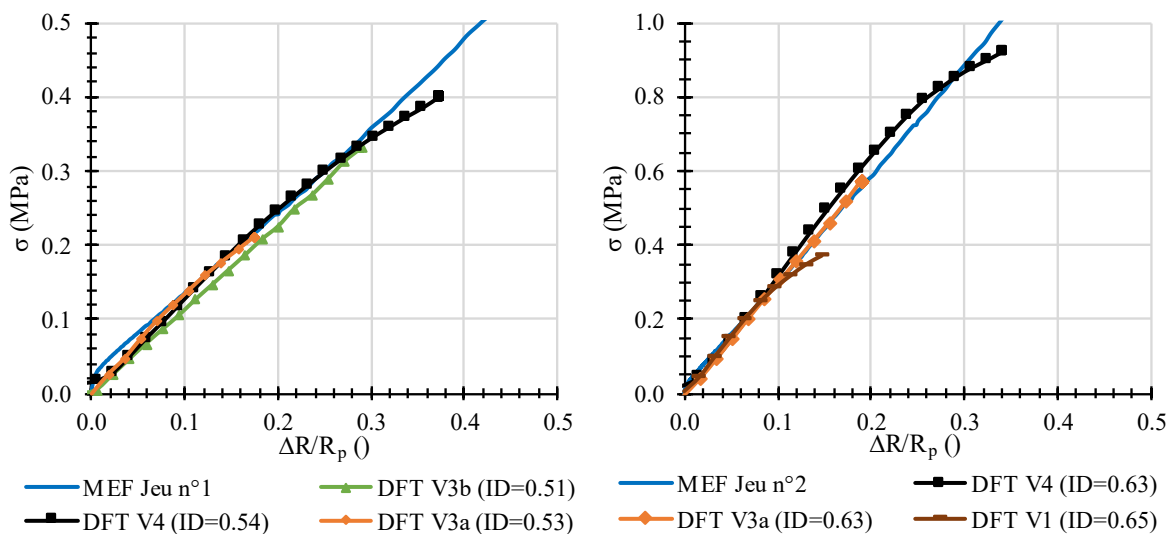


Figure IV-27. Courbes d'essai au Dilatosol simulées avec le jeu de paramètres n°1 (à gauche $I_D=0,54$) et le jeu de paramètres n°2 (à droite $I_D=0,64$) et comparaison avec des essais réels avec les prototypes 3b et 4.

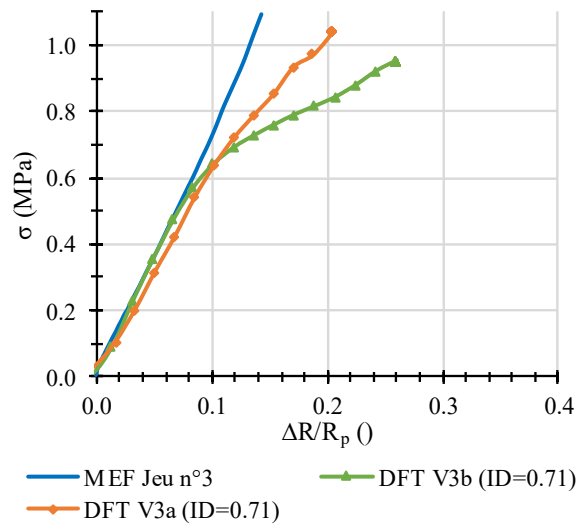


Figure IV-28. Courbes d'essai au Dilatosol simulées avec le jeu de paramètres n°3 ($I_D=0,72$) et comparaison avec des essais réels avec les prototypes 3a et 3b.

Tableau IV-10 : Modules calculés à partir des simulations par la méthode des éléments finis avec le jeu de paramètres n°1. Comparaison avec les modules mesurés $(E_{BJ})_{mes}$.

Essai de référence	I_D (-)	$\Delta R/R_p$ (-)	$(E_{app})_{calc}$ (MPa)	$(E_{BJ})_{calc}$ (MPa)	$\frac{(E_{BJ})_{calc} - (E_{BJ})_{mes}}{(E_{BJ})_{mes}}$ (%)	$\left(\frac{E_{PMT;M}}{E_{DFT;BJ}}\right)_{calc}$
DFT V3a	0,53	0,09	1,4	2,3	-2	1,1
DFT V3b	0,51	0,27	1,2	1,8	-4	1,4
DFT V4	0,54	0,20	1,2	1,8	-4	1,3

Tableau IV-11 : Modules calculés à partir des simulations par la méthode des éléments finis avec le jeu de paramètres n°2. Comparaison avec les modules mesurés $(E_{BJ})_{mes}$.

Essai de référence	I_D (-)	$\Delta R/R_p$ (-)	$(E_{app})_{calc}$ (MPa)	$(E_{BJ})_{calc}$ (MPa)	$\frac{(E_{BJ})_{calc} - (E_{BJ})_{mes}}{(E_{BJ})_{mes}}$ (%)	$\left(\frac{E_{PMT;M}}{E_{DFT;BJ}}\right)_{calc}$
DFT V3a	0,63	0,19	2,9	4,9	-4	1,1
DFT V1	0,65	0,08	3,0	3,8	-2	1,3
DFT V4	0,63	0,22	2,9	4,4	-8	1,2

Tableau IV-12 : Modules calculés à partir des simulations par la méthode des éléments finis avec le jeu de paramètres n°3. Comparaison avec les modules mesurés $(E_{BJ})_{mes}$.

Essai de référence	I_D (-)	$\Delta R/R_p$ (-)	$(E_{app})_{calc}$ (MPa)	$(E_{BJ})_{calc}$ (MPa)	$\frac{(E_{BJ})_{calc} - (E_{BJ})_{mes}}{(E_{BJ})_{mes}}$ (%)	$\left(\frac{E_{PMT;M}}{E_{DFT;BJ}}\right)_{calc}$
DFT V3a	0,71	0,10	7,2	11,9	15	0,7
DFT V3b	0,71	0,07	7,1	10,8	-1	0,7

Les Figure IV-29 à Figure IV-31 montrent un résultat de simulation de l'essai de chargement unidirectionnel avec le jeu de paramètres n°2 pour une contrainte de 0,9 MPa. On peut voir des surfaces de rupture en cisaillement se développer à partir des bords de la coquille de manière analogue à ce que l'on peut observer sous une fondation superficielle.

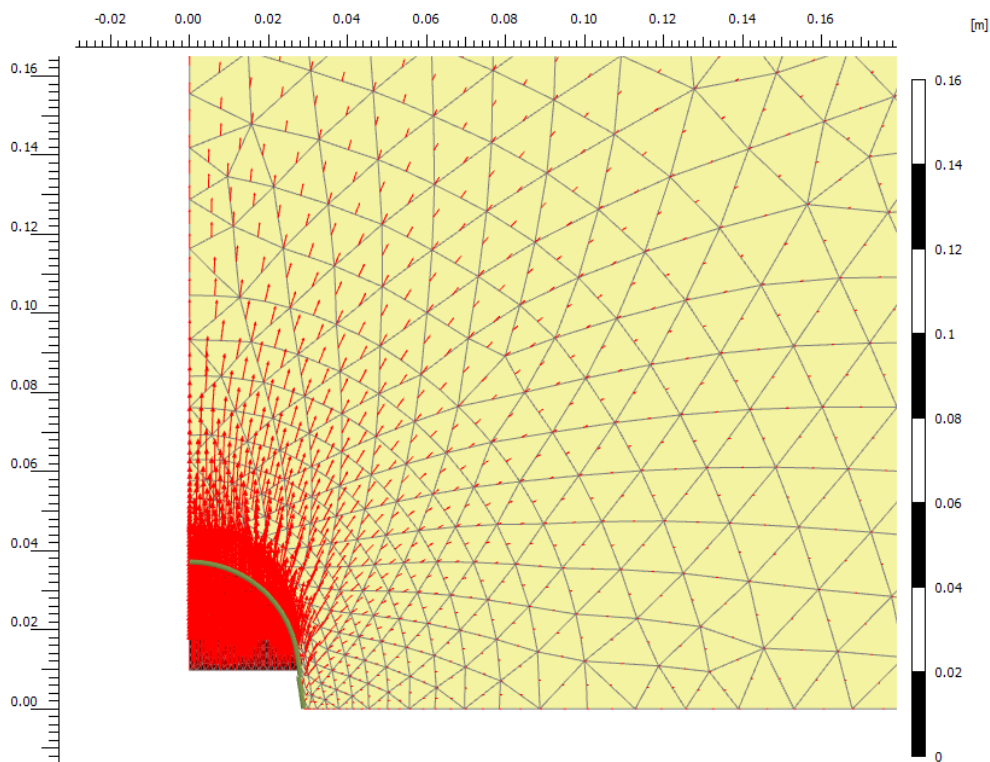


Figure IV-29. Essai au Dilatosol simulé avec le jeu de paramètres n°2 pour une contrainte de 0,9 MPa : champ de déplacements.

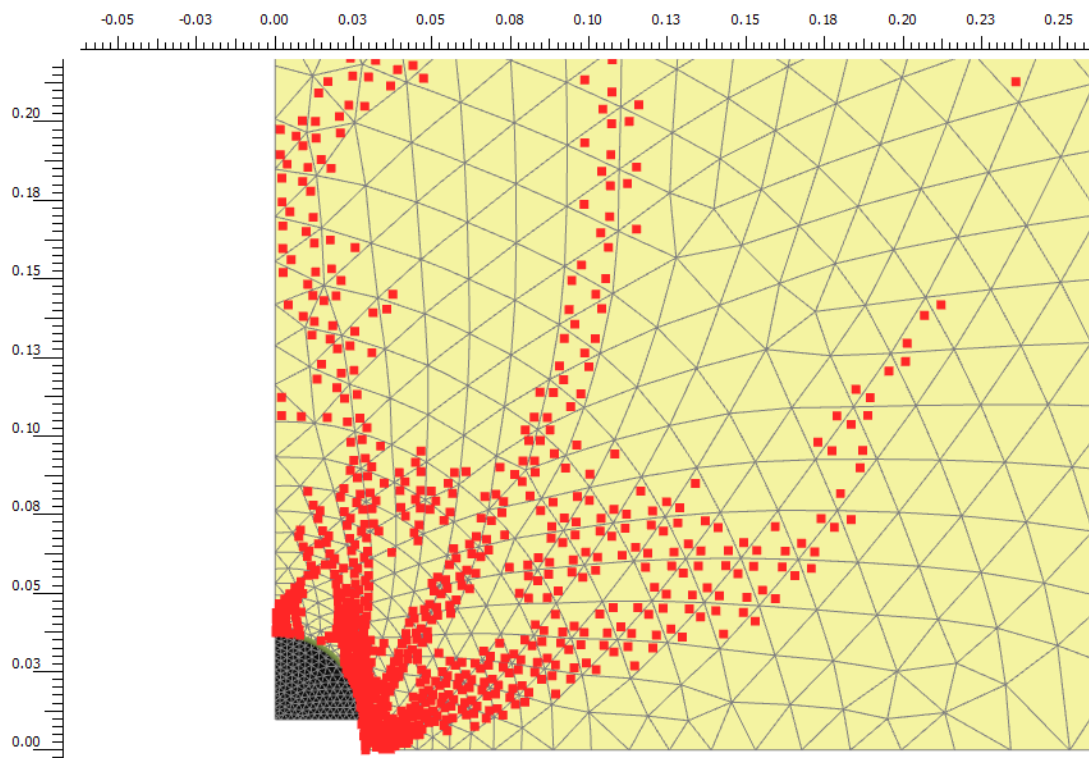


Figure IV-30. Essai au Dilatosol simulé avec le jeu de paramètres n°2 pour une contrainte de 0,9 MPa : points plastiques.

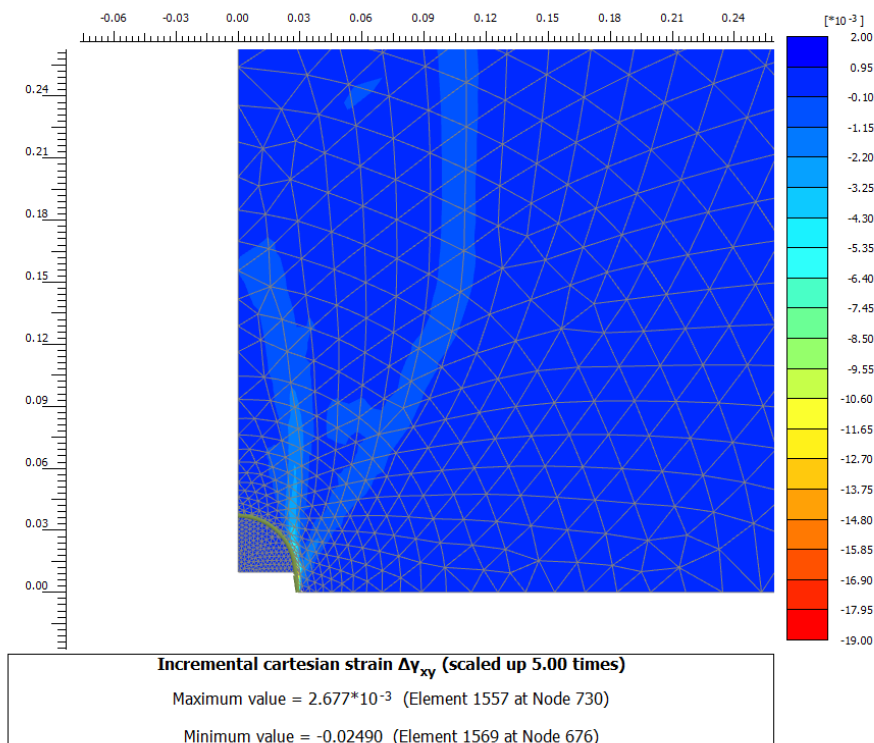


Figure IV-31. Résultats des simulations aux éléments finis avec le jeu de paramètres n°2 pour une contrainte de 0,9 MPa : incrément de déformation cisailante.

IV.3 Essais sur sites

IV.3.1 Argile limoneuse sous nappe (le Thor)

La Figure IV-32 rassemble les modules calculés à partir des courbes d'essai. Quelle que soit la théorie considérée, les modules calculés sont proches des modules pressiométriques sauf à 3 m de profondeur où ils sont significativement supérieurs.

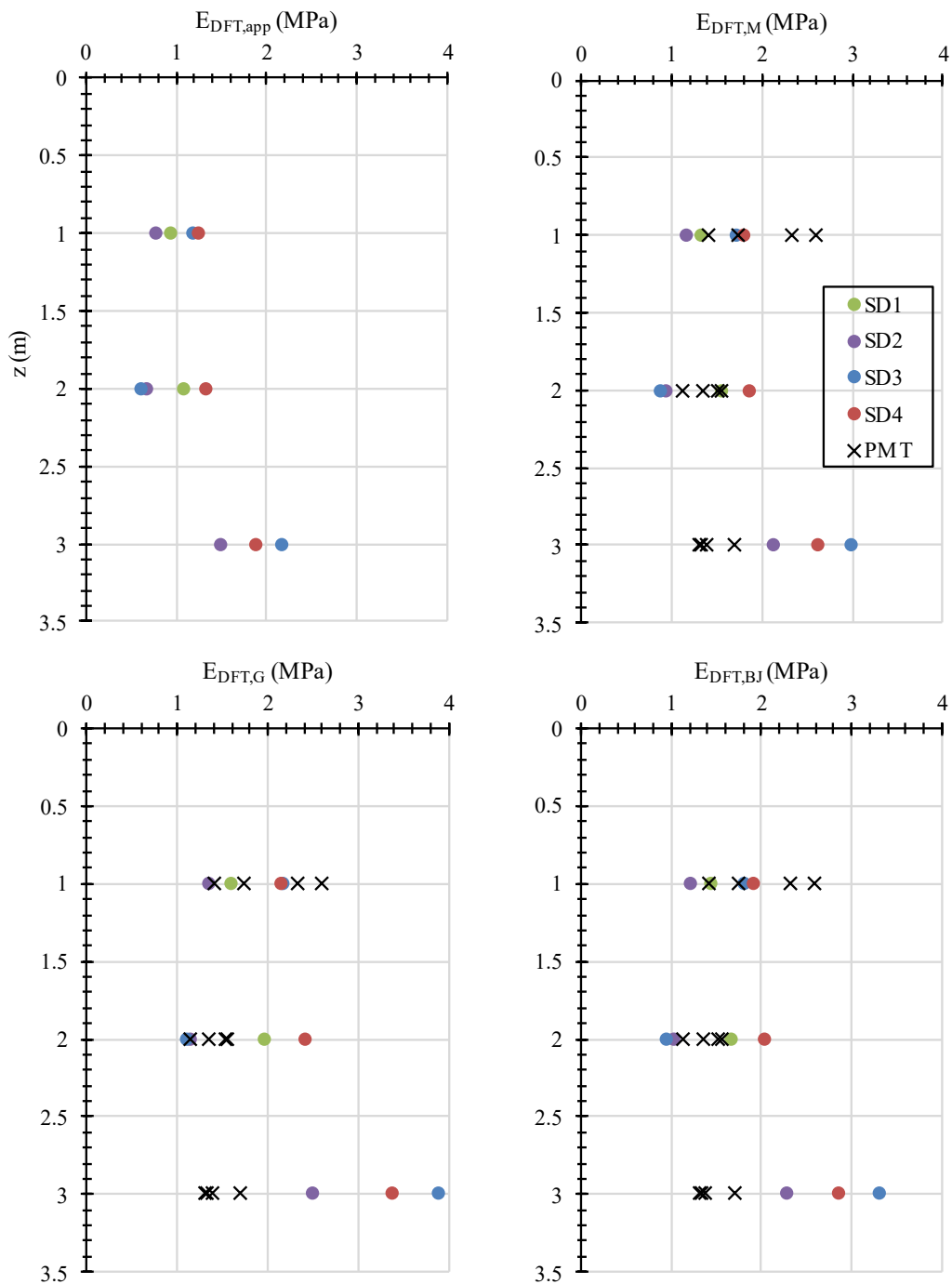


Figure IV-32. Modules au Dilatosol et comparaison avec les modules pressiométriques.

Les moyennes des modules sont rassemblées dans le Tableau IV-13. Sur un total de 11 mesures, le module au Dilatosol est compris entre 1,7 et 2,1 MPa selon la théorie considérée pour un coefficient de variation compris entre 37 et 39 %. Ces variations sont élevées mais finalement elles sont en accord avec les mesures pressiométriques : le module de Ménard moyen s'élève à 1,5 MPa pour un coefficient de variation de 41 % (cf. §II.3.1.4.1).

Tableau IV-13 : Valeurs moyennes des modules au Dilatosol.

Nombre	$E_{DFT;M}$			$E_{DFT;G}$			$E_{DFT;BJ}$		
	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)
11	1,7	0,6	37	2,1	0,8	39	1,9	0,7	38

En conclusion, les mesures au Dilatosol, tout comme celles au pressiomètre, sont entachées d'une grande variabilité en raison de la très faible consistance du sol. La mesure d'un module de déformation dans ce type de sol est particulièrement difficile et à la limite du domaine d'application du pressiomètre comme du Dilatosol.

IV.3.2 Sable sous nappe (Messanges)

La Figure IV-34 compare les différents modules calculés avec les modules pressiométriques. Les marqueurs sans remplissages représentent les valeurs de modules données à titre indicatif pour les raisons précédemment évoquées.

On peut voir tout d'abord que les modules sont globalement plus élevés pour le sondage SD3 que pour le sondage SD4. Cela pourrait être dû au changement de la géométrie de chargement entre les différents sondages, la surface de chargement diminuant de la géométrie 3b à 3a. Autrement, cela pourrait être dû à la variabilité latérale des propriétés mécaniques qui a déjà été constatée avec les investigations de référence.

Avec 12 valeurs de modules, le module moyen est compris entre 11,8 et 13,2 MPa selon la théorie considérée pour un coefficient de variation compris entre 25 et 31 % (Tableau IV-14). Pour rappel (cf. II.3.2.4.1), le module pressiométrique s'élève à 11,5 MPa dans cette formation pour un coefficient de variation égal à 29 %.

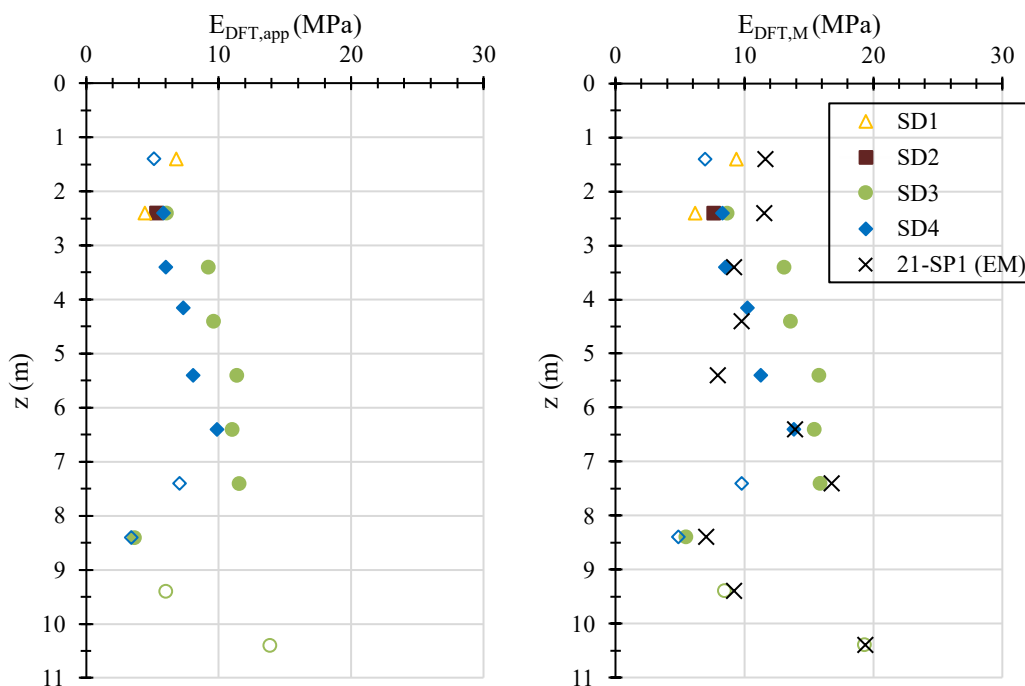


Figure IV-33. Évolution des modules avec la profondeur et comparaison avec les modules pressiométriques issus du sondage 21-SP1. À gauche : modules apparents. À droite : formule de Ménard.

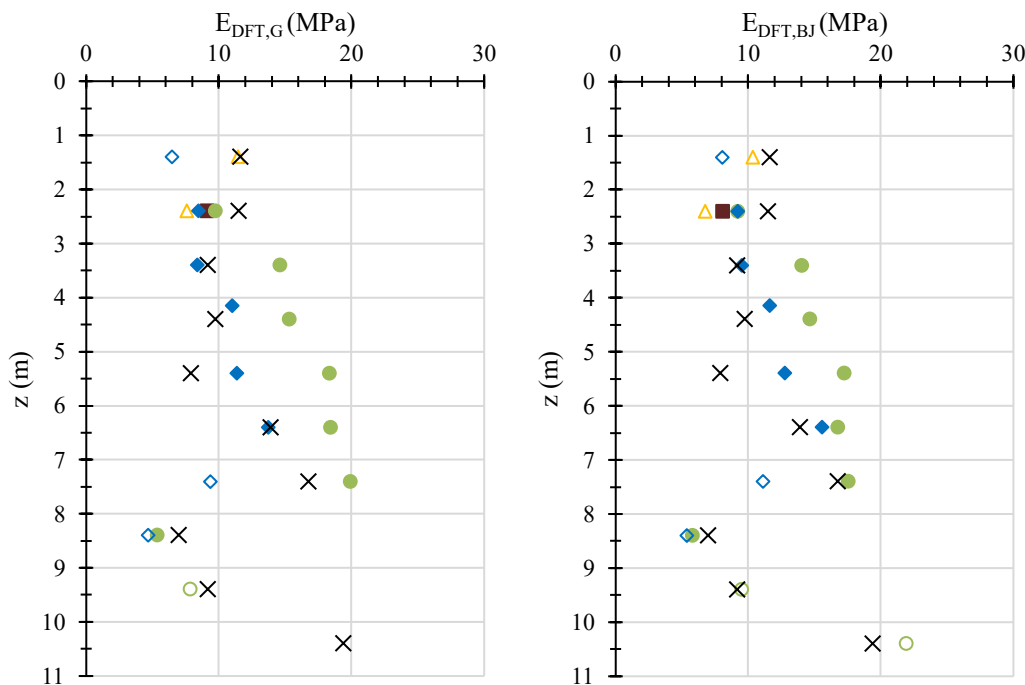


Figure IV-34. Évolution des modules avec la profondeur. Comparaison avec les modules pressiométriques issus du sondage 21-SP1.

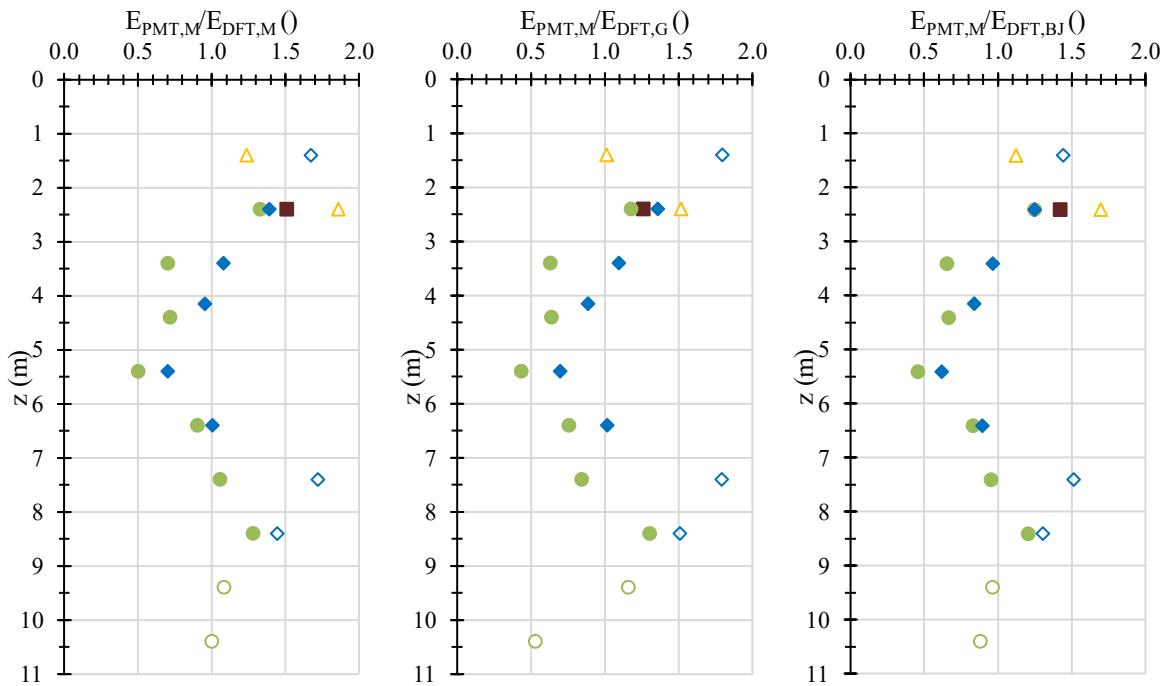


Figure IV-35. Rapport E_{PMT}/E_{DFT} .

Tableau IV-14 : Valeurs moyennes des modules au Dilatosol pour la couche comprise entre 2 et 8 m de profondeur.

Nombre	$E_{DFT;M}$			$E_{DFT;G}$			$E_{DFT;BJ}$		
	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)
12	11,8	3,0	25	13,2	4,1	31	13,0	3,2	25

IV.3.3 Argile limoneuse hors nappe (Avignon)

IV.3.3.1 Les modules

Les modules extraits des courbes de chargement à Avignon sont présentés Figure IV-36 en comparaison avec les modules pressiométriques. On remarque tout d'abord que les modules Dilatosol sont proches des modules pressiométriques et évoluent de la même manière avec la profondeur : dans la zone 1 (campagne 1 et 2) les modules sont homogènes et augmentent lentement avec la profondeur tandis que dans la zone 3 (campagne 4) il y a une augmentation importante des modules vers 1,3 m de profondeur. Comme pour le pressiomètre, il y a une très forte variabilité des modules d'un sondage à l'autre à cette profondeur dans la zone 3 (campagne 4). Cette variabilité est néanmoins légèrement moins marquée pour le Dilatosol. Cette différence peut venir du fait que les coquilles sont 1,7 fois plus hautes que la cellule de mesure pressiométrique et la mesure serait alors moins sensible à des variations de la rigidité du sol sur de faibles variations de profondeurs.

En revanche, vers $z=0,9$ m, les modules sont similaires à ceux obtenus pour la 1^{ère} zone : la variation de l'état hydrique du sol entre les différentes campagnes n'a pas eu d'influence sur le module. À cette profondeur, la répétabilité des mesures est très bonne.

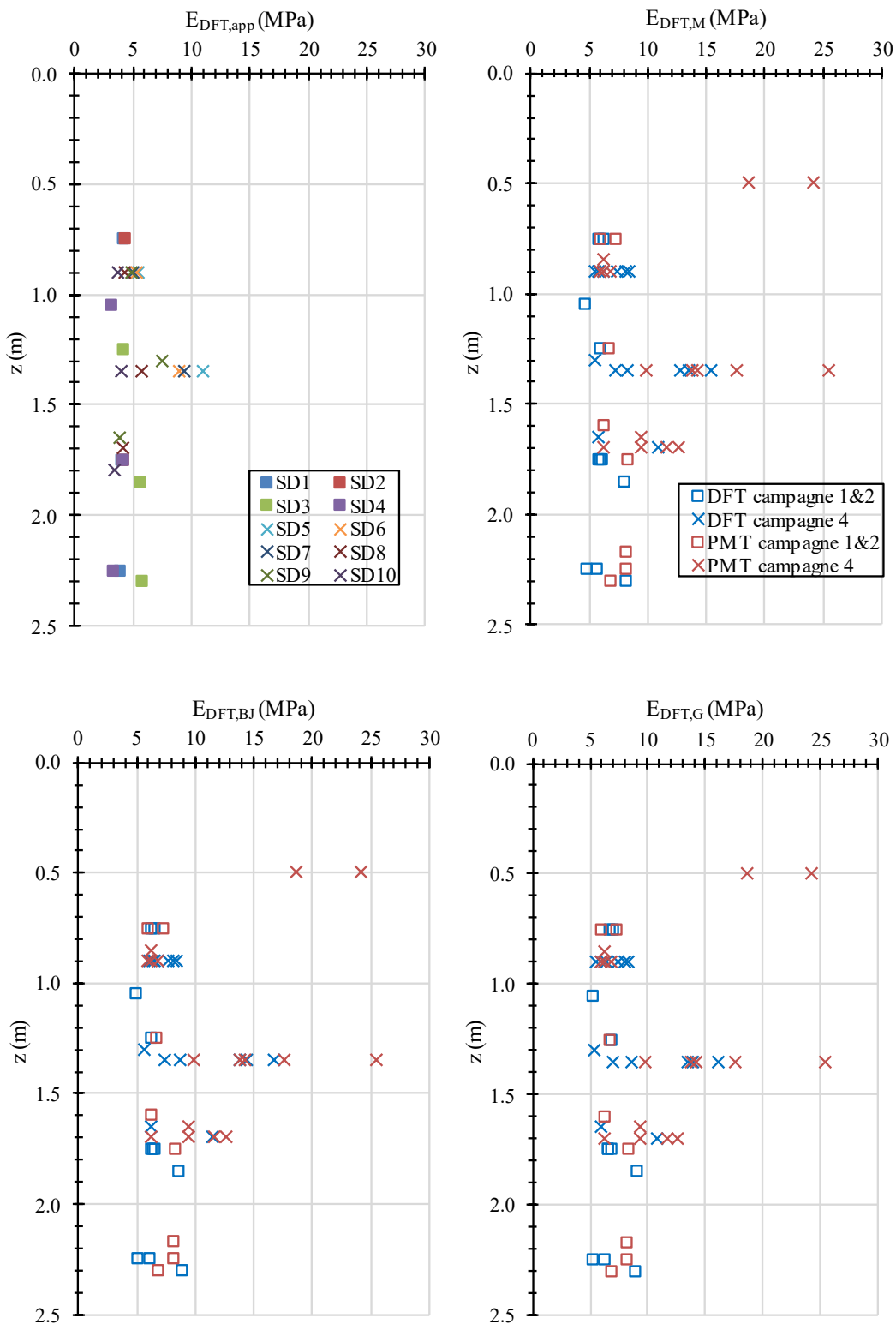


Figure IV-36. Modules au Dilatosol et comparaison avec les modules pressiométriques.

La valeur moyenne du module est comprise entre 7,5 et 8,0 MPa selon la théorie considérée (Tableau IV-15). Par comparaison, on rappelle que le module pressiométrique moyen s'élève à 10,4 MPa.

Tableau IV-15 : Valeurs moyennes de toutes les mesures de module.

Nombre	$E_{DFT;M}$			$E_{DFT;G}$			$E_{DFT;BJ}$		
	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)
29	7,5	2,9	39	8,0	2,9	37	7,9	3,1	40

En considérant le même modèle tri-couches qu'avec le pressiomètre (cf. §II.3.3.4.1) on obtient les paramètres rassemblés dans le Tableau IV-16. Pour les deux formations, et quelle que soit la théorie utilisée pour le calcul du module, les coefficients de variation sont comparables à ceux obtenus avec le pressiomètre.

Tableau IV-16 : Modèle géotechnique tri-couches (Dilatosol).

Couche n°	Nombre	$E_{DFT;M}$			$E_{DFT;G}$			$E_{DFT;BJ}$		
		$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)	$\mu_{DFT;E}$ (MPa)	$\sigma_{DFT;E}$ (MPa)	CV (%)
1 et 3	23	6,6	1,9	29	7,0	1,9	27	6,9	2,0	29
2	5	11,1	4,1	36	11,6	4,1	35	11,9	4,4	37

On a pu constater sur les courbes d'essais que la mise en contact des coquilles contre la paroi du forage n'empêchait pas de calculer un module. On peut se demander si la variabilité du diamètre de forage impacte la valeur du module. Si c'est le cas, le module calculé devrait théoriquement diminuer avec le diamètre du forage comme le prévoit la théorie du contact cylindre-cylindre (cf. 0). La Figure IV-37 étudie ce phénomène.

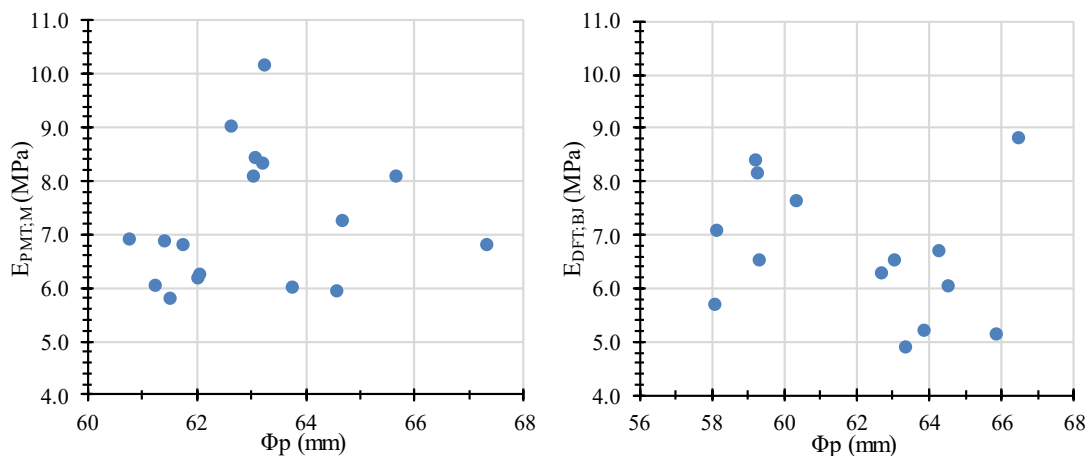


Figure IV-37. Influence du diamètre du forage sur le module calculé. À gauche : essais pressiométriques. À droite : essais au Dilatosol.

Elle montre en effet l'évolution du module calculé en fonction du diamètre de forage estimé à partir de l'intersection de la pente tracée pour le calcul du module avec l'axe des déplacements. On constate effectivement avec les essais au Dilatosol une légère baisse du module quand le diamètre du forage augmente ce qui n'est pas observé avec le pressiomètre. Cependant cette diminution reste minime.

IV.3.3.2 La contrainte limite

Un critère de rupture a été extrait des courbes de chargement avec le prototype 4 (Figure II-90 à Figure II-92) selon l'approche décrite §III.4.3. Pour le calcul des contraintes corrigées, on suppose $K_0=0,5$ et un poids volumique $\gamma_h=15 \text{ kN/m}^3$. Il ressort que les contraintes limites sont extraites à des déplacements relatifs $(\Delta R/R_p)_2$ variant entre 0,10 et 0,25.

Les mesures moyennées sur trois profondeurs d'essai sont rassemblées dans le Tableau IV-18. Quant aux essais pressiométriques, la pression limite conventionnelle a été extrapolée pour chacun des essais selon la méthode dite de la double hyperbole (cf III.4.2.1). Les valeurs de pression limite corrigées p_{IM}^* moyennées par profondeur d'essai sont rassemblées dans le Tableau IV-19.

Tableau IV-17 : Contraintes limites corrigées au Dilatosol σ_2^* et paramètres de traitement associés.

Sondage	z (m)	λ (-)	$(\Delta R/R_p)_2$ (-)	σ_2^* (MPa)
SD5	0,5	1,36	0,24	1,33
	1,35	1,35	0,10	1,08
SD6	0,9	1,37	0,22	1,19
	1,35	1,34	0,10	0,93
SD7	0,9	1,36	0,19	0,93
	1,35	1,36	0,12	1,10
	1,6	1,35	0,12	1,09
SD8	0,9	1,35	0,15	0,66
	1,35	1,36	0,14	0,82
	1,7	1,36	0,11	0,44
SD9	0,9	1,40	0,25	1,15
	1,3	1,36	0,16	1,17
	1,65	1,36	0,12	0,46
SD10	0,9	1,38	0,20	0,73
	1,35	1,36	0,11	0,40
	1,8	1,34	0,10	0,33

Tableau IV-18 : Contraintes limites moyennes au Dilatosol.

z (m)	n (-)	μ_{σ_2} (MPa)	σ_{σ_2} (MPa)	$\mu_{\sigma_2} + \sigma_{\sigma_2}$ (MPa)	$\mu_{\sigma_2} - \sigma_{\sigma_2}$ (MPa)	CV (%)
0,9	6	1,00	0,27	1,27	0,73	27
1,4	7	0,94	0,27	1,21	0,68	28
1,7	3	0,41	0,07	0,48	0,34	17

Tableau IV-19 : Moyennes des pressions limites pressiométriques conventionnelles extrapolées.

z (m)	n (-)	μ_{p_l} (MPa)	σ_{p_l} (MPa)	$\mu_{p_l} + \sigma_{p_l}$ (MPa)	$\mu_{p_l} - \sigma_{p_l}$ (MPa)	CV (%)
0,5	2	1,18	-	-	-	-
0,9	9	0,82	0,30	1,12	0,52	36
1,4	9	1,04	0,31	1,35	0,72	30
1,7	8	0,70	0,15	0,85	0,55	22
2,2	6	0,62	0,11	0,72	0,51	17

Les paramètres de rupture issus des deux types d'essai sont comparés sur la Figure IV-38. La valeur pressiométrique à 0,5 m, basée uniquement sur deux mesures, est donnée à titre indicatif. On observe une bonne correspondance entre le pressiomètre et le Dilatosol et une variabilité comparable.

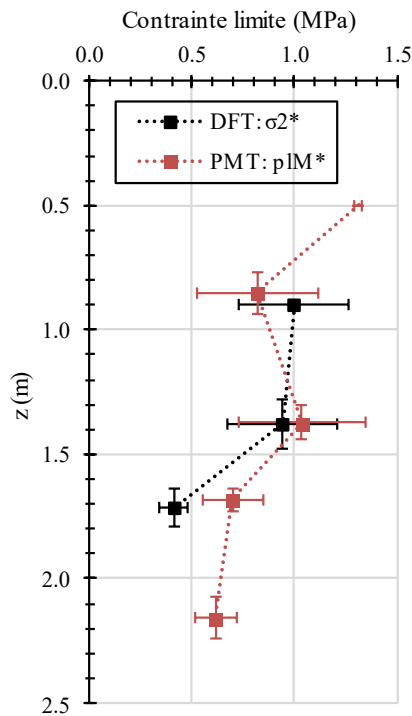


Figure IV-38. Critères de rupture au Dilatosol (σ_2^*) et au pressiomètre (p_{lM}^*).

IV.3.3.3 Conclusion

Les résultats obtenus avec les deux sondes Dilatosol (prototype 3b et 4) sur les argiles limoneuses d'Avignon sont cohérents avec les résultats des investigations de référence précédemment présentés et notamment les mesures pressiométriques.

Ainsi, les modules extraits des courbes de chargement au Dilatosol évoluent de la même manière que les modules pressiométriques. Excepté à $z=1,35$ m pour la zone 4, les deux essais d'expansion donnent des modules qui évoluent peu avec la profondeur et avec les variations de l'état hydrique du sol d'une campagne à l'autre. À $z=1,35$ m dans la zone 4 une forte variabilité d'un sondage à l'autre est détectée par les deux types d'essai d'expansion et en accord avec les CPTu.

L'augmentation de la course des vérins pour le prototype 4 a permis de calculer une contrainte de rupture définie comme la contrainte correspondant à la fin de la plage pseudo-élastique. Celle-ci a pu être calculée sur toutes les courbes de chargement. Là aussi, on constate des valeurs relativement proches entre les deux types d'essais et une variabilité comparable.

IV.4 Synthèse intersites

La Figure IV-39 synthétise l'ensemble des modules de déformation pseudo-élastiques extraits des courbes de chargement au Dilatosol à partir des essais réalisés sur les différents sols étudiés. Nous avons ainsi pu travailler sur des sols allant du sable à l'argile caractérisés par des modules pressiométriques variant entre 1 et 18 MPa. La quantité de données collectées est satisfaisante.

On peut constater que sur la gamme de modules étudiée, une première approximation $E_{PMT}=E_{DFT}$ est acceptable étant donnée la variabilité naturelle de ce paramètre au sein d'une même formation, et ce quelle que soit la théorie considérée pour le calcul de E_{DFT} (cf. §III.3.7.2).

Puisque nous travaillons sur des valeurs de modules variant de manière importante, il est plus représentatif de considérer le rapport E_{PMT}/E_{DFT} (Figure IV-40). On observe alors une plus forte variabilité des rapports pour les plus faibles valeurs de module (1-3 MPa) ce qui est lié à la plus faible fiabilité des appareils de mesure (pressiomètre et Dilatosol) pour des sols aussi peu rigides (influence de la résistance propre de l'appareillage et tenue difficile des parois du forage).

La Figure IV-41 offre une comparaison entre le module pressiométrique et les différents modules au Dilatosol en considérant les valeurs moyennes pour chaque formation rencontrée. Le Tableau IV-20 rassemble ces valeurs statistiques (moyenne μ , écart-type σ).

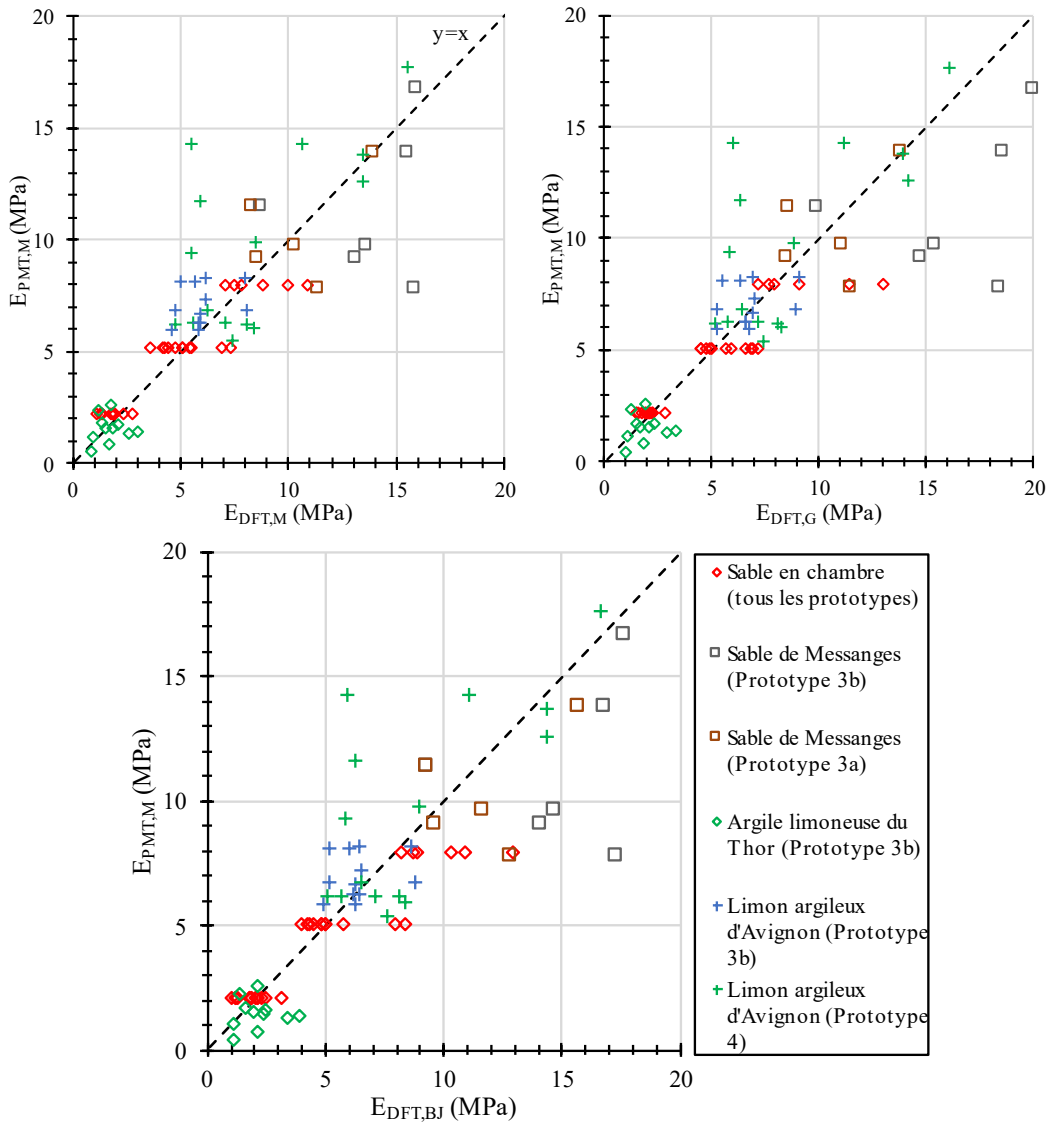


Figure IV-39. Nuages de points synthétisant l'ensemble des modules E_{DFT} et E_{PMT} .

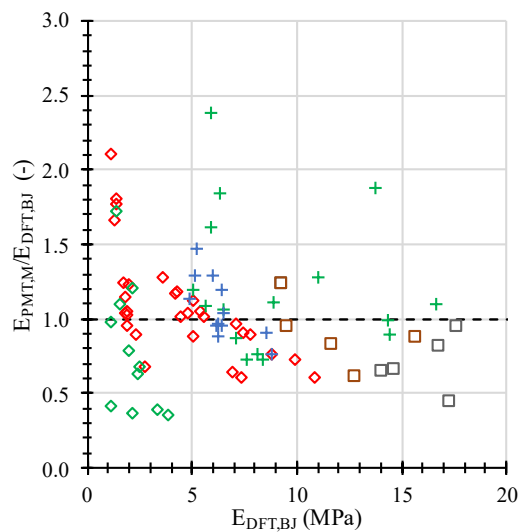


Figure IV-40. Ratio E_{PMT}/E_{DFT} . Pour la légende, se référer à la Figure IV-39.

Tableau IV-20 : Valeurs moyennes des modules extraits des essais in situ.

Sol		Pressiomètre			Dilatosol						
		$E_{PMT,M}$				$E_{DFT,M}$		$E_{DFT,G}$		$E_{DFT,BJ}$	
Nature	Site	n	μ_E	σ_E	n	μ_E	σ_E	μ_E	σ_E	μ_E	σ_E
Sable sous nappe	Messanges	6	11,5	3,4	11	11,8	3,0	13,2	4,1	13,0	3,2
Argile limoneuse hors nappe	Avignon	26	8,0	2,2	23	6,6	1,9	7,0	1,9	6,9	2,0
Argile limoneuse sous nappe	Le Thor	11	1,5	0,6	11	1,7	0,6	2,1	0,8	1,9	0,7

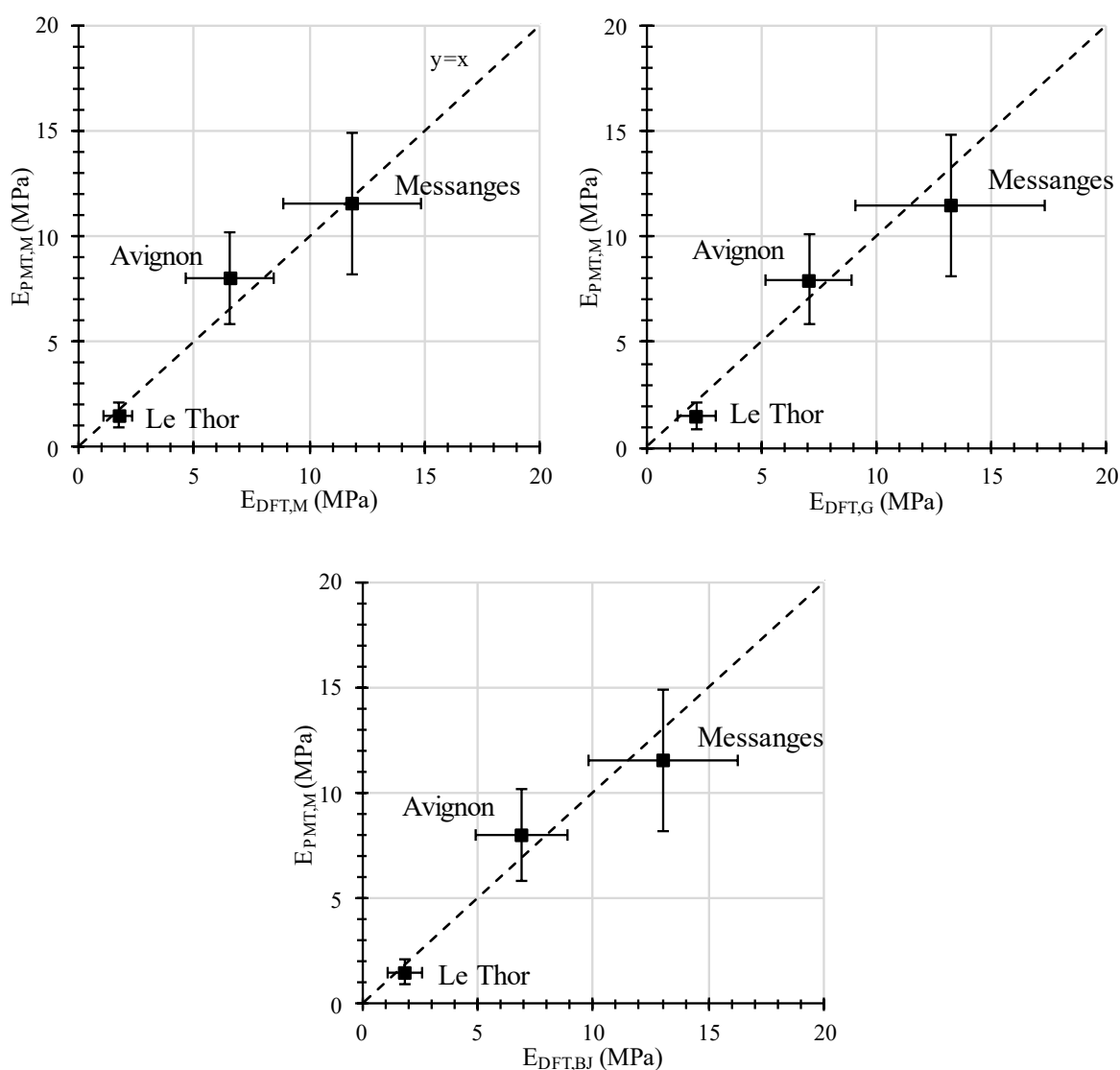


Figure IV-41. Relation entre E_{DFT} et E_{PMT} .

On réalise une approche similaire avec le critère de rupture σ_2^* au Dilatosol bien que la quantité de données collectée soit moins importante (Figure IV-42). Les pressions limites étudiées sont comprises entre 0,3 et 1,4 MPa. Les essais du Thor ne sont pas interprétés en termes de rupture, la deuxième moitié de la courbe étant trop impactée par des problèmes matériels. Les essais de Messanges ne sont pas interprétés à cause du manque de course des vérins.

Là aussi une approximation $p_{IM}^* = \sigma_2^*$ est acceptable bien qu'elle sous-estime légèrement p_{IMDH}^* surtout pour les plus faibles valeurs de σ_2^* (Figure IV-43) et malgré encore une fois la variabilité dus aux fortes hétérogénéités lithologiques identifiées pour le terrain d'Avignon.

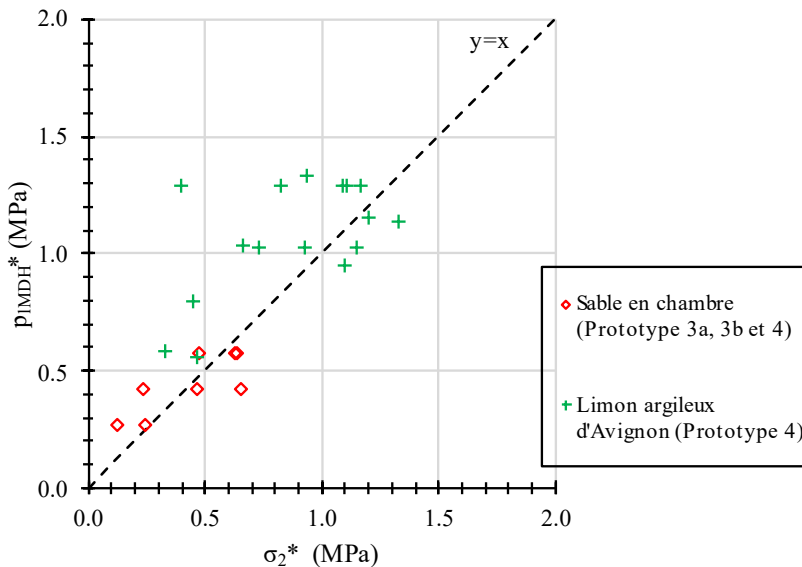


Figure IV-42. Nuages de points synthétisant l'ensemble des contrainte σ_2^* au Dilatosol et p_{IMDH}^* au pressiomètre.

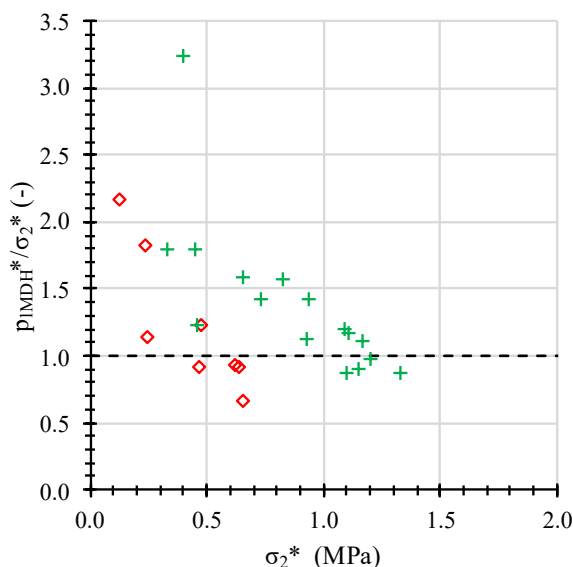


Figure IV-43. Ratio p_{IMDH}^*/σ_2^* . Pour la légende, se référer à la Figure IV-39.

IV.5 Conclusion

Les résultats obtenus montrent que les trois expressions de module proposées donnent des résultats comparables. Par soucis de simplicité, nous proposons de ne garder qu'une seule expression. Nous écartons la formule issue de l'expansion d'une cavité cylindrique $E_{DFT;M}$ car elle est basée sur une géométrie de chargement radial uniforme sur toute la paroi du forage ce qui n'est pas le cas de notre essai de chargement unidirectionnel. Enfin, nous préférons la formule développée dans le cadre de l'essai au dilatomètre rigide $E_{DFT;BJ}$ à celle développée dans le cadre du chargement de fondation $E_{DFT;G}$ car elle est plus en accord avec la géométrie de chargement et les conditions d'essai en forage.

On obtient pour nos trois sites $E_{DFT}=(0,87 \text{ à } 1,33) \cdot E_{PMT}$. On peut considérer en première approche sur la gamme de modules étudiée, une approximation $E_{PMT}=E_{DFT}$ est acceptable étant donnée la variabilité naturelle de ce paramètre au sein d'une même formation. Le fait que l'on obtienne une valeur de module comparable entre les deux essais pourtant caractérisés par une géométrie de chargement bien différente est une preuve supplémentaire que la théorie de l'élasticité est adaptée pour le calcul d'un module sur la phase linéaire des courbes de chargement des sols. De manière pratique, le fait que le module dilatométrique soit proche du module pressiométrique nous permet de bénéficier des relations semi-empiriques permettant d'estimer à partir de modules extraits d'essais d'expansion en forage le tassement sous une fondation.

C'est en suivant une démarche similaire que nous avons défini un critère de rupture de type fin de plage pseudo-élastique σ_2^* afin d'accéder à une contrainte proche de la pression limite pressiométrique conventionnelle. On a pu appliquer ce critère aux données collectées, moins nombreuses étant donné que l'on a eu plus de difficulté à accéder à de grandes déformations du sol d'une part à cause des limitations des appareils de mesure, et d'autre part car de manière générale, la rupture lors d'un essai au Dilatosol apparaît pour des valeurs $\Delta R/R_p$ plus élevées que pour le pressiomètre. L'application de ce critère à l'ensemble des mesures confirme qu'une estimation de $p_{LMDH}^*=\sigma_2^*$ est acceptable en première approche. On peut ainsi directement utiliser les formules permettant de calculer la capacité portante d'une fondation à partir de ce critère. Des essais comparatifs complémentaires devront être menés afin de confirmer la relation proposée entre les deux critères vu la plus faible quantité de données collectées.

Dans le but de comparer le Dilatosol et le pressiomètre pour une même vitesse de sollicitation du sol, la vitesse d'écartement des coquilles (1,5 mm/min) a été choisie égale à la vitesse moyenne de gonflement de la cellule pressiométrique sur la durée totale de l'essai conventionnellement établie à 10 minutes selon la norme européenne. Nous avons montré, en accord avec la bibliographie, que le mode de pilotage de l'essai pressiométrique (palier de pression ou vitesse d'expansion constante) n'avait pas d'influence sur les résultats tant que la vitesse de sollicitation était équivalente. Nous avons fait la même constatation avec des essais sur un sable d'Hostun sec avec le prototype 3a du Dilatosol.

Il est ainsi nécessaire de souligner que les corrélations établies dans ce chapitre ne sont donc rigoureusement valables que pour cette vitesse de sollicitation. On peut souhaiter de futures études sur l'influence de la vitesse d'écartement sur les paramètres E_{DFT} et σ_2^* pour différentes conditions de drainage. Quelques essais réalisés avec le prototype 4 en chambre d'essais montrent que, dans le cas d'un sol non cohésif, cette vitesse peut être doublée sans que les résultats des essais ne soient impactés. Pour des sols fins, la réalisation d'essais à différentes

vitesses de sollicitation pourrait permettre de fournir des paramètres mécaniques à court et moyen terme.

À partir des deux paramètres extraits des courbes de chargement au Dilatosol, nous pouvons maintenant réaliser des calculs de dimensionnement des fondations superficielles, que nous comparerons aux calculs pressiométriques de référence.

CHAPITRE V: APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DE FONDATIONS SUPERFICIELLES

En France, le développement des méthodes de conception des fondations superficielles s'est historiquement appuyé sur l'analyse croisée d'essais de chargement de fondations superficielles avec d'autres essais in situ (pressiomètre, pénétromètre, etc.).

On compte deux approches principales pour le dimensionnement d'une fondation superficielle :

- Le calcul de la contrainte limite du sol sous la fondation q_u réduite par un jeu de facteurs partiels représentant la sécurité.
- Le calcul de tassement sous la fondation pour satisfaire à des critères de service.

Le but de ce chapitre n'est pas de définir de nouvelles relations semi-empiriques entre les paramètres extraits des courbes de chargement au Dilatosol et les paramètres de dimensionnement des fondations. Vu que les paramètres obtenus avec le Dilatosol sont proches des paramètres pressiométriques, il s'agit plutôt d'évaluer si on peut directement utiliser les méthodes pressiométriques en vigueur avec nos grandeurs E_{DFT} et σ_2^* .

Nous nous appuyerons pour cela sur les essais réalisés sur le limon argileux d'Avignon. Notre démarche se base sur une étude comparative entre des calculs et des essais de fondation réalisés en parallèle de nos investigations (cf. §§ II.3.3 et IV.3.3). Ces essais de chargement de plaque ont été mis en œuvre et traités par le laboratoire Sols, Roches et Ouvrages (SRO) de l'université Gustave Eiffel (UGE).

Conformément à l'usage en ingénierie géotechnique, nous travaillerons avec les moyennes harmoniques des modules H et les moyennes géométriques des pressions (ou contraintes) limites G . Pour cette raison, les valeurs utilisées dans nos modèles seront légèrement inférieures à celles présentées dans le chapitre IV qui représentent des moyennes arithmétiques.

V.1 Présentation des essais de chargement de fondation

V.1.1 Matériel et procédure d'essai

Dans le but d'enrichir la base de données existante et de tester de nouvelles technologies, l'UGE a développé une station d'essais de fondation superficielle légère (Luong et al., 2022). L'essai consiste à mesurer les déflexions correspondant à une succession de pressions appliquées au sol. Il est réalisé au moyen d'un dispositif schématisé sur la Figure V-1.

Un vérin exerce une charge verticale centrée sur la plaque circulaire de diamètre $B=60$ cm reposant sur le sol horizontalement préalablement arasé. L'encastrement initial de la plaque, noté D ,

est ainsi de 30 cm. Chaque palier de chargement est maintenu constant jusqu'à ce que la courbe représentative de la déflexion en fonction du logarithme du temps d'application soit linéaire, ou pendant 30'. La déflexion est mesurée à l'aide de comparateurs uniformément répartis autour de la plaque et dont les points d'attache sont fixés à un cadre indéformable prenant appui sur le sol en des points devant rester immobiles en cours d'essai. L'ancrage du massif est assuré au moyen de quatre vis Krinner.

Le critère d'arrêt de l'essai est l'atteinte de la rupture du sol par poinçonnement définie conventionnellement pour un tassement sous plaque s_0 égal à $B/10$ ou la rupture du massif d'ancrage.

La plaque est centrée par rapport à un trou d'environ 1,5 m de profondeur dans lequel une fibre optique non revêtue est noyée avec du plâtre, ce trou ayant été réalisé au préalable au moyen d'un essai au pénétromètre dynamique Panda. Ce dispositif permet d'obtenir un profil de tassement sur la profondeur du trou réalisé.

Le dispositif ainsi mis en place sur le terrain d'étude à Avignon est présenté Figure V-2.

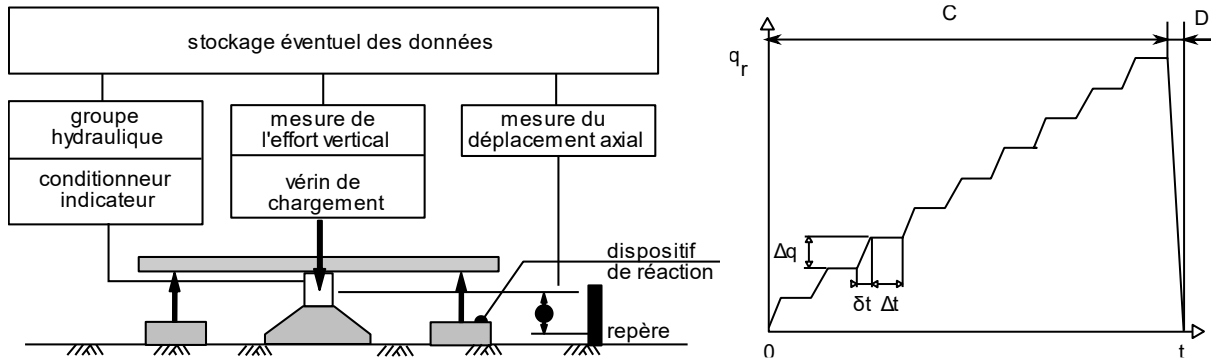


Figure V-1. À gauche : principe du matériel de mesure. À droite : programme de chargement.



Figure V-2. Vue générale d'un essai de chargement de fondation à Avignon.

V.1.2 Résultats des essais

V.1.2.1 Courbes de chargement

La Figure V-3 montre les courbes de chargement obtenues. Les trois essais n'ont pas pu être menés jusqu'à la rupture conventionnelle, les ancrages rompant pour une charge d'environ 6 tonnes. On observe cependant une bonne reproductibilité de l'essai.

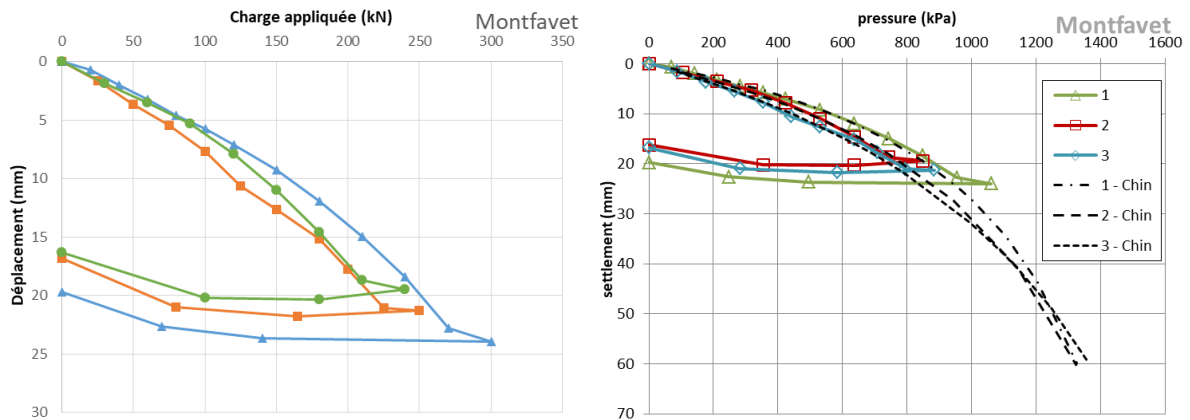


Figure V-3. À gauche : résultats des trois essais de fondation à Avignon. À droite : extrapolation d'une contrainte limite pour un tassement égal à $B/10$.

L'extrapolation des résultats avec la méthode de Chin donne des valeurs de la contrainte ultime conventionnelle du premier essai (courbe bleu), du deuxième essai (courbe orange) et du troisième essai (courbe verte) respectivement égale à 37,4 ; 37,4 et 38,3 tonnes.

V.1.2.2 Profils de tassement le long de la fibre optique

La Figure V-4 présente, pour chaque palier de chargement, l'évolution du tassement relatif (rapport du tassement $s(z)$ sur le tassement en surface s_0) le long de la fibre optique pour un essai. Le profil de tassement $s(z)$ est obtenu par moyennage des microdéformations mesurées par la fibre optique. On rappelle que cette fibre a été placée au préalable dans un trou réalisé au Panda et centré par rapport à la plaque.

Pour les plus fortes charges, des pertes de signal optique apparaissent empêchant d'obtenir l'ensemble des déformations réparties le long de la fibre. La courbe ne converge alors plus vers un tassement nul vers $(z-D)/B=2,4$ sous la semelle.

Cependant, l'allure générale de ces profils est en accord avec la compilation des essais fournis par la bibliographie (Figure V-5 à gauche) avec toutefois un approfondissement de la zone d'influence sans doute lié à la nature très surconsolidée du sol. Cette profondeur d'influence élargie correspond à un profil de module n'évoluant quasiment pas avec la profondeur selon les courbes données par (Burland and Burbidge, 1985) (Figure V-5 à droite avec a le rayon de la fondation et k le facteur d'augmentation du module avec la profondeur).

Ces mesures optiques montrent qu'il est nécessaire, pour ce site particulier caractérisé par un matériau surconsolidé, de prendre en compte les essais jusqu'à une profondeur $(z-D)/B$

supérieure à $1,5 B$, valeur conventionnellement prise pour le calcul par exemple d'une pression limite équivalente.

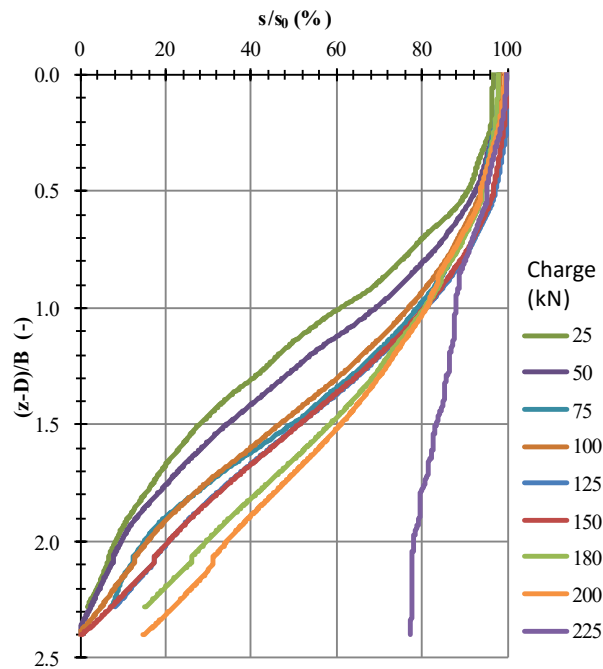


Figure V-4. Exemple de profil de tassement relatif obtenu pour un essai de fondation à Avignon.

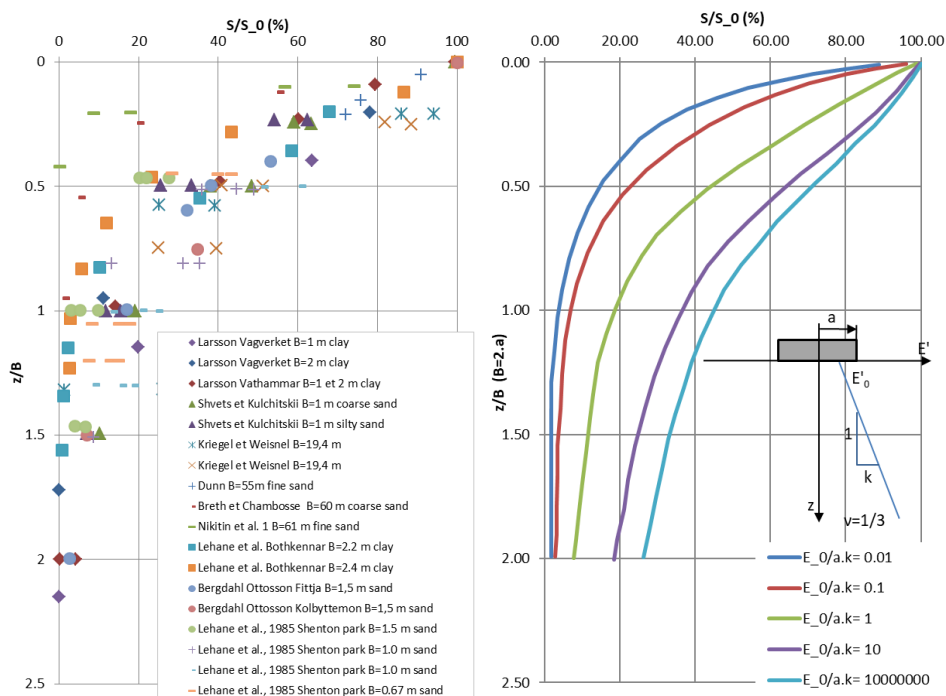


Figure V-5. Diffusion des tassements en fonction de la nature du sol obtenu expérimentalement (voir auteurs dans la légende) ou par analyse numérique (Burland and Burbidge, 1985).

V.2 Contexte lithologique

Les essais pénétrométriques situés dans les environs immédiats des essais de fondation sont représentés sur la Figure V-6. On constate une certaine hétérogénéité des caractéristiques mécaniques qui a été aussi remarquée au niveau des paramètres extraits des essais d'expansion en forage.

Le refus sur nos forages à la tarière à main et sur nos sondages pénétrométriques a été rencontré pour des profondeurs allant de 1,7 à 2,5 m correspondant au toit de la couche graveleuse. Cette couche, caractérisée lors de l'étude préalable de Fondasol par des caractéristiques pressiométriques bien plus élevées ($50 < E_{PMT;M} < 100$ MPa et $p_{IM} > 5$ MPa), correspond donc à notre substratum géotechnique. Dans nos modèles nous supposons que ce substratum est atteint à 1,9 m de profondeur.

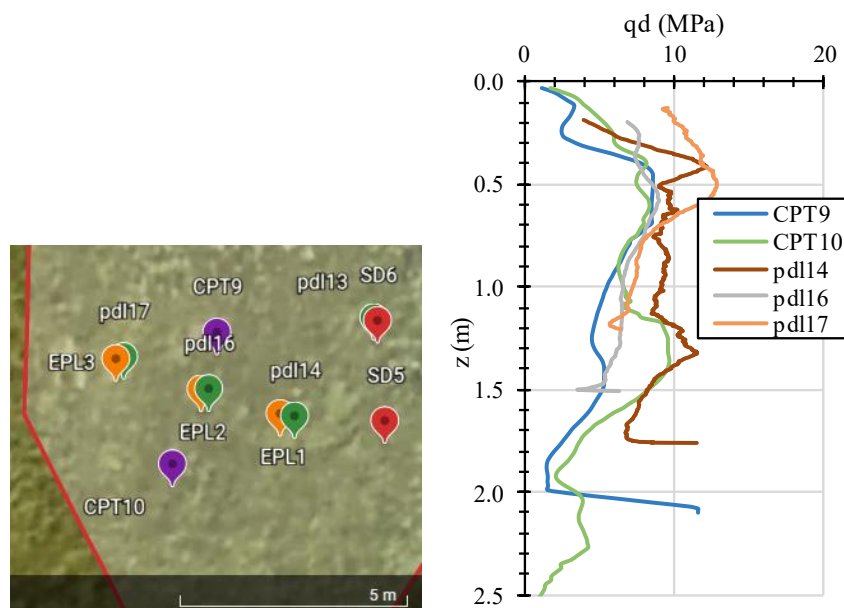


Figure V-6. Investigations autour des essais de fondation. À gauche : plan d'implantation. À droite : pénétromètres autour des essais de fondation.

V.3 Calculs de capacité portante

Il existe plusieurs méthodes pour calculer une capacité ultime à partir des essais de laboratoire ou des essais in situ. Dans la pratique française, c'est plutôt une approche semi-empirique qui est réalisée à partir des mesures d'essais in situ pressiométriques ou pénétrométrique.

V.3.1 Présentation de la méthode pressiométrique

Nous ne présenterons ici que l'approche pressiométrique classique préconisée par la norme NF P94-261. La résistance nette du terrain sous la fondation q_u est calculée à partir d'une pression limite nette équivalente p_{le}^* et d'un facteur de portance k_p fonction de la largeur B de la fondation et du type de sol :

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^* \quad [V.1]$$

La pression limite nette équivalente p_{le}^* se calcule pour une couche porteuse homogène d'épaisseur h_r . Elle correspond à la moyenne géométrique de la pression limite nette sur cette épaisseur (Figure V-7) :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* \cdot p_{l2}^* \cdot \dots \cdot p_{ln}^*} \quad [V.2]$$

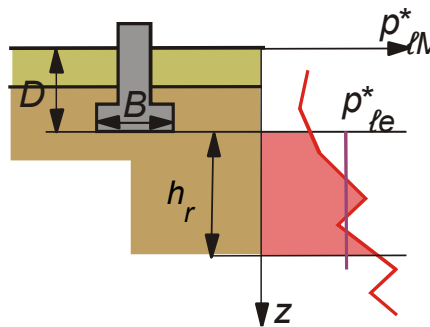


Figure V-7. Définition de la pression limite équivalente.

L'épaisseur de terrain à prendre en compte h_r est conventionnellement prise égal à $1,5 B$ pour une fondation circulaire soumise à une charge non excentrée. Cette grandeur varie en réalité en fonction notamment de l'évolution du module avec la profondeur comme nous l'avons évoqué dans le paragraphe précédent.

Le facteur de portance k_p varie entre 0,8 et 3 en fonction du type de sol, de la profondeur équivalente D_e et de la forme de la fondation. D_e est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture diffèrent de celles du sol porteur :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \cdot \int_0^D p_l^*(z) \cdot dz \quad [V.3]$$

Le facteur de portance pressiométrique est lié à la profondeur encastrement équivalent par une relation non linéaire (AFNOR, 2013) :

$$k_{p, \frac{B}{L}} = k_{p0} + \left(a + b \cdot \frac{D_e}{B} \right) \cdot \left(1 - e^{-c \cdot \frac{D_e}{B}} \right) \quad [V.4]$$

Avec les valeurs des coefficients données dans le Tableau V-1 en fonction du type de sol et de la forme de la fondation. La valeur est plafonnée à partir de $D_e/B=2$.

Tableau V-1 : Coefficients de l'équation [V.6], d'après (AFNOR, 2013).

Type de sol	Choix de la courbe		Expression de k_p			
	Semelle	courbe	a	b	c	k_{p0}
Argile / limon	Filante	Q1	0,2	0,02	1,3	0,8
	Carrée	Q2	0,3	0,02	1,5	0,8
Sable / grave	Filante	Q3	0,3	0,05	2	1
	Carrée	Q4	0,22	0,18	5	1
Craie	Filante	Q5	0,28	0,22	2,8	0,8
	Carrée	Q6	0,35	0,31	3	0,8
Marne et Calcaire-Marneux Roche altérée ou fragmentée	Filante	Q7	0,2	0,2	3	0,8
	Carrée	Q8	0,2	0,3	3	0,8

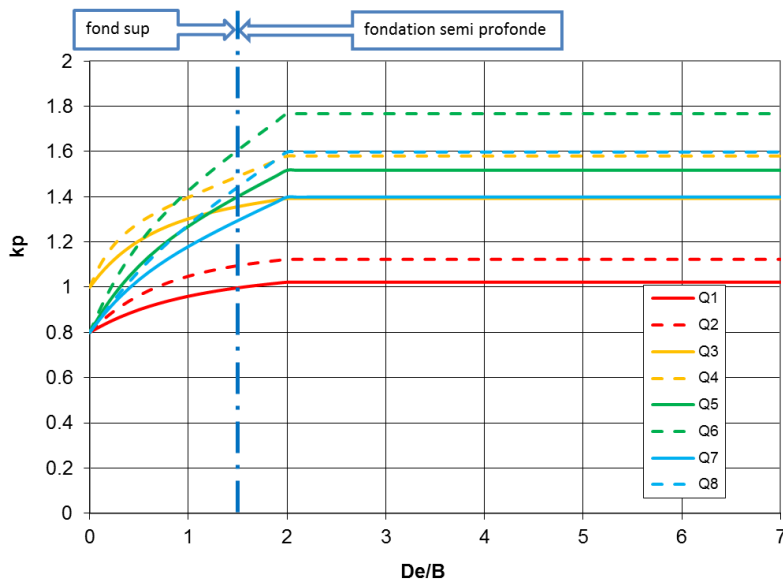


Figure V-8. Facteur de portance pressiométrique.

V.3.2 Application

Les données sur lesquelles nous effectuons les calculs sont rassemblées sur la Figure V-9.

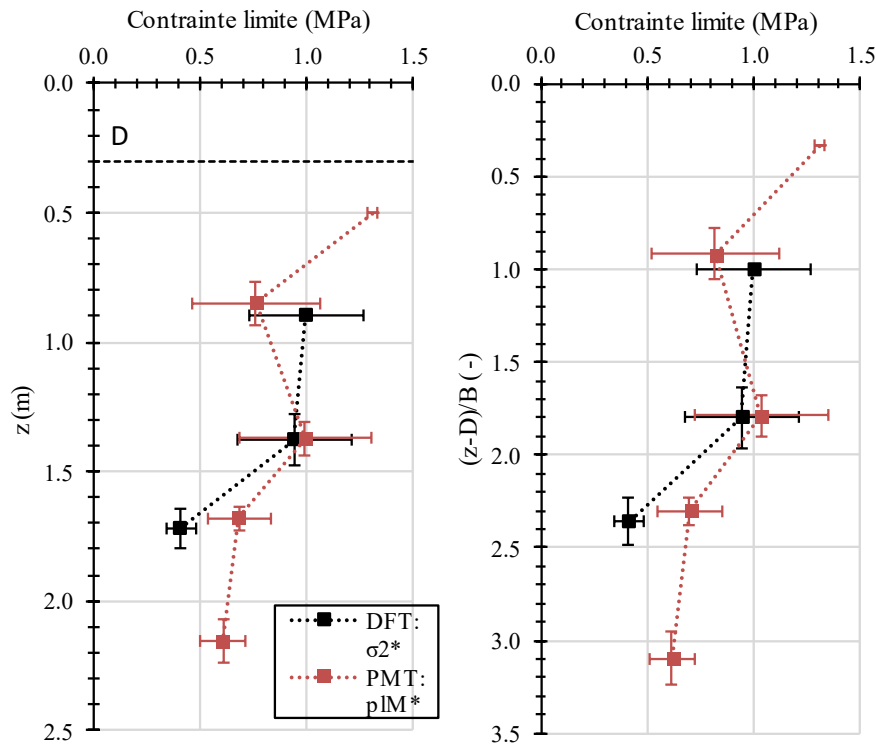


Figure V-9. Paramètres de rupture issus des essais d'expansion de la campagne n°4 à Avignon.

D'après les essais pénétrométriques (cf. Figure V-6), le sol entre 0 et 0,3 m de profondeur présente des caractéristiques comparables à celles plus en profondeur. On considèrera donc $D_e=D$. Pour le calcul des paramètres, on utilise la courbe Q2 (cf. Figure IV-7 et Tableau V-1). Le Tableau V-2 rassemble les paramètres utilisés pour cette configuration.

Tableau V-2 : Paramètres utilisés.

D_e (m)	D_e/B (-)	k_p (-)
0,3	0,5	0,96

Les calculs sont effectués en prenant la pression limite pressiométrique et la contrainte σ_2^* pour le Dilatosol en considérant pour les deux types d'essais, un calcul sur les valeurs moyennes géométriques. Nous effectuons plusieurs calculs en considérant différentes profondeurs d'influence de la plaque $[(z-D)/B]_{\max}$ comprise entre 1,5 (d'après la norme NF P94-261) et 2,5 (comme nous l'avons observé avec les mesures de fibre optique cf. Figure V-4).

Les résultats sont rassemblés dans le Tableau V-3. Globalement, les valeurs calculées sont bien inférieures aux valeurs extrapolées à partir des essais de plaque qui s'élèvent on le rappelle à 1300 kPa, 1300 kPa et 1329 kPa. On peut cependant retenir que les deux essais d'expansion

donnent des résultats comparables avec une valeur légèrement plus faible prédite par le Dilatosol : 680 kPa au lieu de 775 kPa par exemple pour $[(z-D)/B]_{\max} = 2,5$.

Tableau V-3 : Résultats des calculs en utilisant σ_2^* pour le Dilatosol.

$[(z-D)/B]_{\max}$	$[q_u]_{\text{PMT}}$ (kPa)	$[q_u]_{\text{DFT}}$ (kPa)
2,5	775	680
2,0	943	899
1,5 (NF P94-261)	735	930

Cette sous-estimation pourrait venir du fait que l'on ne prend pas en compte les caractéristiques mécaniques de la couche pour $(z-d)/B$ vers 0,5 qui semble bien plus élevées comme le montrent les deux essais pressiométriques réalisés à cette profondeur. On constate en réalité (Tableau V-4) que la prise en compte de cette couche n'a pas tant d'influence que cela sur les résultats de calculs pressiométriques.

Tableau V-4 : Résultats des calculs pressiométriques en prenant en compte les essais à $(z-D)/B=0,5$.

$[(z-D)/B]_{\max}$	$[q_u]_{\text{PMT}}$ (kPa)
2,5	875
2,0	962
1,5 (NF P94-261)	964

Il est à ce stade nécessaire de rappeler que les valeurs obtenues à partir des essais à la plaque ne sont pas des valeurs mesurées mais extrapolées car les essais n'ont pas pu être menés jusqu'à la rupture définie comme $s_0/B=10$.

On retiendra que les deux essais d'expansion permettent d'accéder à des valeurs comparables de contraintes ultimes du sol sous une fondation superficielles avec une valeur légèrement plus faible prédite par le Dilatosol.

V.4 Calculs de tassements

Dans ce chapitre nous menons des calculs de tassements suivant différentes méthodes allant de la plus simple (la méthode élastique multi couches) à une méthode plus exploratoire (la méthode de la courbe t-z analogique) en passant par la méthode normative (la méthode pressiométrique (NF P94-261)). Les valeurs de tassement obtenues sont comparées pour un état de service $q_{\text{ELS}} = q_u/3$ avec q_u calculé par la méthode de Chin sur les essais à la plaque. Le Tableau V-5 donne les valeurs de contrainte et de tassement à l'ELS.

Tableau V-5 : Données à l'ELS à partir des essais de plaque.

	q _{ELS} (MPa)	F _{ELS} (kN)	s _{ELS} (mm)
EPL1	0,43	122	7,2
EPL2	0,43	122	8,1
EPL3	0,44	125	10,6

V.4.1 Théorie élastique multicouches (Steinbrenner, 1934)

V.4.1.1 Présentation

La formule approchée de (Steinbrenner, 1934) selon (Bowles, 1996) permet une généralisation au cas multicouche de la théorie de Boussinesq (Terzaghi, 1943). Le tassement sous le coin d'une charge rectangulaire uniforme L x B, d'une couche compressible de hauteur D de module d'Young E et de coefficient de Poisson ν s'écrit :

$$s_D = q \cdot B \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot \left[F_1(D) + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \cdot F_2(D) \right] \quad [V.5]$$

Soit un tassement pour une couche entre les profondeurs D₁ et D₂ :

$$s_{D_1-D_2} = \frac{q \cdot B}{E} \cdot \left[(1 - \nu^2)(F_1(d_2) - F_1(d_1)) + (1 - \nu - 2 \cdot \nu^2)(F_2(d_2) - F_2(d_1)) \right] \quad [V.6]$$

Où :

$$\begin{cases} F_1(d) = \frac{1}{\pi} \cdot \left(l \cdot \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{l^2 + d^2}}{l \cdot (1 + \sqrt{1 + l^2 + d^2})} \right) + \ln \left(\frac{(l + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{1 + l^2 + d^2}} \right) \right) \\ F_2(d) = \frac{d}{2\pi} \cdot \arctan \left(\frac{l}{d \cdot \sqrt{1 + l^2 + d^2}} \right) \end{cases} \quad [V.7]$$

Avec $d=D/B$ et $l=L/B$ les dimensions normalisées.

Le module d'Young E est dérivé du module pressiométrique Ménard par corrélation. La norme NF P 94-261 donne des valeurs de ratio E/E_M selon la nature du sol et son état de consolidation (Tableau V-6).

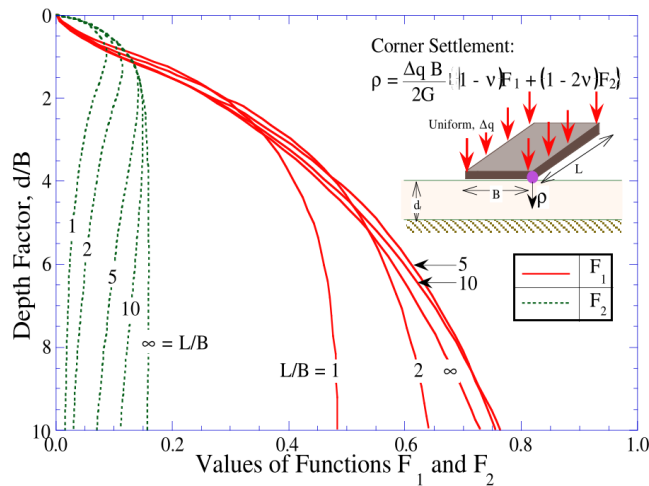


Figure V-10. Théorie de Steinbrenner (1934).

Tableau V-6 : Valeurs indicatives d'un module de type Young par corrélation avec le module pressiométrique Ménard.

Lithologie	État de consolidation	E/EM
Argiles	Normalement consolidé	4,5
	Surconsolidé	3
Limons	Normalement consolidé	4,5
	Surconsolidé	3
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3
Graves	Lâches	6
	Denses	4,5

V.4.1.2 Application

On assimilera le sol à une argile ou un limon surconsolidé avec $E=3 E_{PMT}$. De manière analogue, pour le Dilatosol on supposera $E=3 E_{DFT}$. Nous considérerons un modèle de 1,9 m de profondeur ce qui revient à considérer qu'au-delà de cette profondeur, le sol est infiniment rigide ce qui est en accord avec nos considérations du §V.2. Pour les calculs, on considèrera une semelle carrée de 0,6 m x 0,6 m bien que la semelle soit en réalité circulaire.

Le premier modèle issu des mesures pressiométriques est présenté dans le Tableau V-7 et sur la Figure V-11 à gauche. Le chargement de la plaque a lieu à $z=0,3$ m.

Le résultat des essais de fondation comparés avec les calculs sont présentés Figure V-11. On peut voir que ce premier modèle sous-estime les tassements. En effet, on obtient un tassement

à l'ELS compris entre 5,7 et 5,9 mm (selon le choix de F_{ELS}) comparé à 7,2 à 10,6 mm selon les essais de plaque.

On peut alors supposer que la 1^{ère} couche plus rigide n'a pas lieu d'être comme le montrent certains essais pénétrométriques (CPT9, CPT10, pdl16). Le 2^{ème} modèle testé fusionne donc les couches n°1 et 2 en prenant les paramètres de la couche n°2. Le résultat des calculs montre une meilleure correspondance avec les mesures. Le tassement à l'ELS est alors compris entre 8,1 et 8,3 mm.

Enfin, on peut considérer le modèle 3, un modèle unicouche considérant la moyenne harmonique de l'ensemble des mesures réalisées ($E_{PMT,M}=8,8$ MPa cf. Tableau II-17). Le tassement à l'ELS est alors compris entre 6,3 et 6,5 mm.

Tableau V-7 : Modèle élastique multicouches pressiométrique : « PMT Modèle 1 ».

Couche n°	Hauteur (m)	E_M (MPa)	E (MPa)	ν (-)
1	0,3	21,0	63,0	0,33
2	0,6	6,4	19,2	0,33
3	0,3	11,7	35,1	0,33
4	0,4	9,0	27,0	0,33

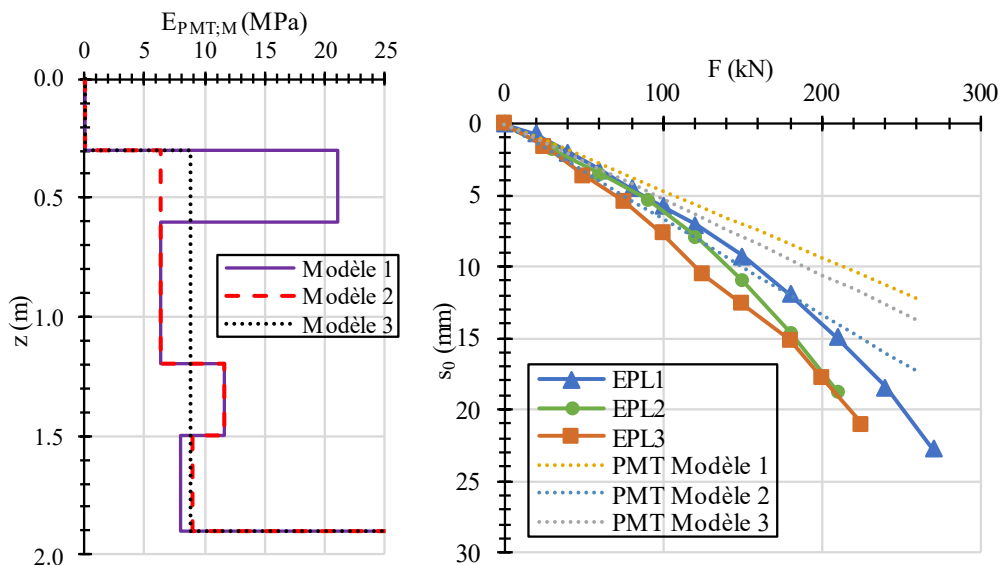


Figure V-11. Modélisation élastique multicouches à partir du pressiomètre. À gauche : Modèles. À droite : comparaison des calculs avec les mesures.

On reprend les modèles 2 et 3 en remplaçant les modules pressiométriques par les modules au Dilatosol selon la théorie du chargement unidirectionnel $E_{DFT,BJ}$ tout en gardant un rapport $E/E_{DFT}=3$ (Figure V-12 à gauche). Pour le modèle 3 la monocouche de 1,6 m d'épaisseur a un module de 7,1 MPa (cf. Tableau IV-15).

Les résultats sont présentés Figure V-12 à droite. Les tassements calculés sont plus importants en raison des modules mesurés globalement inférieurs à ceux mesurés au pressiomètre. La concordance avec les mesures des essais de plaque reste bonne avec un tassement à l'ELS compris entre 8,2 et 8,4 mm pour le modèle 2 et 7,8 et 8,0 pour le modèle 3.

Tableau V-8 : Modèle élastique multicouches au Dilatosol : « DFT Modèle 2 ».

Couche n°	Hauteur (m)	$E_{DFT;BJ}$ (MPa)	E (MPa)	ν (-)
1	1	6,4	19,2	0,33
2	0,2	14,3	42,9	0,33
3	0,4	9,0	27,0	0,33

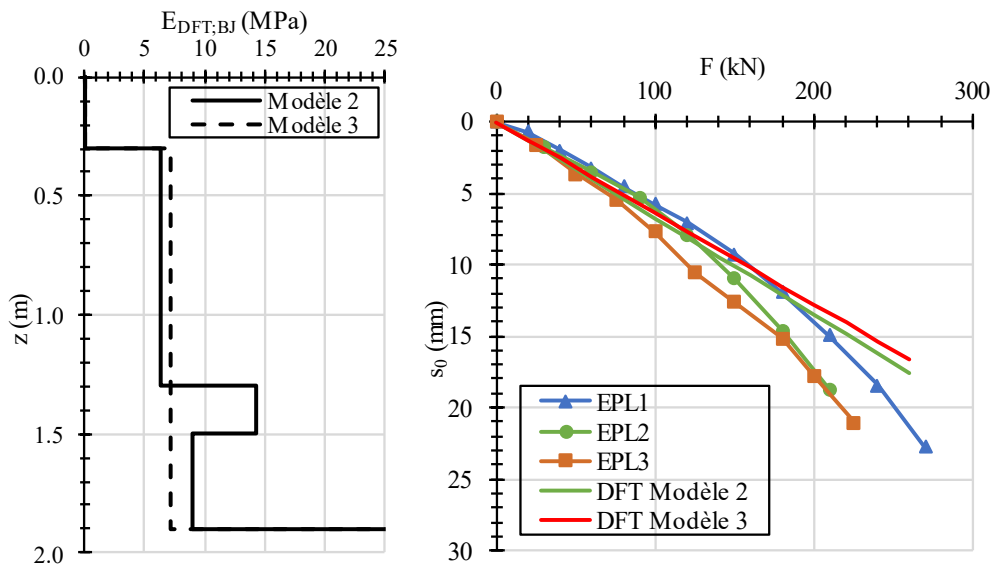


Figure V-12. Modélisation élastique multicouches à partir du Dilatosol. À gauche : Modèles 2 et 3. À droite : comparaison des calculs avec les mesures.

Une synthèse comparative des calculs au Dilatosol et au pressiomètre est présentée dans le Tableau V-9. Il en ressort que le Dilatosol permet d'estimer des tassements proches de ceux obtenus avec le pressiomètre avec une légère surestimation.

Tableau V-9 : Synthèse comparative des calculs selon la méthode élastique multicouche, à l'ELS, au Dilatosol et au pressiomètre.

Modèle	$s_{0;ELS}$ (mm)	
	PMT	DFT
2	8,1-8,3	8,2-8,4
3	6,3-6,5	7,8-8,0

Nous avons montré que les relations empiriques établies entre E et E_{PMT} pouvaient être directement transposées pour E_{DFT} (au moins pour un limon ou une argile surconsolidés) pour une utilisation directe de la théorie élastique multicouche pour le calcul de tassements sous une semelle.

La méthode élastique multicouche présente les défauts de ne pas prendre en compte un éventuel encastrement de la plaque, de supposer un état de contrainte uniforme sur toute la profondeur et de supposer les déformations purement élastiques.

En pratique, c'est la méthode dite pressiométrique qui est la plus couramment mise en œuvre pour l'estimation de tassement sous fondation superficielle.

V.4.2 Méthode pressiométrique (Ménard and Rousseau, 1962; ISO, 2015)

V.4.2.1 Présentation

La méthode pressiométrique a été proposée par Ménard et Rousseau en 1962 et reprise par la norme NF P94-261. Elle propose le calcul du tassement à 10 ans d'une fondation de largeur B encastree à une profondeur D supérieure ou égale à un diamètre de la fondation :

$$s = s_c + s_d \quad [V.8]$$

Avec :

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_1} \cdot (q - \gamma \cdot D) \cdot \lambda_c \cdot B \quad [V.9]$$

$$s_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (q - \gamma \cdot D) \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \cdot B_0 \quad [V.10]$$

Où :

q : contrainte verticale appliquée par la fondation.

γ : poids volumique du sol.

D : encastrement de la fondation dans le sol.

α : coefficient rhéologique moyen sur l'épaisseur de terrain dépendant de la nature du sol et de son état de consolidation.

λ_c et λ_d : coefficients de forme égaux à l'unité dans le cas d'une semelle circulaire.

B : largeur ou diamètre de la fondation.

B_0 : dimension de référence égale à 0,6 m.

E_d : module pressiométrique équivalent de la zone déviatorique.

Avec :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,1}{E_{6,8}} + \frac{0,1}{E_{9,16}}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{8}{E_{9,16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \dots + \frac{1}{E_{16}}$$

[V.11]

Pour un découpage du modèle géotechnique présenté Figure V-13.

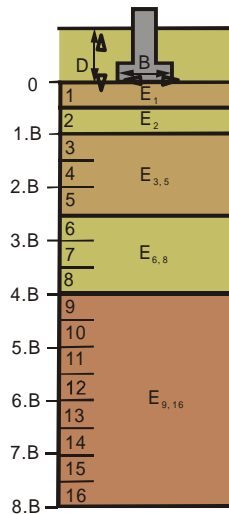


Figure V-13. Méthode pressiométrique.

Tableau V-10 : Coefficient rhéologique empirique α .

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_{PMT}/p_{IM}	α	E_{PMT}/p_{IM}	α	E_{PMT}/p_{IM}	α	E_{PMT}/p_{IM}	α
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Surconsolidé altéré et remanié ou lâche	1	9-16	2/3	8-14	1/2	5-7	1/3	-	-

Dans les cas où les valeurs E_6 à E_{16} ne sont pas connues mais considérées comme supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d peut se calculer comme suit :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,45}{E_{3,5}} \quad [V.12]$$

V.4.2.2 Application

Nous appliquons ici l'équation [V.12] car au-delà de $2,5 B$ se trouve la couche de graves. On assimilera notre matériau à un limon surconsolidé ($\alpha=2/3$). Comme nous n'avons pas eu d'essai au Dilatosol à la profondeur correspondante, on supposera que E_1 est égale à E_2 pour le pressiomètre et pour le Dilatosol. Cette hypothèse vient des résultats obtenus avec les modèles élastiques multicouche (cf. §V.4.1.2). Les coefficients de forme sont égaux à l'unité dans le cas d'une semelle circulaire.

Nous ne prendrons pas en compte l'horizon induré détecté vers $1,35 m$ de profondeur car cela reviendrait à exagérer la profondeur de cette couche probablement très fine. Les modèles utilisés sont présentés sur la Figure V-14.

Les résultats des deux calculs sont présentés sur la Figure V-15 et les tassements à l'ELS sont rassemblés dans le Tableau V-11. On observe que le pressiomètre et le Dilatosol prédisent des tassements à l'ELS très proches.

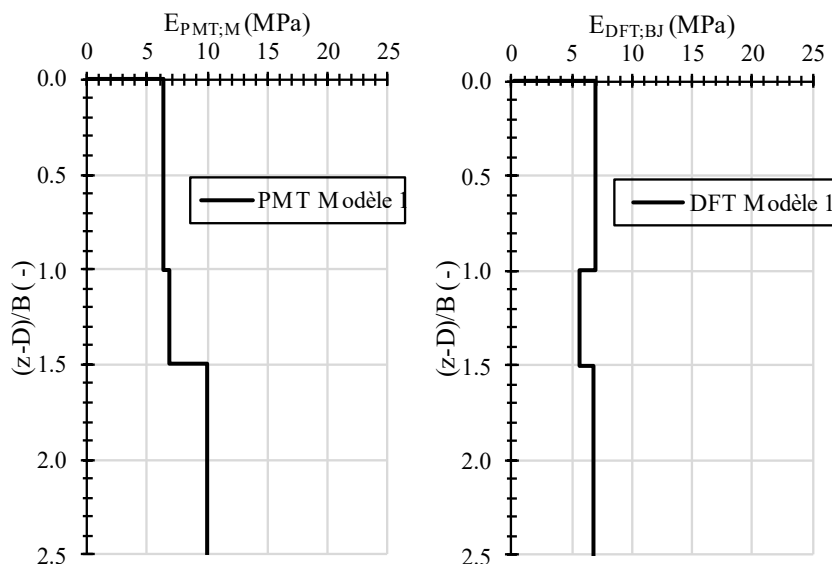


Figure V-14. Modèles appliqués à la méthode pressiométrique. À gauche : pressiomètre. À droite : Dilatosol.

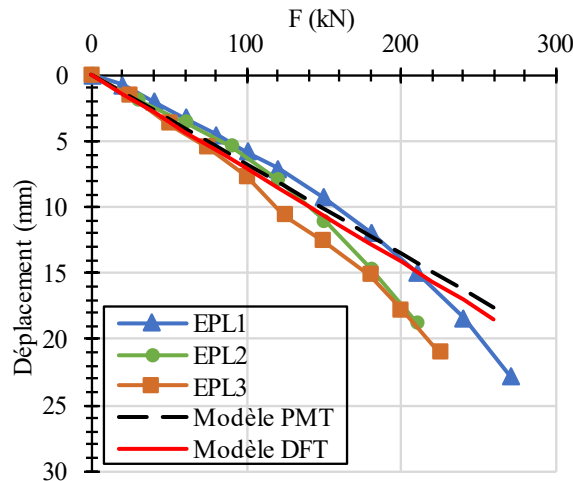


Figure V-15. Essais de plaque : comparaison entre les mesures et les calculs à partir de la méthode pressiométrique.

Tableau V-11 : Synthèse comparative des calculs selon la méthode pressiométrique, à l’ELS, au Dilatosol et au pressiomètre.

$s_{0;ELS}$ (mm)	
PMT	DFT
8,3-8,5	8,7-8,9

Nous avons montré que la méthode pressiométrique pouvait être directement utilisée avec le module au Dilatosol $E_{DFT;BJ}$ et le coefficient empirique pressiométrique α .

La méthode pressiométrique a été calibrée pour des calculs à l’ELS et donc pour un niveau particulier de contrainte. La méthode multicouche suppose quant à elle des déformations élastiques linéaires. Nous proposons de considérer maintenant une méthode plus exploratoire permettant de tracer la courbe contrainte tassement dans son entièreté.

V.4.3 Méthode de la courbe t-z analogique (Briaud, 2007)

V.4.3.1 Présentation

Cette méthode a été proposée par Jeanjean pour la détermination de la courbe charge-tassement de fondations superficielles basée sur l’analogie avec la courbe d’expansion pressiométrique (Jeanjean, 1993). D’abord limitée aux fondations carrées superficielles, soumises à des charges monotones verticales appliquées au centre de la fondation, installée sur la surface horizontale d’un sable, elle a ensuite été élargie au cas de fondations rectangulaires, de fondations encastrees, de fondations près d’une pente, de charges excentrées, et de charges inclinées. La précision a été évaluée en comparant le comportement prévu et celui mesuré sur 18 essais de fondations. La méthode aux éléments finis et le modèle hyperbolique de Duncan-Chang (1970) ont été utilisés pour établir les facteurs nécessaires pour inclure les effets de taille, de forme, d’encastrement, d’excentricité, d’inclinaison, et de la proximité d’une pente.

La procédure suivante que nous suivrons pour les essais pressiométriques et les essais au Dilatosol est tirée de (Briaud, 2007) dans le cas d'une charge verticale centrée sans présence de talus:

- 1- Sélectionner les essais aux profondeurs 0,5B, 1B et 2B.
- 2- Représenter l'ensemble des courbes en représentation σ vs $\Delta R/R_p$.
- 3- À chaque profondeur, prendre la courbe moyenne de l'ensemble des essais.
- 4- Calculer la courbe d'essai moyenne dans la zone d'influence de la fondation sur la base du diagramme présenté Figure V-16 et de l'équation [V.13] :

$$p_{PMT} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^3 A_i p_i \quad [V.13]$$

- 5- Calculer s/B à partir de l'équation [V.14] et p_{fond} à partir de l'équation [V.15] :

$$\frac{s}{B} = 0,24 \cdot \frac{\Delta R}{R_p} \quad [V.14]$$

$$p_{fond} = \Gamma \cdot p_{PMT} \quad [V.15]$$

où s est le tassement de la fondation, B sa largeur, ΔR l'augmentation du rayon de la cavité cylindrique correspondant à un point sur la courbe pressiométrique, R_p le rayon initial de la cavité cylindrique pour l'essai pressiométrique (rayon de placage), p_{fond} la pression sous la fondation, Γ la fonction de transformation (Figure V-16), et p_{PMT} la pression pressiométrique correspondant à ΔR .

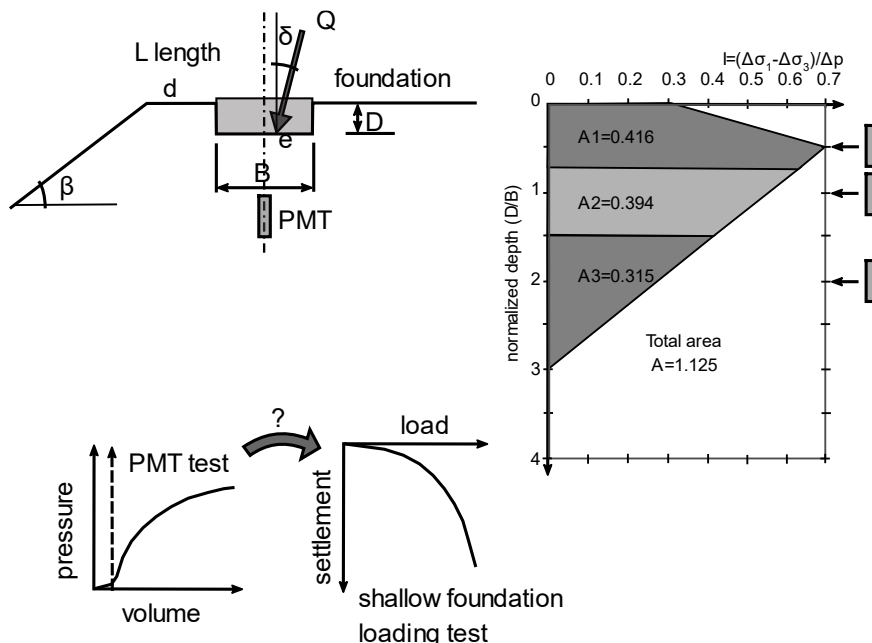


Figure V-16. Méthode de la courbe charge-tassement pour une fondation superficielle dans du sable.

L'équation [V.14] a pour but de rendre compatibles les déformations entre le pressiomètre et la fondation. Quand s/B , qui est relié à la déformation moyenne sous la fondation, est égal à 0,1, la pression sous la fondation est conventionnellement considérée comme étant la pression limite. D'un autre côté, quand $\Delta R/R_p$, qui représente la valeur de la déformation circonférentielle sur la paroi de la cavité pressiométrique, est égal à 0,414, la pression limite pressiométrique est atteinte (pression pour laquelle la cavité du forage double son volume initial). Le rapport 0,1/0,414 donne le coefficient 0,24 dans l'équation qui assure ainsi que les pressions limites de la fondation et du pressiomètre correspondent.

L'équation [V.15] permet de transformer la pression pressiométrique p_{PMT} correspondant à $\Delta R/R_o$ en pression sous la fondation p_{fond} correspondant à s/B grâce à la fonction Γ . Cette fonction a été obtenue, d'une part, de façon expérimentale par essais pressiométriques et des essais de fondations en parallèle (Briaud and Gibbens, 1999) et, d'autre part, de façon théorique par simulations numériques du pressiomètre et de la fondation (Jeanjean, 1993). La Figure V-18 (à gauche) montre la détermination expérimentale de ce facteur gamma selon différents auteurs, rendant compte de la variabilité de ce paramètre. La figure à droite montre les valeurs que l'on peut retenir à savoir la valeur moyenne déterminée expérimentalement (« Γ moyenne ») et la valeur moyenne moins l'écart-type (« Γ calcul »). La dernière expression représente la première forme historiquement présentée par (Briaud and Jeanjean, 1994).

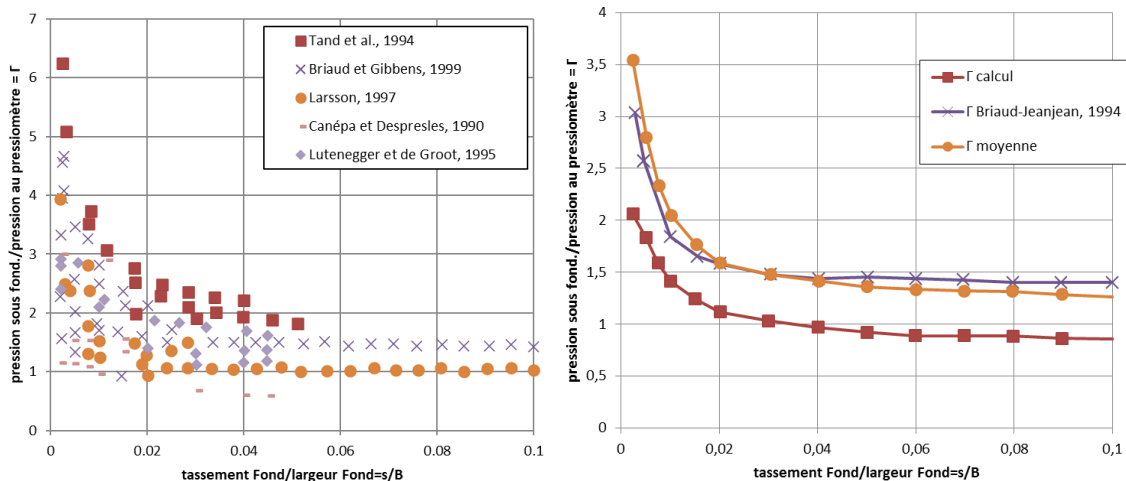


Figure V-17. La fonction Γ , d'après (Briaud, 2007).

V.4.3.2 Application

Nous appliquons maintenant cette méthode en considérant dans un premier temps les essais pressiométriques à 0,5B, 1B et 2B issus de la campagne 4. Les Figure V-18 et Figure V-19 montrent les courbes pressiométriques moyennes obtenues à chaque profondeur. La Figure V-19 (à droite) montre la courbe pressiométrique équivalente dans la zone d'influence de la fondation.

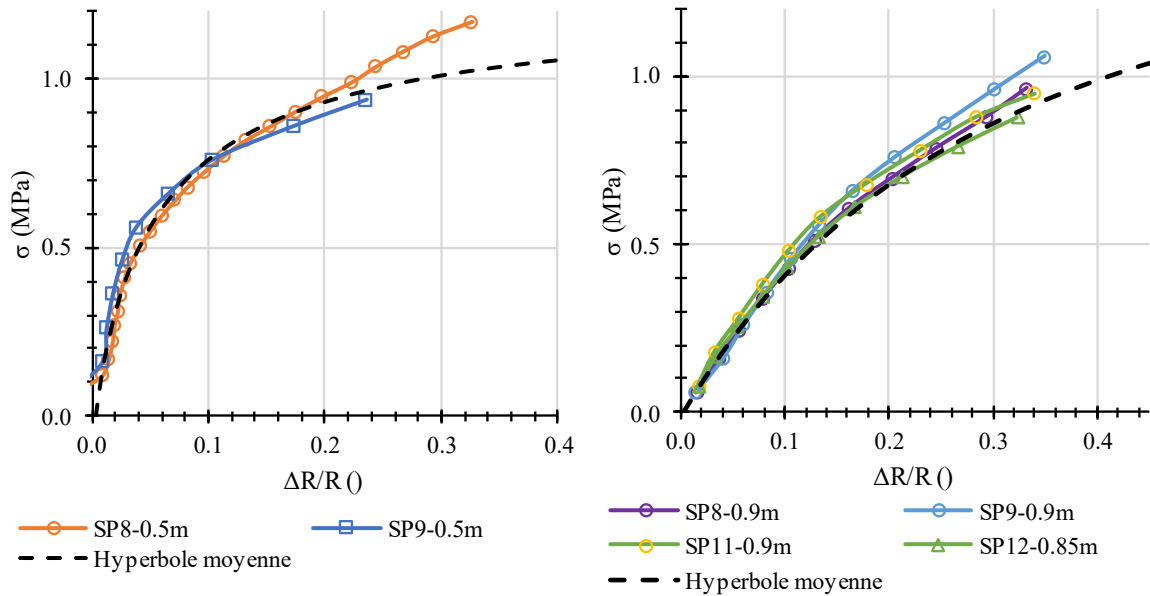


Figure V-18. Construction de l'hyperbole moyenne au pressiomètre. À gauche : $z=0,5$ m. À droite : $z=0,9$ m.

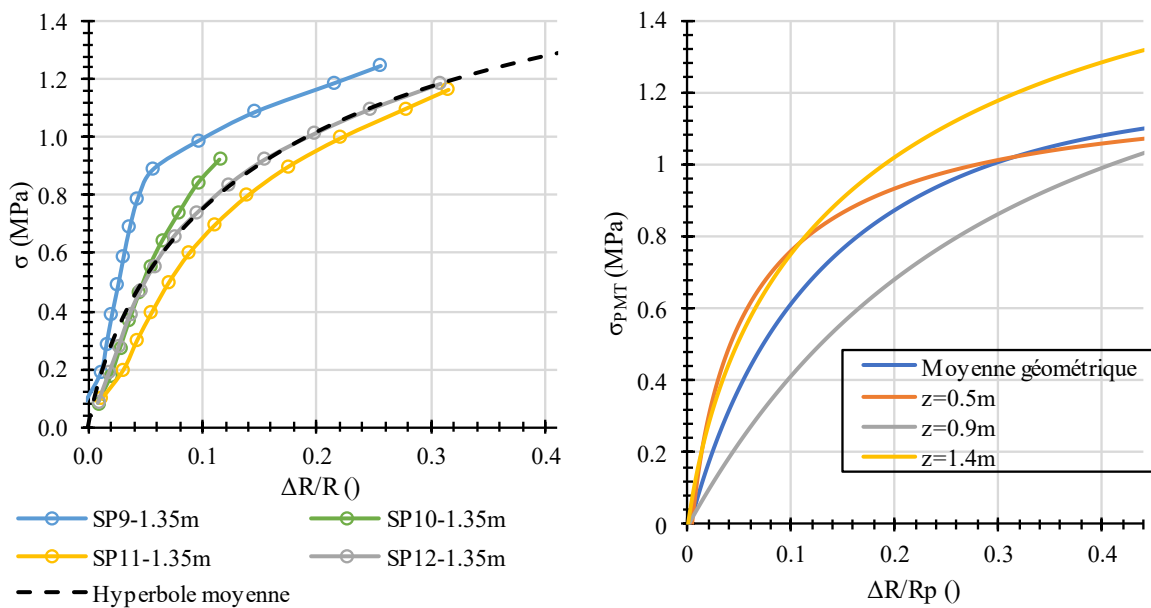


Figure V-19. À gauche : Construction de l'hyperbole moyenne à $z=1,4$ m. À droite : courbe pressiométrique moyenne dans la zone d'influence de la fondation (moyenne géométrique à $0,5B$, B et $2B$).

Avec ce modèle (modèle « TZ 1 »), les tassements calculés sont largement sous-estimés par rapport à ceux mesurés (Figure V-21). Cette constatation avait déjà été faite avec le modèle élastique multicouche en prenant une première couche plus rigide que la couche sous-jacente.

Nous avons donc suivi le même raisonnement en prenant à $0,5 B$ la même courbe que celle à B (Figure V-20) : c'est le modèle « TZ 2 ». On remarque alors que les calculs sont bien plus proches des mesures.

Le dernier modèle testé, «TZ 2 calcul », reprend les mêmes courbes pressiométriques que le modèle « TZ 2 » mais en considérant la fonction Γ « calcul » à la place de la fonction Γ « moyenne ». On observe que les tassements sont beaucoup plus importants qu'avec la fonction précédente et qu'ils sont aberrants pour des charges supérieures à 180 kN par rapport aux mesures.

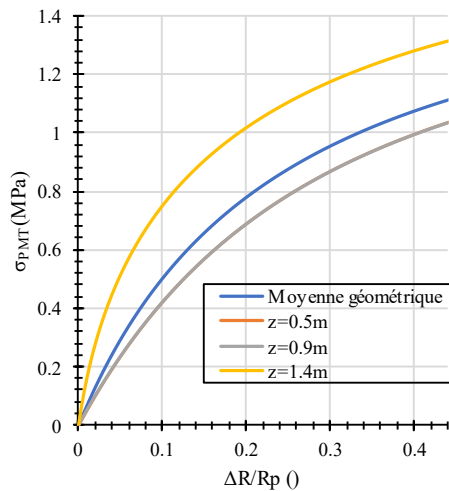


Figure V-20. Modèle PMT TZ 2 : les courbes à 0,5 et 1,4 m sont confondues.

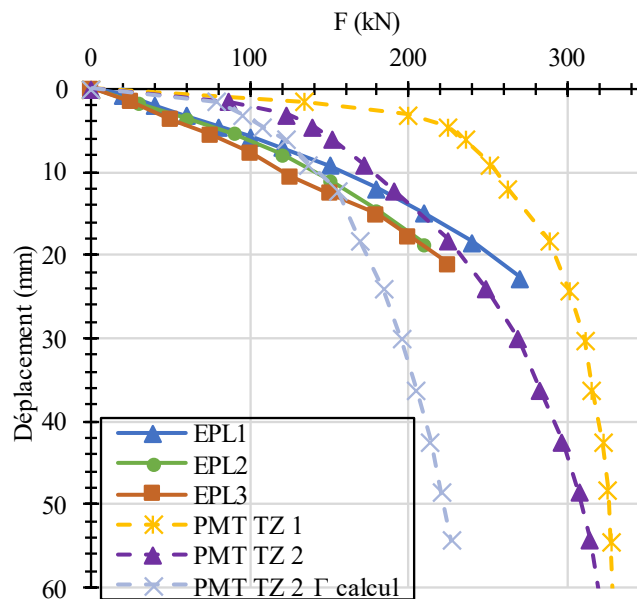


Figure V-21. Essais de fondation : comparaison entre les mesures et les calculs à partir de la méthode $t-z$ analogique.

La même méthode a été appliquée aux essais au Dilatosol. Le modèle « DFT TZ 2 » a été construit de la même manière que « PMT TZ 2 ». La Figure V-18 montre la construction des courbes de chargement moyennes à 0,95 m et à 1,35 m et la Figure V-23 montre la construction de la courbe moyenne harmonique dans la zone d'influence de la fondation.

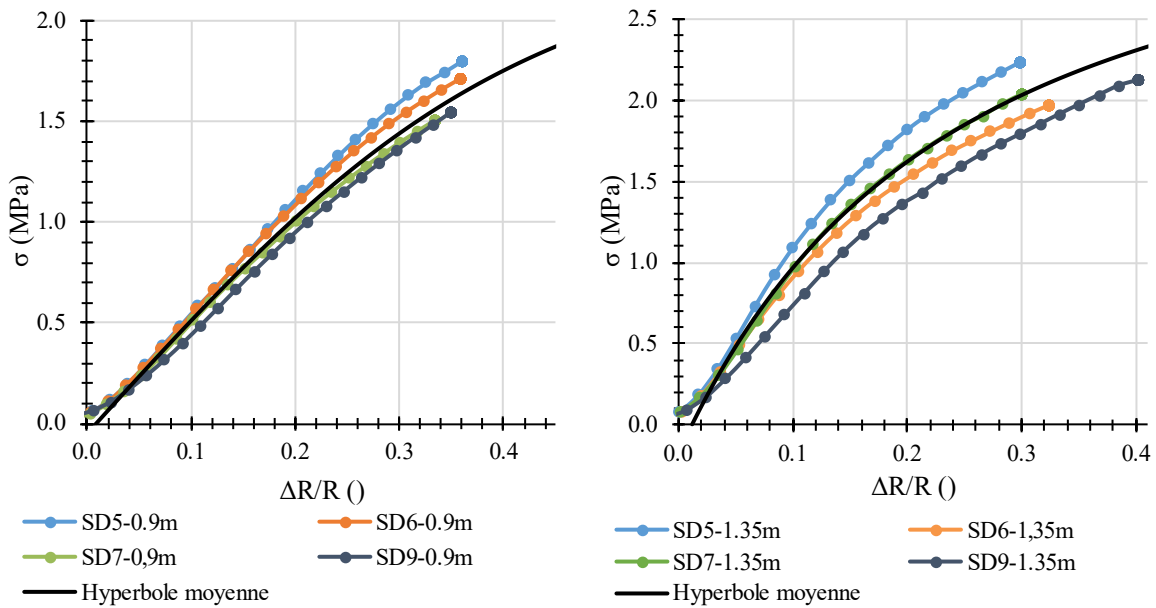


Figure V-22. Construction de l'hyperbole moyenne au Dilatosol. À gauche : $z=0,95$ m. À droite : $z=1,35$ m.

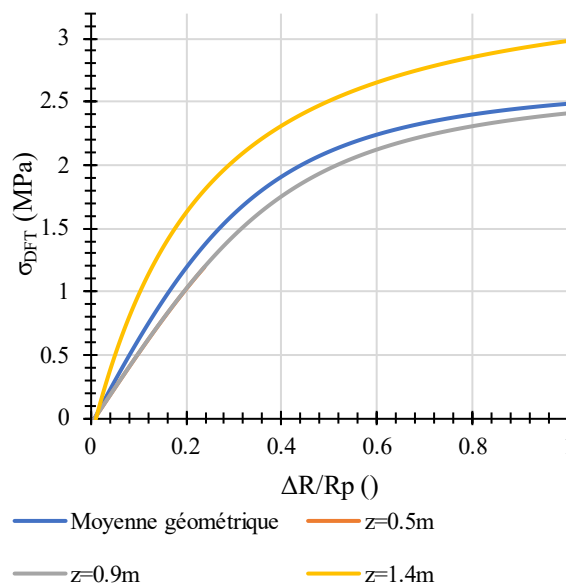


Figure V-23. Modèle DFT TZ 2.

La Figure V-24 montre les résultats de la courbe de chargement calculée à partir de ce modèle. Comme pour le pressiomètre, on teste les deux expressions de Γ données par Briaud, « Γ moyenne » (à gauche) et « Γ calcul » (à droite). De manière générale, il y a une bonne concordance entre les mesures et le calcul avec « Γ moyenne ». Pour « Γ calcul », les tassements sont grandement surestimés comme pour le pressiomètre. Comme pour le cas du modèle multi couche élastique, le Dilatosol donne des valeurs de tassement supérieures à celles prévues par le pressiomètre surtout au niveau de la partie initiale de la courbe. En revanche, les deux sondes prévoient une charge limite proche (environ 300 kN pour le Dilatosol et environ 320 kN pour le pressiomètre). En effet, le module au Dilatosol est plus faible que le module pressiométrique

mais la contrainte limite est à l'inverse plus importante ce qui fait que les deux courbes se rapprochent au niveau de la charge limite.

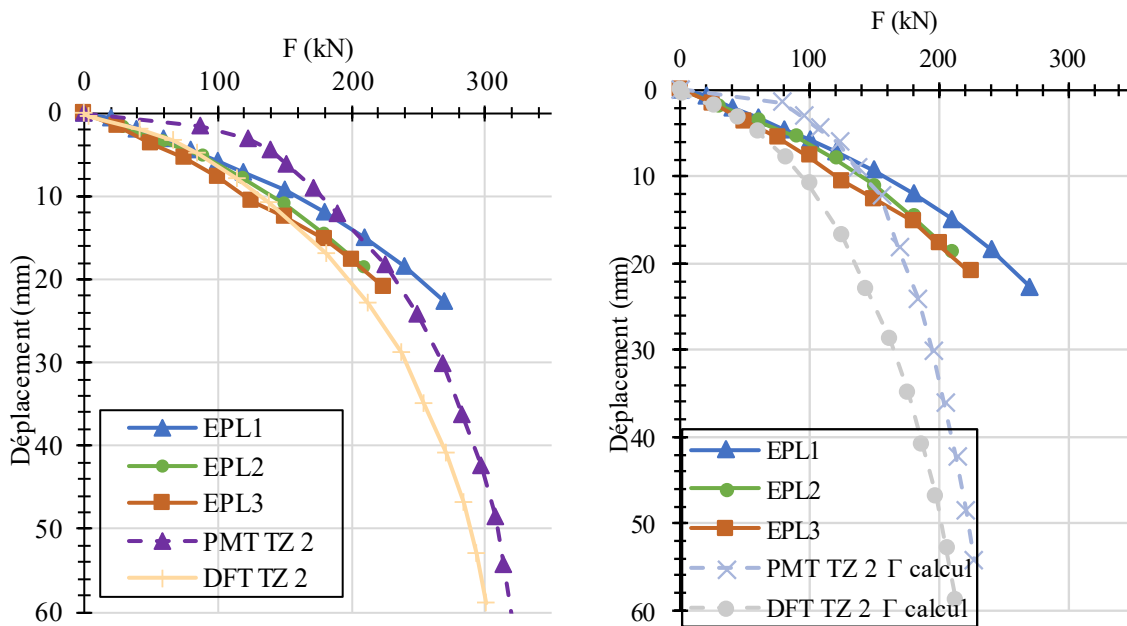


Figure V-24. Essais de fondation : comparaison entre les mesures et les calculs à partir de la méthode t-z analogique appliquée au Dilatosol.

On rappelle que la méthode t-z analogique a été développée sur la base de comparaisons entre les essais de fondation et les essais pressiométriques (réels ou numériques). En particulier le coefficient 0,24 est lié à la déformation limite pressiométrique $\Delta R/R_p$ et n'est pas adaptée au cas du chargement unidirectionnel. De plus, le coefficient Γ est issu de corrélation numérique entre la pression sous une semelle et la pression appliquée par une cellule pressiométrique. Il serait nécessaire de redéfinir cette fonction Γ dans le cadre de l'essai de chargement unidirectionnel au Dilatosol.

V.5 Conclusion

Nous avons montré que l'on pouvait utiliser directement les méthodes pressiométriques en remplaçant les paramètres pressiométriques $E_{PMT;M}$ et p_{IM}^* par les paramètres du Dilatosol E_{DFT} et σ_2^* .

Cette conclusion n'est pour autant valable que pour le cas d'un limon argileux surconsolidé, seul cas que nous avons pu étudier dans ce travail de recherche. Des études similaires devront être reproduites sur d'autres types de sol pour confirmer cette démarche.

CONCLUSION

Ce travail de thèse a posé les premières bases du développement d'un nouvel essai in situ en mécanique des sols : l'essai de chargement unidirectionnel en forage au dilatomètre Fondasol (DFT). Cet essai d'expansion a été pensé comme une alternative, en termes de matériel et de méthodologie d'essai, à l'essai au pressiomètre Ménard qui est une référence dans la pratique géotechnique française pour le dimensionnement des fondations.

Le matériel de mesure est inspiré de l'essai au dilatomètre rigide qui a été développé dans le cadre de la mécanique des roches mais n'ayant pas connu d'application sur les sols jusqu'à présent. Pour des raisons de comptabilité de diamètre de forage et d'adaptation des plages de mesure des capteurs, le concept de la sonde a été entièrement revisité pour une utilisation dans les sols, en utilisant le même diamètre de forage que pour le pressiomètre. Aussi, contrairement aux essais au dilatomètre rigide et au pressiomètre Ménard, l'essai au Dilatosol est à déplacement contrôlé, l'écartement des coquilles étant réalisé à vitesse constante.

Notre méthode de validation du matériel de mesure s'est basée sur une confirmation métrologique en atelier grâce à un bâti d'étalonnage, puis sur une étude comparative avec une sonde pressiométrique sur des matériaux de natures diverses. Cette approche a permis de faire évoluer le concept de la sonde Dilatosol qui s'est finalement déclinée en quatre prototypes.

Une chambre d'essais a été mise en place dans les locaux de Fondasol ainsi qu'une méthode de reconstitution d'un massif sableux à différents états de densité. Cette méthode, validée à l'aide de contrôles d'homogénéité de densité, a offert un terrain d'étude approprié pour une étude comparative entre les prototypes. Les résultats montrent que pour un même état de densité, les différents appareils donnent des résultats équivalents, et ce malgré les grandes différences de géométries de chargement (au total 5 géométries différentes de coquilles ont été testées). Pour les deux premiers prototypes, des insuffisances critiques ont été identifiées en termes de fiabilité du matériel sur le long terme (prototype 1) ou de contrainte maximale applicable sur le terrain (prototype 2). Les différentes séries de test ont aussi montré le caractère indispensable de la présence d'une gaine de protection afin de permettre la rétractation des coquilles sans encombre, et de la nécessité de bien la dimensionner par rapport au corps de la sonde.

Des essais réalisés sur trois sites différents ont permis de tester les prototypes 3 et 4 en conditions réelles. Quelques soucis d'appareillage ont été rencontrés : fuites d'huile, frottements des pistons en particulier vers leur fin de course, arrachement de la gaine ou d'une coquille. La majorité des courbes d'essais obtenues est de bonne qualité malgré des résultats variables dus à l'hétérogénéité naturelle des terrains. Cependant, la faible course des vérins du prototype 3 ne permet pas d'accéder à l'ensemble de la courbe contrainte-déformation ce qui a poussé à développer un nouveau prototype.

Le prototype 4 est ainsi le dernier en date et le plus abouti. Il permet d'appliquer sur le sol, par l'intermédiaire de deux coquilles, une contrainte de 4 MPa au moyen de pistons hydrauliques alimentés en huile par un Contrôleur Pression-Volume (CPV) positionné en surface. Chaque piston ayant une course de 17 mm, la sonde est capable d'appliquer un enfoncement relatif de

la paroi du forage d'environ 40 %. La longueur des coquilles est de 360 mm afin d'obtenir un élanement d'environ 6 pour un demi-angle d'ouverture de 90°. Le diamètre initial de la sonde recouverte d'une gaine caoutchouc est de 57 mm. Pour des raisons de sensibilité à l'intrusion de matériaux étrangers, nous n'avons pas été en mesure de nous passer de l'utilisation d'une gaine de protection, ce qui nous contraint à corriger les mesures de la résistance propre de cette gaine. On diminue néanmoins le risque d'éclatement de la gaine en se passant de l'utilisation de gaz comprimé. Nous nous sommes ici uniquement appuyés sur des gaines pressiométriques, on peut proposer comme amélioration le développement de gaines plus appropriées au Dilatosol et indéchirables. Le Dilatosol présente enfin un autre avantage indéniable qui est la simplicité du CPV et du procédé d'étalonnage.

On constate, en comparant les courbes d'essais au Dilatosol et au pressiomètre, qu'elles se distinguent au niveau de la dernière phase, où la rupture du sol par chargement unidirectionnel arrive plus tardivement et semble être bien plus progressive avec une contrainte qui ne cesse d'augmenter. Ce comportement semble être particulier au mécanisme de rupture par poinçonnement et doit être pris en compte dans l'interprétation de l'essai en termes de paramètre de rupture.

À travers l'analyse de l'ensemble des essais réalisés sur des formations allant du sable à l'argile et grâce à une étude bibliographique, nous avons montré qu'il était possible d'extraire d'une courbe de chargement unidirectionnel en forage deux paramètres mécaniques des sols : un paramètre de déformabilité de type module pseudo-élastique défini à partir de la théorie de l'élasticité, E_{DFT} , et un paramètre de rupture de type contrainte limite défini par analogie avec les courbes de chargement d'une fondation superficielle, σ_2^* .

Les résultats montrent que les différents modèles analytiques proposés donnent des résultats comparables en termes de module pseudo-élastique. De plus, le module au Dilatosol est proche du module pressiométrique. Cette correspondance est confirmée par des simulations numériques aux éléments finis. Quant au paramètre de rupture, les divers critères proposés donnent des résultats variables étant donné les multiples manières dont on peut définir la rupture. Nous montrons qu'un critère de type initiation de la propagation de déformations plastiques à partir de la paroi du forage donne une contrainte proche de la pression limite conventionnelle pressiométrique. Nous proposons donc de définir ce critère comme la contrainte limite au Dilatosol. Concernant ce paramètre, nous n'avons pu travailler que sur une quantité assez réduite de données, des essais supplémentaires devront être réalisés afin d'affiner les corrélations établies.

En première approche, nous avons calibré la procédure d'essai au Dilatosol par rapport à l'essai pressiométrique : la vitesse d'écartement des coquilles a ainsi été choisie égale à la vitesse moyenne de gonflement de la cellule pressiométrique sur la durée totale de l'essai. Un futur axe de recherche pourrait porter sur l'influence de cette vitesse d'écartement sur E_{DFT} et σ_2^* en fonction des conditions de drainage. On pourrait alors proposer une étude à court terme et à long terme du comportement mécaniques des sols. Un autre objectif, de nature industrielle, serait de réduire la durée de l'essai pour des sols au comportement drainé.

Les similitudes observées entre les deux essais d'expansion permettent de s'appuyer sur les méthodes semi-empiriques robustes historiquement développées pour l'utilisation du pressiomètre pour le dimensionnement des fondations superficielles. On peut ainsi estimer les tassements à l'état limite de service à partir d'un module Dilatosol et une contrainte limite à l'état ultime à partir de la contrainte limite au Dilatosol. Ces paramètres prédits sont proches de

ceux obtenus à partir des essais pressiométriques. Cependant, cette étude n'a pu être réalisée que sur un type de sol en particulier, des mesures complémentaires sur d'autres sites sont nécessaires afin de confirmer notre approche.

Les résultats de ces recherches montrent que le Dilatosol peut se présenter comme une alternative robuste au pressiomètre bien que ce dernier conserve certains avantages comme l'expérience acquise au travers des décennies de recherches et d'utilisation. De manière générale, l'essai au Dilatosol met en valeur l'intérêt des essais d'expansion en forage qui permettent d'accéder à une courbe contrainte-déformation complète du sol en conditions in situ. Cette bonne compréhension du comportement mécanique du sol est cruciale pour une conception optimisée des ouvrages géotechniques garantissant leur viabilité sur le long terme tout en limitant leur coût aussi bien économique qu'en termes de ressources naturelles.

REFERENCES

- Absi, E., Seguin, M., 1967. Le nouveau Géoextensomètre. *Ann. Inst. Tech. Bâtim. Trav. Publics* 1151–1158.
- AFNOR, 2013. Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles, NF P94-261.
- Al-Amoudi, O., Aiban, S., Hamid, A., 2015. Usage of dynamic cone penetration test to assess the engineering properties of Saudi sands, in: *Proceedings of International Structural Engineering and Construction*. pp. 36–42. <https://doi.org/10.14455/ISEC.res.2015.219>
- Ali, H., 2010. Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piézococone. Application au calcul des fondations profondes (Thèse). Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, France.
- Amadei, B., Valverde, M., Jemigan, R., Touseull, J., Cappelle, J.F., 1995. The directional dilatometer: A new option to determine rock mass deformability, in: *The Pressuremeter and Its New Avenues: Proceedings of the 4th International Symposium*. Sherbrooke, Québec, pp. 257–264.
- Amar, S., Jezequel, J.F., 1972. Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents - Comparaison des résultats. *Bull. Liaison Lab. Pontset Chaussées*.
- Arbaoui, H., 2003. Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre (These de doctorat). Clermont-Ferrand 2.
- ASTM International, 2020. Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils, D4719-20. <https://doi.org/10.1520/D4719-20>
- ASTM International, 2016. Standard Test Method for Determining In Situ Modulus of Deformation of Rock Using Diametrically Loaded 76-mm (3-in.) Borehole Jack, D4971-16. <https://doi.org/10.1520/D4971-16>
- Baguelin, F., Jézéquel, J., Le Mehaute, A., 1977. Le pénétromètre latéral autoforeur. Presented at the 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Tokyo, Japon, pp. 27–30.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F., Shields, D.H., 1978. The pressuremeter and foundation engineering. *Trans Tech Publications, Aedermannsdorf, Switzerland*.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghiona, V., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E., 1986. Interpretation of CPT's and CPTU's. 2nd Part : Drained penetration of sands. *Proc. Fourth Int. Geotech. Semin. Field Instrum. Situ Meas.* 143–156.
- Baud, J.P., Uprichard, S.T., Gambin, M.P., 1992. Modélisation de l'essai pressiométrique Ménard pour une interprétation automatique. *Actes Colloq. Organisé Par Lécole Natl. Ponts Chaussées Géotechnique et informatique*.

- Beer, E.E. de, 1970. Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand. *Géotechnique*. <https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.4.387>
- Benz-Navarrete, M.A., 2009. Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre PANDA 2 (These de doctorat). Clermont-Ferrand 2.
- Bishop, R.F., Hill, R., Mott, N.F., 1945. The theory of indentation and hardness tests. *Proc. Phys. Soc.* 57, 147–159. <https://doi.org/10.1088/0959-5309/57/3/301>
- Boussinesq, J., 1885. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars, Paris.
- Boutonnier, L., Flavigny, E., Foray, P., 2003. Laboratory characterization of Hostun RF sand at very low confining stresses. *Geology*. <https://doi.org/10.1201/NOE9058096043.CH53>
- Bowles, J.E., 1996. *Foundation analysis and design*, 5th ed.
- Brandon, T.L., Clough, G.W., Rahardjo, P.P., 1991. Fabrication of Silty Sand Specimens for Large- and Small-Scale Tests. *Geotech. Test. J.* 14, 46–55. <https://doi.org/10.1520/GTJ10190J>
- Briaud, J., Hossain, K., Barfknecht, J., 2003. Méthode de détermination de la courbe charge-tassement pour les fondations superficielles dans les sables. *Rev. Fr. Géotechnique* 29–39.
- Briaud, J.-L., 2007. Spread footings in sand: load settlement curve approach. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 133, 905–920. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:8\(905\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:8(905))
- Briaud, J.-L., 1992. The Pressuremeter. <https://doi.org/10.1201/9780203736173>
- Briaud, J.-L., Gibbens, R., 1999. Behavior of Five Large Spread Footings in Sand. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 125, 787–796. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:9\(787\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:9(787))
- Briaud, J.-L., Jeanjean, P., 1994. Load settlement curve method for spread footings of sand, in: *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*. ASCE, pp. 1774–1804.
- Burland, J., Burbidge, M., 1985. Settlement of foundations on sand and gravel. *Proc. Inst. Civ. Eng.* 78, 1325–1381. <https://doi.org/10.1680/iicep.1985.1058>
- Campanella, R., Robertson, P., Gillespie, D.G., Grieg, J., 1985. Recent developments in in situ testing of soils. *Proc. Elev. Int. Conf. Soil Found. Eng. San Franc.*
- Campanella, R.G., Robertson, P.K., 1991. Use and interpretation of a research dilatometer. *Can. Geotech. J.* 28, 113–126. <https://doi.org/10.1139/t91-012>
- Carter, J., Booker, J., 1984. Determination of the deformation modulus of rock from tunnel and borehole loading tests, in: *Fourth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*. Australia, pp. 509–513.
- Cassan, M., 2005a. Les essais pressiométriques et leurs applications en France: rappels historiques et état des connaissances. *Symp. Int. 50 Press. Marne Vallee* 2, 125–200.
- Cassan, M., 2005b. Le pressiomètre et la résistance au cisaillement des sols - cas particulier des argiles saturées. *Proc Symp. ISP5 - Press. 2005* 699–714.

- Cassan, M., 1978. Les essais in situ en mécanique des sols - Réalisation et interprétation. Eyrolles.
- Chin, F.K., 1970. Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure, in: Proceedings of Second Southeast Asian Conference on Soil Engineering. Singapore, pp. 81–92.
- Combarieu, O., 1995. L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols. Bull. Liaison Lab. Pontset Chaussées.
- Costet, J., Sanglerat, G., 1981. Cours pratique de mécanique des sols - Plasticité et calcul des tassements, 3rd ed.
- Dahan, M., 1979. Poinçons axisymétriques rigides sur un massif élastique semi-infini transversalement isotrope. *J. Mécanique Appliquée* 373–386.
- de la Cruz, R.V., 1978. Modified borehole jack method for elastic property determination in rocks. *Rock Mech.* 10, 221–239. <https://doi.org/10.1007/BF01891960>
- Dhaybi, M., 2015. Renforcement de fondations superficielles par soil mixing : Analyses par modélisation physique et numérique (Thèse). INSA, Lyon.
- Duncan, J.M., Chang, C.-Y., 1970. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *J. Soil Mech. Found. Div.* 96, 1629–1653. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001458>
- Dupla, J.C., 1995. Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable (Thèse). Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Fecker, E., 2018. Bohrlochaufweitungsversuche, in: *Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 143–170. https://doi.org/10.1007/978-3-662-57824-7_11
- Flavigny, E., Desrues, J., Palayer, B., 1990. Note technique: le sable d'Hostun RF. *Rev. Fr. Géotechnique* 67–70.
- Fretti, C., Pincus, H., Lo Presti, D., Pedroni, S., 1995. A Pluvial Deposition Method to Reconstitute Well-Graded Sand Specimens. *Geotech. Test. J. - GEOTECH Test. J* 18. <https://doi.org/10.1520/GTJ10330J>
- Gay, O., 2000. Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art (Thèse). Université Grenoble 1.
- Gill, D.E., Leite, M.H., 1995. Dilatometer testing of rock, in: *The Pressuremeter and Its New Avenues: Proceedings of the 4th International Symposium*. CRC Press, Sherbrooke, Québec, pp. 249–256.
- Giroud, J.-P., 1968. Settlement of a linearly loaded rectangular area. *J. Soil Mech. Found. Div.* 94, 813–831. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001174>
- Goodman, R.E., Van, T.K., Heuzé, F.E., 1968. Measurement of rock deformability in boreholes. Presented at the 10th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), OnePetro.
- Gourvès, R., Barjot, R., 1995. The Panda ultralight dynamic penetrometer, in: *Proceeding of the XI European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* Copenhagen, pp. 83–88.
- Grampeix, G., 2013. Vibration des bétons (Thèse). Université Paris-Est.

- Gray, H., 1936. Stress distribution in elastic solids, in: Proceedings, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Presented at the Proceedings, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, pp. 157–168.
- Hariprasad, C., Rajashekhar, M., Umashankar, B., 2016. Preparation of Uniform Sand Specimens Using Stationary Pluviation and Vibratory Methods. *Geotech. Geol. Eng.* 34, 1909–1922. <https://doi.org/10.1007/s10706-016-0064-0>
- Hertz, H., 1881. Über die berührung fester elastischer Körper. *J. Für Reine Angew. Math.* 92, 156–171.
- Hertz, H., Lenard, P., 1896. On the contact of elastic solids, in: *Miscellaneous Papers.* MacMillan and Co., London; New York, pp. 46–162.
- Heuzé, F.E., 1980. Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability. *Rock Mech.* 12, 167–192. <https://doi.org/10.1007/BF01251024>
- Heuze, F.E., Amadei, B., 1985. The NX-borehole jack: A lesson in trials and errors. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 22, 105–112. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)92332-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)92332-0)
- Heuzé, F.E., Goodman, R.E., Bornstein, A., 1971. Numerical analyses of deformability tests in jointed rock — “Joint Perturbation” and “No Tension” Finite Element solutions. *Rock Mech.* 3, 13–24. <https://doi.org/10.1007/BF01243549>
- Heuzé, F.E., Salem, A., 1976. Plate-bearing and borehole jack tests in rock - a finite element analysis. Presented at the The 17th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), OnePetro, Snow Bird, Utah.
- Hou, R., Zhang, K., Sun, K., P.G, R., 2017. Discussions on correction of Goodman jack test. *Geotech. Test. J.* 40, 199–209. <https://doi.org/10.1520/GTJ20160121>
- Houlsby, G.T., Hitchman, R., 1988. Calibration chamber tests of a cone penetrometer in sand. *Géotechnique* 38, 39–44. <https://doi.org/10.1680/geot.1988.38.1.39>
- Hustrulid, W.A., 1976. An analysis of the Goodman jack. Presented at the The 17th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), OnePetro.
- ISO, 2015. Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 4 : essai au pressiomètre Ménard, ISO 22476-4.
- ISO, 2012. Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 7: Essai au dilatomètre rigide diamétral, ISO 22476-7.
- Janbu, N., 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, in: *Proc. European Conf. SMFE.* Wiesbaden, pp. 19–25.
- Jeanjean, P., 1993. Load settlement curve method for spread footings on sand from the pressuremeter test. (Thèse). Texas A&M University, Texas, USA.
- Johnson, K.L., 1985. *Contact Mechanics.* Cambridge University Press, Cambridge. <https://doi.org/10.1017/CBO9781139171731>
- Karagiannopoulos, P., 2020. Apport de la mesure de la pression interstitielle à l’essai pressiométrique : Chargements cycliques et monotones (Thèse). Université Gustave Eiffel, Marne-la-Vallée, France.

- Keller, 2018. Vibrocompactage [WWW Document]. Keller. URL <https://www.keller-france.com/expertise/techniques/vibrocompactage> (accessed 7.12.22).
- Kögler, F., 1933. Baugrundprüfung im bohrloch. *Bauing.* 8, 266–270.
- Kouretzis, G., Ansari, Y., Pineda, J., Kelly, R., Sheng, D., 2015. Numerical evaluation of clay disturbance during blade penetration in the flat dilatometer test. *Géotechnique Lett.* 5, 91–95. <https://doi.org/10.1680/geolett.15.00026>
- Laier, J.E., 1973. Effects of pressuremeter probe length/diameter ratio and borehole disturbance on pressuremeter test results in dry sand (Thèse). University of Florida, USA.
- Lancelot, L., Shahrour, I., Al Mahmoud, M., 1996. Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes. *Rev. Fr. Géotechnique* 63–74. <https://doi.org/10.1051/geotech/1996074063>
- Lo presti, D., Pincus, H., Berardi, R., Pedroni, S., Crippa, V., 1993. A New Traveling Sand Pluviator to Reconstitute Specimens of Well-Graded Silty Sands. *Geotech. Test. J.* 16. <https://doi.org/10.1520/GTJ10263J>
- Lopes Dos Santos, A., 2020. Determination of soil shear modulus at low strain level using an innovative pressuremeter probe : Application to cyclic pile design. (These de doctorat). Paris Est.
- Luong, A.-T., Reiffsteck, P., Szymkiewicz, F., Benz Navarette, M., 2022. Essais sur fondations superficielles et dimensionnement au pénétromètre dynamique, in: 11èmes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon [INSA Lyon], CFMS, CFMR, CFGI, Lyon, France.
- Lutenegger, A.J., 2006. Cavity expansion model to estimate undrained shear strength in soft clay from Dilatometer.
- Lutenegger, A.J., 1988. Current status of the Marchetti dilatometer test, in: *Penetration Testing. Presented at the Penetration Testing*, pp. 137–155.
- Lutenegger, A.J., Adams, M.T., 1998. Bearing capacity of footings on compacted sand, in: *Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.* p. 1224.
- Lutenegger, A.J., DeGroot, D.J., 1995. Settlement of shallow foundations on granular soils. University of Massachusetts Transportation Center, Amherst, Mass.
- Marchetti, S., 1980. In situ tests by flat dilatometer. *J. Geotech. Eng. Div.* 106, 299–321. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000934>
- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., Calabrese, M., 2001. The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations. Presented at the A Report by the ISSMGE Committee TC16.
- Martini, H.J., Duerbaum, H., Giesel, W., Kleinsorge, H., Langer, M., 1964. Methods to determine the physical properties of rock, in: *Proceedings, 8th Congress on Large Dams. Presented at the Proceedings, 8th congress on large dams*, pp. 859–876.
- Ménard, L., 1975. The Menard pressuremeter: Interpretation and application of the pressuremeter test results to foundations design. *Sols Soils* 26, 5–43.
- Ménard, L., 1957. Mesure in situ des propriétés physiques des sols. *Ann. Ponts Chaussées.*
- Ménard, L., Rousseau, J., 1962. L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. *Sols Soils.*

- Mestat, P., 1993. Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. *Etudes Rech. Lab. Ponts Chaussées*.
- Meyer, T.O., McVey, J.R., 1974. NX borehole jack modulus determinations in homogeneous, isotropic, elastic materials. *US Dep. Inter. Bur. Mines*. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(74\)91135-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(74)91135-8)
- Monforte, L., Carbonell, J.M., Arroyo, M., Gens, A., 2017. Performance of mixed formulations for the particle finite element method in soil mechanics problems. *Comput. Part. Mech.* 4, 269–284. <https://doi.org/10.1007/s40571-016-0145-0>
- Monnet, J., Khelif, J., 1994. Étude théorique de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre. *Rev. Fr. Géotechnique* 3–12. <https://doi.org/10.1051/geotech/1994067003>
- Noël, G., 1963. Mesure du module d'élasticité en profondeur dans les massifs rocheux. *Ann. Inst. Tech. Bâtim. Trav. Publics* 533–540.
- Oztoprak, S., Bolton, M., 2013. Stiffness of sands through a laboratory test database. *Géotechnique* 63, 54–70. <https://doi.org/10.1680/geot.10.P.078>
- Palmström, A., Singh, R., 2001. The deformation modulus of rock masses - Comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 16, 115–131. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00038-4](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00038-4)
- Plumelle, C., Liausu, P., Briançon, L., Simon, B., 2018. Amélioration et renforcement des sols - Tome 1. *Le Moniteur*.
- Rad, N., Tumay, M., 1987. Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotech. Test. J.* <https://doi.org/10.1520/GTJ10136J>
- Reiffsteck, P., 2018. Assessment of pile bearing capacity and load-settlement behavior, based on Cone Loading Test (CLT) results, in: *Cone Penetration Testing 2018*. CRC Press.
- Reiffsteck, P., 2002. Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols - Etat de l'art, in: *Symposium International - Identification et Détermination Des Paramètres Des Sols et Des Roches Pour Les Calculs Géotechniques*. Presented at the PARAM 2002.
- Reiffsteck, P., Lossy, D., Benoit, J., 2012. Forages, sondages et essais in situ géotechniques Les outils pour la reconnaissance des sols et des roches.
- Retamales, S., Canou, J., Dupla, J.-C., Navarrete, M., 2021. Development of a liquefaction risk assessment methodology using an instrumented lightweight dynamic penetrometer: calibration chamber tests.
- Rispal, M., 2017. *Compte-rendu, le Dilatosol (Rapport interne, non accessible au public)*.
- Robertson, P.K., 2015. *Guide to Cone Penetration Testing*, 6th ed.
- Robertson, P.K., 2009. Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Can. Geotech. J.* 46, 1337–1355. <https://doi.org/10.1139/T09-065>
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D.G., By, T., 1988. Excess pore pressures and the flat dilatometer test, in: *Penetration Testing*. Presented at the Penetration testing.
- Salgado, R., Mitchell, J.K., Jamiolkowski, M., 1998. Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 124, 878–888.

- Schanz, T., Vermeer, P., Bonnier, P., 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. 2000 Comput. Geotech. <https://doi.org/10.1201/9781315138206-27>
- Shuri, F.S., 1981. Borehole diameter as a factor in borehole jack results. Presented at the The 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), OnePetro.
- Smoltczyk, U., 1985. Neue erfahrungen mit der Seitendrucksonde. Geotechnik 8, 109–114.
- Sneddon, I.N., 1965. The relation between load and penetration in the axisymmetric boussinesq problem for a punch of arbitrary profile. Int. J. Eng. Sci. 3, 47–57. [https://doi.org/10.1016/0020-7225\(65\)90019-4](https://doi.org/10.1016/0020-7225(65)90019-4)
- Steinbrenner, W., 1934. Tafeln zur Setzungsberechnung. StraBe 1, 121–124.
- Swolfs, H.S., Kibler, J.D., 1982. A note on the Goodman Jack. Rock Mech. 15, 57–66. <https://doi.org/10.1007/BF01246885>
- Tabaroei, A., Abrishami, S., Hosseininia, E.S., 2017. Comparison between Two Different Pluviation Setups of Sand Specimens. J. Mater. Civ. Eng. 29, 04017157. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001985](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001985)
- Talobre, 1964. Les mesures in situ des propriétés mécaniques des roches et la sécurité des barrages de grande hauteur, in: Proceedings, 8th Congress on Large Dams. pp. 391–403.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA. <https://doi.org/10.1002/9780470172766>
- Teyssier, A., Reiffsteck, P., Rispal, M., Jacquard, C., 2021. Evaluation of modulus deformation and drainage condition during Cone Loading tests. Presented at the 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Budapest, Hungary.
- Timoshenko, S., Goodier, J.N., 1951. Theory of elasticity. McGraw-Hill, New York.
- Trautmann, C.H., Kulhawy, F.H., 1988. Uplift Load-Displacement Behavior of Spread Foundations. J. Geotech. Eng. 114, 168–184. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:2\(168\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:2(168))
- Van Vambeke, A., 1962. Méthodes d’investigation des sols en place, étude d’une campagne d’essais comparatifs.
- Vermeer, P.A., De Borst, R., 1984. Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. HERON 3.
- Vesić, A.S., 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. J. Soil Mech. Found. Div. 99, 45–73. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001846>
- Whitman, R.V., Richart, F.E., 1967. Design procedures for dynamically loaded foundations.
- Withers, N.J., Howie, J., Hughes, J.M.O., Robinson, P.K., 1989. Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sands. Géotechnique 39, 433–454. <https://doi.org/10.1680/geot.1989.39.3.433>
- Young, W.C., Budynas, R.G., Sadegh, A.M., 2012. Roark’s formulas for stress and strain. McGraw-Hill Education.

- Yow, J.L., 1993. 28 - Borehole Dilatometer Testing for Rock Engineering, in: Hudson, J.A. (Ed.), *Rock Testing and Site Characterization*. Pergamon, Oxford, pp. 671–682. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50034-3>
- Yu, H.S., Mitchell, J.K., 1998. Analysis of cone resistance: Review of methods. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 124, 140–149. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:2\(140\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:2(140))
- Zhang, K., Hou, R., Gamage, R.P., 2016. A modified NX-borehole jack with flexible loading platens. *Eng. Geol.* 209, 152–162. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.05.020>
- Zhou, H., Kong, G.-Q., Li, P., Liu, H., 2015. Flat cavity expansion: theoretical model and application to the interpretation of the flat dilatometer test. *J. Eng. Mech.* 142, 04015058. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000957](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000957)
- Zhou, S., 1997. *Caractérisation des sols de surface à l’aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type “panda”* (Thèse). Clermont-Ferrand 2.

ANNEXES

Annexe A: Étude bibliographique du contact cylindre-cylindre.....	248
Annexe B: Analyse élastique de l'essai de chargement unidirectionnel en forage (d'après Amadei, 1985).....	253
Annexe C: Essais en chambre – Compléments	256
Annexe D: Essais in situ : Avignon – Compléments	258
Annexe E: Essais in situ : Messanges – Compléments	271
Annexe F: Essais in situ : Le Thor – Compléments.....	275

Annexe A: Étude bibliographique du contact cylindre-cylindre

A.1. Les différents types de contact

Il existe différents types de contact entre 2 solides : surfacique (plan/plan), linéaire (cylindre/plan) et ponctuel (sphère/sphère).

On distingue les contacts conformels (conforming contacts) de contacts contraformels (non-conforming contacts). Un contact est dit conformel lorsque la surfaces des deux corps s'emboîte parfaitement ou presque lorsqu'aucune déformation n'est encore apparue. Deux corps ayant des surfaces discordantes sont donnent un contact dit contraformel. Lorsqu'ils se touchent, avant l'apparition de déformation, ils se touchent d'abord en un point ou le long d'une ligne.

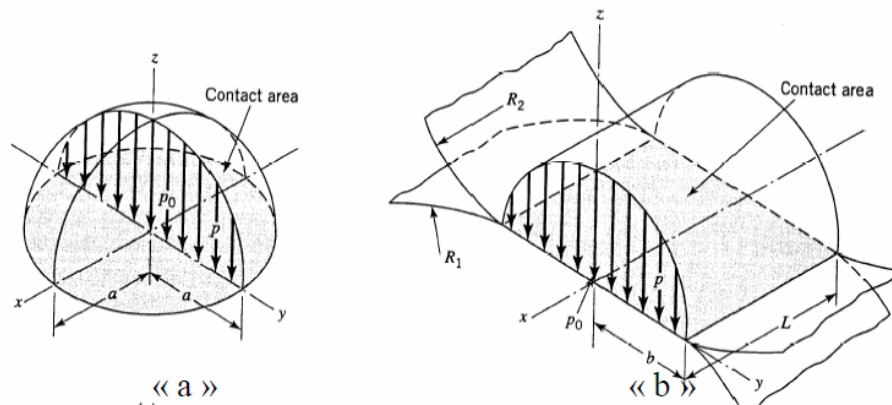


Figure A-1. Répartition de la pression sur la surface de contact. À gauche : contact sphère-sphère. À droite : contact cylindre-cylindre.

L'aire de contact entre des corps contraformel est généralement faible comparée aux dimensions des corps.

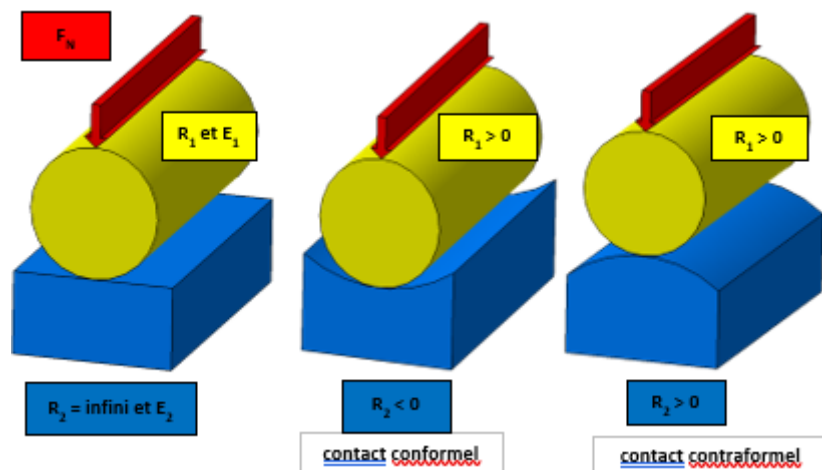


Figure A-2. Les différents types de contact cylindre-cylindre.

C'est en 1882 que Hertz ouvre tout un nouveau pan de recherche en mécanique : la mécanique du contact ou tribologie. Pour plusieurs cas de contacts entre deux corps, Il a élaboré des relations mathématiques entre la distribution de la pression sur la surface de contact et un chargement appliqué entre les deux corps.

Hertz fait l'hypothèse que dans le cas général, la surface de contact est elliptique basée sur l'observation de figures d'interférences apparaissant lors de la rencontre de deux lentilles. Pour calculer les déformations des deux solides, il fait l'hypothèse supplémentaire que les deux solides sont des demi-espaces de telle sorte que la distribution des contraintes au niveau de la surface de charge ne dépend pas de la géométrie réelle des solides. Pour vérifier ces simplifications deux conditions doivent être satisfaites :

Les dimensions de la surface de contact doivent être petites comparées à :

1. Les dimensions des deux corps : pour s'assurer que les contraintes calculées au niveau de la surface de contact n'est pas impactée par la présence des frontières des solides
2. Les rayons de courbure relatifs des deux surfaces : pour s'assurer premièrement que les surfaces peuvent être assimilées à une surface plane ou un demi-espace et deuxièmement que les déformations au niveau de la surface de contact soient suffisamment petites pour rester dans la théorie de l'élasticité.

Enfin les surfaces sont supposées sans friction de telle sorte que les contraintes transmises entre les solides sont purement normales.

On peut résumer les hypothèses prises par Hertz :

1. Les surfaces sont continues et non conformes (ou contraformelles),
2. Les déformations sont petites,
3. Chaque corps est considéré comme un espace élastique semi infini,
4. Il n'y a pas de frottement au contact entre les solides, les contraintes au niveau de l'interface sont purement normales (pressions)

Dans ces conditions le contact initial entre les solides se fait en un point (pour deux corps sphériques) ou le long d'une ligne (corps cylindriques), et même sous l'application du chargement la surface de contact demeure petite comparée aux dimensions des solides.

A.2. Géométrie de la surface de charge pour deux surfaces lisses contraformelles en contact

Deux solides contraformels entrent initialement en contact au niveau d'un point ou d'une ligne. Puis sous l'action d'une charge, ils se déforment au niveau de ce point de contact initial de telle sorte qu'ils sont en contact le long d'une surface.

Pour prédire les dimensions de cette surface de contact, il est nécessaire de définir la géométrie des solides. Avec les paramètres définis sur la Figure A-3, on suppose que la surface des solides est lisse est qu'elle peut être approchées aux environs de la zone de contact par les équations :

$$\bar{u}_{z1} + \bar{u}_{z2} + h = \delta_1 + \delta_2 \quad [A.1]$$

$$\bar{u}_{z1} + \bar{u}_{z2} = \delta - Ax^2 - By^2 \quad [A.2]$$

Sinon, ils ne se trouvent pas dans la zone de contact et on a :

$$\bar{u}_{z1} + \bar{u}_{z2} > \delta - Ax^2 - By^2 \quad [A.3]$$

Pour résoudre le problème, il est nécessaire de déterminer la distribution de la pression entre les deux solides au niveau de la surface de contact de telle manière que le déplacement normal résultant satisfasse les deux équations ci-dessus. Hertz a montré qu'une distribution de la forme était l'unique solution du problème cylindre-cylindre.

$$p(x) = \frac{2P}{\pi a^2} (a^2 - x^2)^{1/2} \quad [A.4]$$

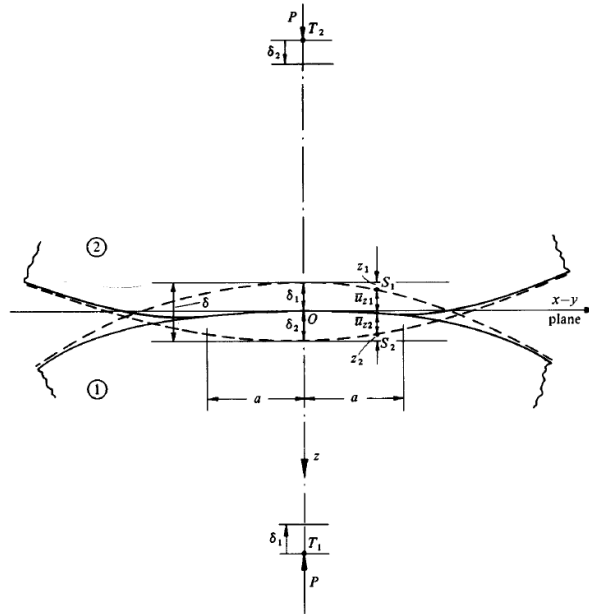


Figure A-3. Contact cylindre-cylindre.

A.3. Cas du contact conforme

Pour des surfaces de contact incurvées qui se confondent de manière importante, l'analyse Hertzienne n'est plus possible. Les corps sont en contact sur une surface qui est comparable à leurs dimensions et cette surface de contact augmente rapidement avec la mise en chargement.

Dans le cas d'un cylindre reposant sur une cavité cylindrique, on conçoit de plus que l'on ne peut plus considérer les solides comme des demi-espaces.

Le contact conforme, dans lequel la séparation initiale des deux surfaces ne peut pas être décrite par une simple expression quadratique, n'admet pas de solution analytique.

Dans le cas d'une force normale concentrée appliquée au centre du cylindre (Figure A-4) le problème est gouverné par une équation integro-différentielle assez lourde à résoudre.

Le cas de contact conforme entre deux cylindres a d'abord été étudié par Steuermann en 1939 mais c'est Persson en 1964 qui apporta la solution au problème la plus largement acceptée mais uniquement dans le cas de deux corps à paramètres identiques. La distribution de la pression sur la surface de charge est donnée sous une forme explicite mais la relation entre le chargement et la surface de contact n'est donnée uniquement par résolution quadratique.

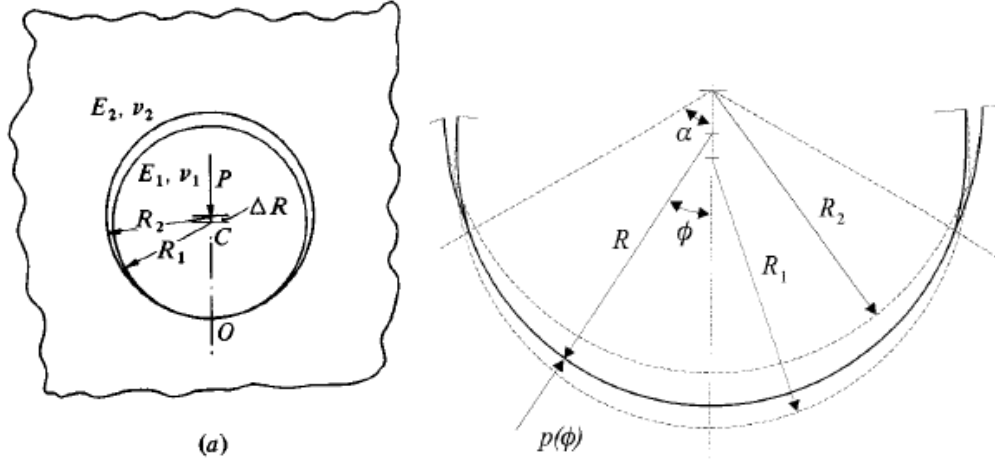


Figure A-4. Contact cylindre-cylindre conforme.

La surface de contact n'est plus considérée comme étant planaire, elle est caractérisée par un demi-angle de contact α . Persson donne donc la répartition de la pression sur la surface de contact de manière explicite dans le cas limité de deux cylindres de paramètres identiques (Persson) ;

$$p(\phi) = \frac{2F(c^2 - q^2)^{\frac{1}{2}}}{\pi R(1 + q^2)(c^2 + 1)^{\frac{1}{2}}} + \frac{F(c^2 + 1)^{-1}}{2\pi R c^2} \ln \left(\frac{(c^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + (c^2 - q^2)^{\frac{1}{2}}}{(c^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - (c^2 - q^2)^{\frac{1}{2}}} \right) \quad [\text{A.5}]$$

Avec

$$c = \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad [\text{A.6}]$$

$$q = \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \quad [\text{A.7}]$$

ϕ est la position angulaire, 2α est l'angle de contact et R est le rayon de contact, R_1 et R_2 sont respectivement les rayons initiaux du cylindre et de la cavité. Le demi-angle de contact α est donné par la résolution par la méthode quadratique :

$$\frac{E\Delta R}{F} = \frac{2(1 - c^2)}{\pi c^2} - \frac{1}{\pi c^2(c^2 + 1)} \quad [\text{A.8}]$$

Où :

$$I = \int_{-c}^c \frac{f(c, t)}{1 + t^2} dt \quad [A.9]$$

$$f(c, t) = \ln \left(\frac{(c^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + (c^2 - q^2)^{\frac{1}{2}}}{(c^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - (c^2 - q^2)^{\frac{1}{2}}} \right) \quad [A.10]$$

Person compare les résultats de sa théorie avec la théorie de Hertz (Figure A-5).

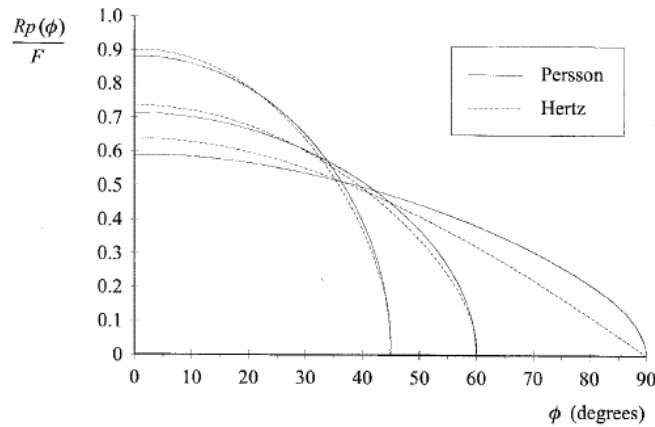


Figure A-5. Comparaison de la solution de Persson et la solution de Hertz.

Annexe B: Analyse élastique de l'essai de chargement unidirectionnel en forage (d'après Amadei, 1985)

Amadei pose ΔX_n et ΔY_n les composantes dans les directions x et y des incréments de force par unité de surface s'appliquant sur la paroi du forage. Dès lors, en prenant θ l'angle par rapport à l'axe des abscisses :

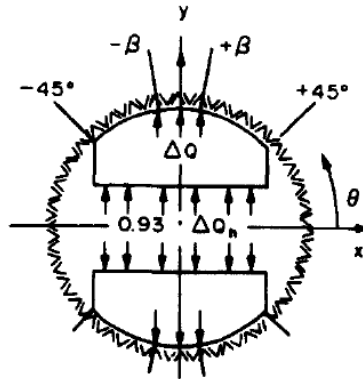


Figure B-1. Géométrie de chargement unidirectionnel considérée par Goodman et al. (1968).

Conditions aux limites sur les parois du forage :

$$\Delta X_n = 0, \forall \theta$$

$$\Delta Y_n = -\Delta Q \text{ pour } \frac{\pi}{2} - \beta < \theta < \frac{\pi}{2} + \beta \quad [\text{B.1}]$$

$$\Delta Y_n = \Delta Q \text{ pour } \frac{3\pi}{2} - \beta < \theta < \frac{3\pi}{2} + \beta$$

$$\Delta Y_n = 0 \text{ pour tout autre angle}$$

On peut réécrire ces conditions aux limites sous la forme :

$$\Delta X_n(\theta) = 0$$

$$\Delta Y_n = \Delta Q \sum_{m=1}^{\infty} (A_m \cos(m\theta) + B_m \sin(m\theta)) \quad [\text{B.2}]$$

Avec :

$$A_m = \frac{2}{m\pi} ((-1)^m - 1) \cos\left(\frac{m\pi}{2}\right) \sin(m\beta) \quad [\text{B.3}]$$

$$B_m = \frac{2}{m\pi} ((-1)^m - 1) \sin\left(\frac{m\pi}{2}\right) \sin(m\beta)$$

D'où l'expression des incréments de déplacements Δu et Δv :

$$\Delta u = \frac{2\Delta Q a(1 - \nu - 2\nu^2)}{\pi E} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} ((-1)^m - 1) \sin\left(m\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)\right) \sin(m\beta) \quad [\text{B.4}]$$

$$\Delta v = \frac{4\Delta Q a(1 - \nu^2)}{\pi E} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} (1 - (-1)^m) \cos\left(m\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)\right) \sin(m\beta)$$

Avec a le rayon du forage.

L'incrément de déplacement moyen dans la direction d'application de la force s'écrit alors :

$$\Delta \bar{v} = \frac{1}{l} \int_{\frac{\pi}{2}-\beta}^{\frac{\pi}{2}+\beta} \Delta v \, d\theta \quad [\text{B.5}]$$

Ce qui donne :

$$\Delta \bar{v} = \frac{720}{\pi^2} \Delta Q a \frac{1}{\beta} \frac{(1 - \nu^2)}{E} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} (1 - (-1)^m) \sin^2(m\beta) \quad [\text{B.6}]$$

Le module d'Young peut donc s'exprimer sous la forme :

$$E = \Delta Q \frac{D}{\Delta D} K(\nu, \beta) \quad [\text{B.7}]$$

Avec

$$K(\nu, \beta) = \frac{720}{\pi^2} \frac{1}{\beta} (1 - \nu^2) \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} (1 - (-1)^m) \sin^2(m\beta) \quad [\text{B.8}]$$

L'incrément de force totale appliquée par les coquilles dans la direction y dépend de l'incrément de pression hydraulique ΔQ_h et de l'efficacité hydraulique égale à 0,93 pour la sonde Goodman :

$$2a\beta \frac{\pi}{180} \Delta Q = 0.93\Delta Q_h \cdot 2a \sin(45) \quad [\text{B.9}]$$

D'où :

$$\Delta Q = 0.93\Delta Q_h \cdot 2a \frac{\sin(45)}{\pi} \frac{180}{\beta} \quad [\text{B.10}]$$

Et enfin :

$$E = 0.93D \frac{\Delta Q_h}{\Delta D} T^* \quad [\text{B.11}]$$

Avec :

$$T^* = \frac{\sin(45)}{\pi} \frac{180}{\beta} K(\nu, \beta) \quad [\text{B.12}]$$

Enfin en prenant en compte l'effet tridimensionnel (Goodman et al. 1968), le module corrigé s'écrit :

$$E = 0.86 \cdot 0.93D \frac{\Delta Q_h}{\Delta D} T^* \quad [\text{B.13}]$$

Annexe C: Essais en chambre – Compléments

(Figure IV-10) que pour les états les plus denses (Figure 0-3). Même à l'état le plus dense, l'allure de la courbe ne permet pas d'extrapoler une contrainte limite de manière satisfaisante.

L'extrapolation d'une contrainte à la rupture est discutable (Figure 0-1).

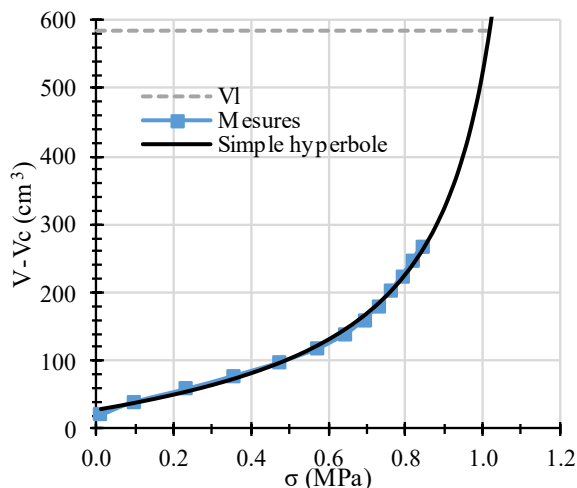


Figure 0-1. Extrapolation de la « contrainte limite » avec le prototype 3b, essai E03 ($I_D=0,71$).

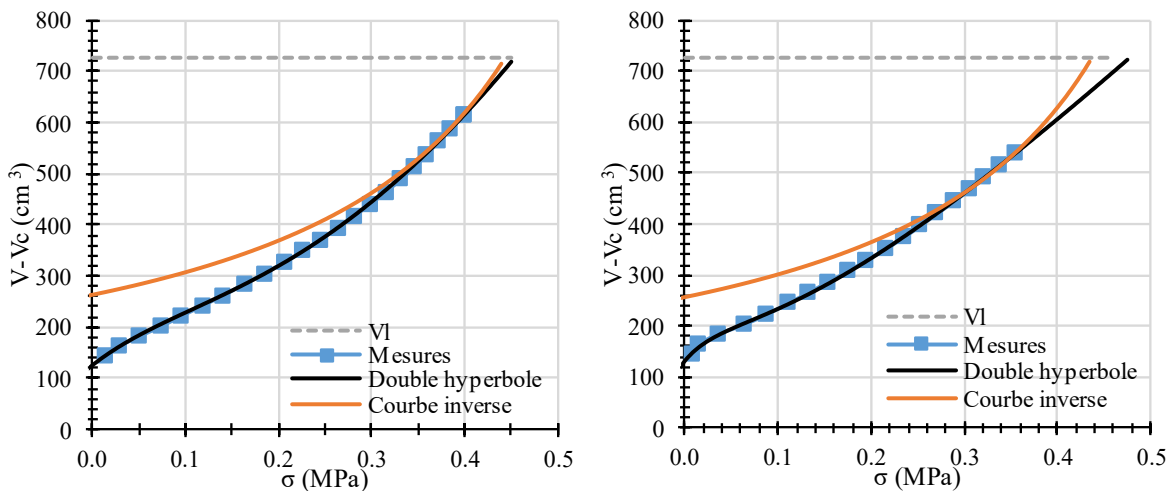


Figure 0-2. Extrapolation de la « contrainte limite » avec le prototype 4. A gauche : E01 ($I_D=0,54$). A droite : E02 ($I_D=0,53$).

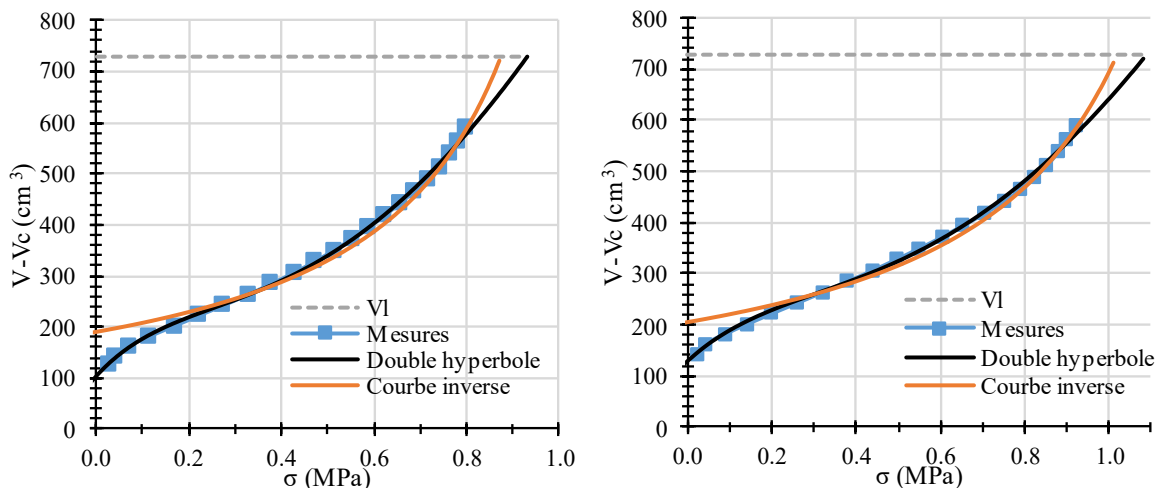


Figure 0-3. Extrapolation de la « contrainte limite » avec le prototype 4. A gauche : E03 ($I_D=0,62$). A droite : E04 ($I_D=0,63$).

Bien que ces extrapolations ne soient pas satisfaisantes, on peut comparer à titre indicatif les contraintes extrapolées à la pression limite obtenues à partir des essais pressiométriques (Figure 0-4). On constate que les contraintes extrapolées sont supérieures aux pressions limites.

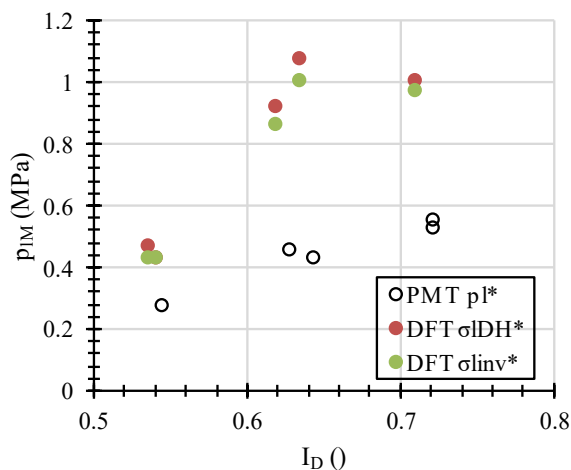


Figure 0-4. Comparaison des contraintes extrapolées avec les pressions limites pressiométriques.

Annexe D: Essais in situ : Avignon – Compléments

D.1. Contexte géotechnique

Le terrain étudié est un champ plat situé au sud-est de la commune d'Avignon (84) (Figure II-83). D'après la carte géologique, on se situe dans les alluvions fluviales modernes du Rhône et de la Durance (FzR). Ce terrain a fait l'objet en 2019 d'une étude géotechnique G1 par Fondasol. Les investigations réalisées ont consisté en des sondages au pénétromètre stato-dynamique (PSD) doublés avec des sondages de reconnaissance à la pelle mécanique (PM). Des sondages supplémentaires ont été réalisés en avril 2021 dans le cadre d'une mission G2 avec trois forages destructifs descendus jusqu'à 11 m de profondeur dans lesquels des essais pressiométriques ont été réalisés tous les mètres. Les figurés non remplis signifient que les pressions limites n'ont pu être ni mesurées ni extrapolées.

Les essais de pénétration stato-dynamiques sont des essais à pointe mécanique, le diamètre de la pointe ayant été diminué de 60 mm à 39 mm après avoir atteint le toit de la couche graveleuse. Ces mesures sont qualitatives et permettent surtout d'apprécier la variabilité spatiale des caractéristiques mécaniques de la couche superficielle. À ce titre, on constate une variabilité assez importante de la résistance de pointe au sein de la couche limoneuse.

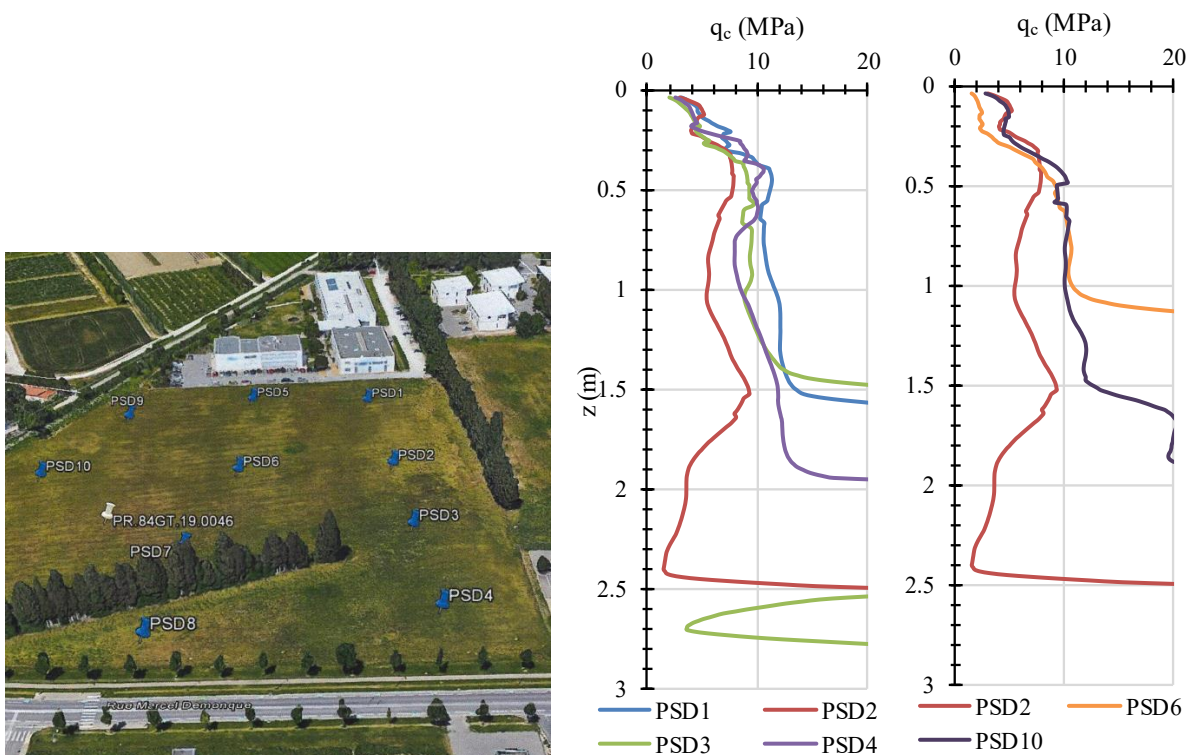


Figure D-1. Résultats des sondages au pénétromètre stato-dynamique issus la mission G1 de 2019.

Des sondages supplémentaires ont été réalisés en avril 2021 dans le cadre d'une mission G2 avec trois forages destructifs descendus jusqu'à 11 m de profondeur dans lesquels des essais pressiométriques ont été réalisés tous les mètres. Les figurés non remplis signifient que les pressions limites n'ont pu être ni mesurées ni extrapolées.

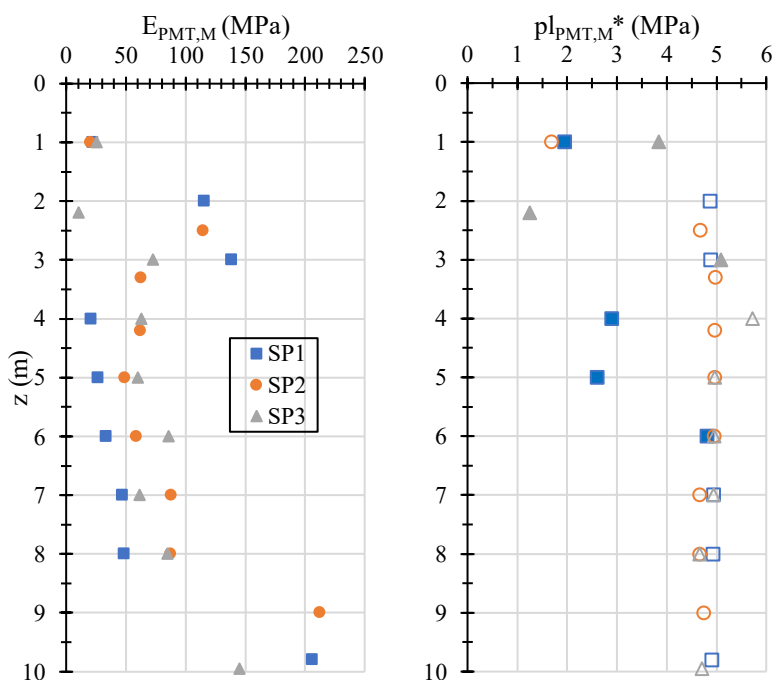


Figure D-2. Sondages pressiométriques issus la mission G2 (04/2021).

Ces sondages ont permis de mettre en évidence la présence de deux couches :

- Des limons argilo-sableux compacts ($2 \text{ MPa} < q_c < 11 \text{ MPa}$) jusqu'à une profondeur variant fortement selon la localisation du sondage (entre 1,0 m et 2,7 m). Ces limons présentaient une faible teneur en eau au moment des reconnaissances.
- Des graviers et galets à matrice sableuse ou limoneuse très compacts ($15 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa}$).

Par la suite plusieurs campagnes ont été réalisées dans le cadre de ce projet de recherche. Les sols visés sont les limons argilo-sableux reposant sur la couche graveleuse. Les investigations ont été réalisées dans les environs de PSD2 où la couche de limon est la plus épaisse (afin de réaliser un maximum d'essais par forage) et la moins raide (pour faciliter la foration).

D.2. Plan d'implantation détaillé

La Figure D-3 montre le plan d'implantation général des investigations réalisées lors des 4 campagnes successives avec en rouge les essais au Dilatosol (DFT), en bleu les essais pressiométriques (PMT), en vert les essais au pénétromètre dynamique, en violet les essais au piézocône et en orange les essais de fondation. Les plans détaillés sont représentés sur les Figure D-4 et Figure D-5.



Figure D-3. Plan d'implantation général. Au centre : zone 1 (1^e et 2^e campagne). A gauche : zone 2 (3^e campagne). A droite : zone 3 (4^e campagne).



Figure D-4. Plan d'implantation détaillé. A gauche : zone 1 (campagnes 1&2). A droite : zone 2 (campagne 3).

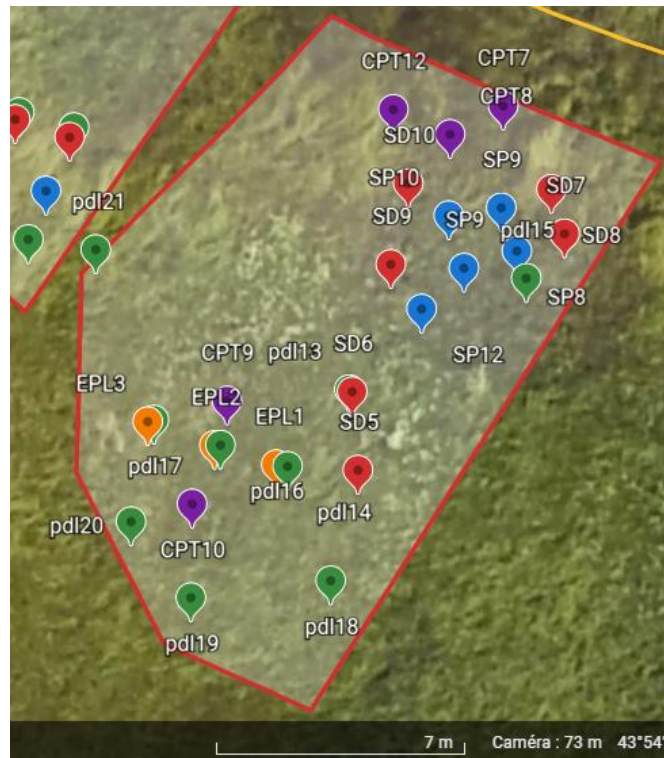


Figure D-5. Plan d'implantation détaillé zone 3 (campagne 4).

D.3. Résultats des investigations de référence

Les Figure D-6 et Figure D-7 rassemblent les résultats des essais au pénétromètre dynamique selon les 3 zones étudiées. On observe une forte variabilité de la résistance de pointe q_d entre les différentes zones. Il y a de plus une forte variabilité au sein même de la zone 3 tandis que les zones 1 et 2 sont relativement homogènes.

Deux raisons peuvent expliquer les écarts de résistance de pointe entre les différentes zones :

- La présence d'hétérogénéités lithologiques et donc de résistance comme mis en évidence à une échelle plus grande par les essais stato-dynamiques mis en œuvre en 2019.
- La variation de la teneur en eau du sol car les campagnes successives ont été menées à différentes périodes de l'année. Les 1^{ère}, 2^{ème} et 4^{ème} campagnes ont eu lieu pendant des épisodes de sécheresse plus ou moins marqués alors que la 3^{ème} a eu lieu dans des conditions plus tempérées, en hiver. Les valeurs de q_d obtenues lors de la 3^{ème} campagne sont significativement plus faibles que celles obtenues lors des autres campagnes.

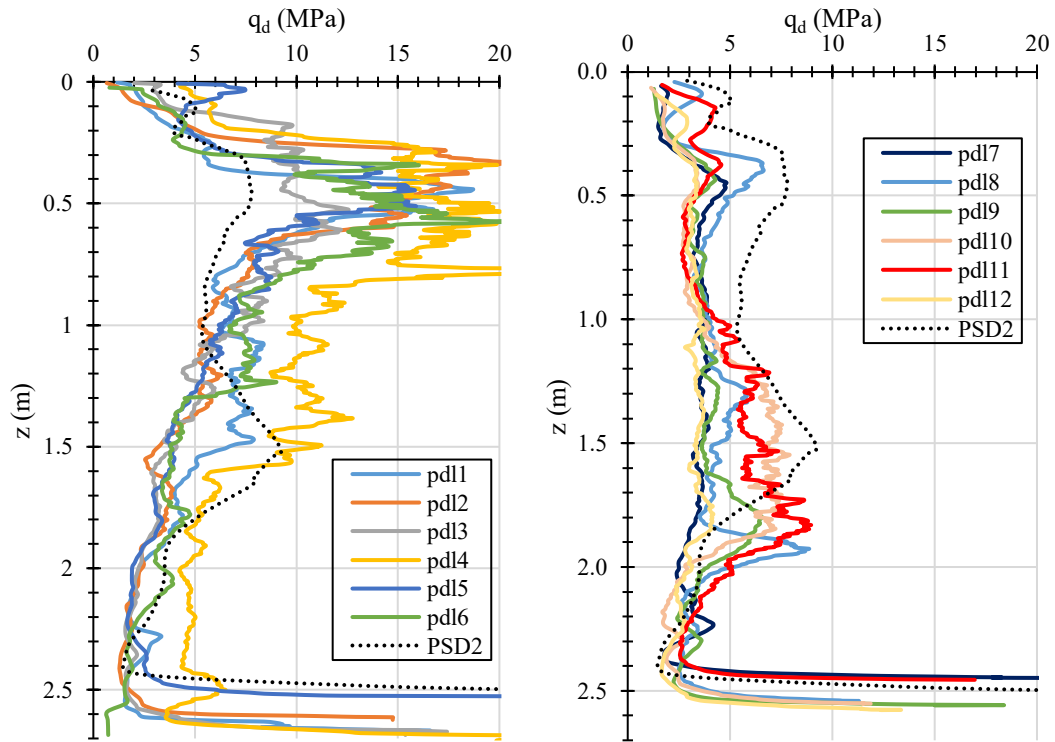


Figure D-6. Sondages au pénétromètre dynamique dans la zone 1 (à gauche) et la zone 2 (à droite).

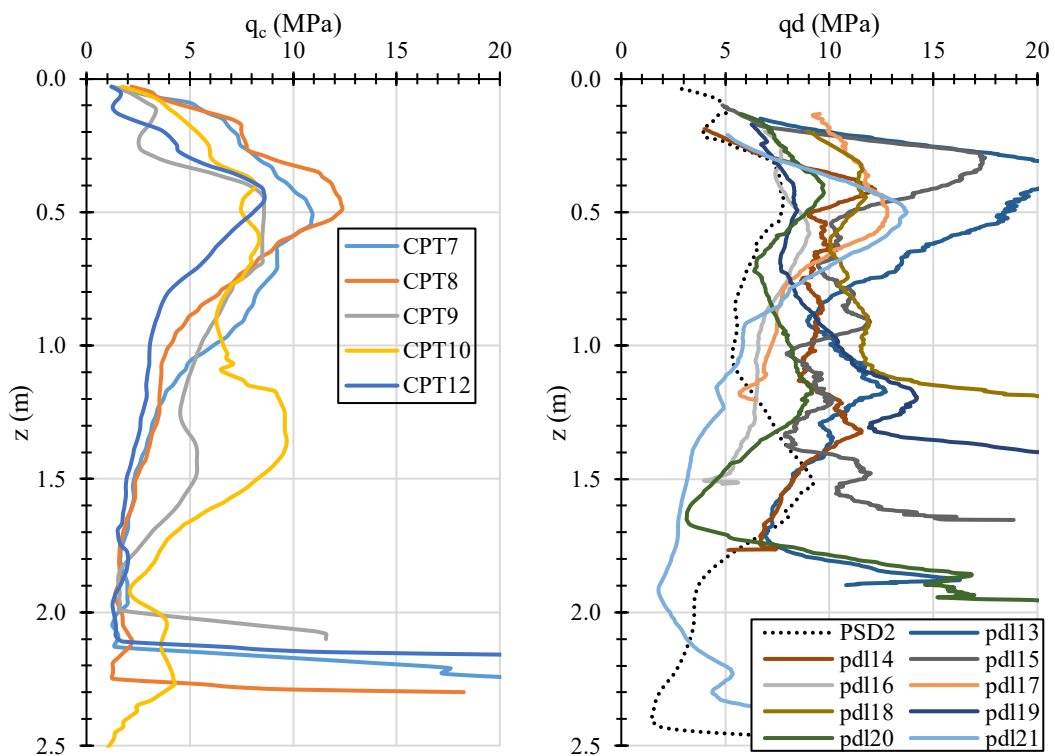


Figure D-7. Sondages au sein de la zone 3 au pénétromètre statique (à gauche) et dynamique (à droite).

Les CPTu (Figure D-8) mettent en évidence une zone plus compacte vers 1,3 m de profondeur au niveau des sondages plus au sud (CPT9 et CPT10). Pour les autres sondages, cette zone est caractérisée par un rapport de frottement plus élevé (de l'ordre de 5%) signe que le matériau est plus argileux à cette profondeur ce qui est cohérent avec les essais d'identifications menés en laboratoire.

Avec des résistances de pointes comprises entre 1 et 10 MPa et un rapport de frottement compris entre 1 et 5 %, on trouve globalement des valeurs caractéristiques d'un sol argileux selon la classification de Robertson (Robertson, 2015).

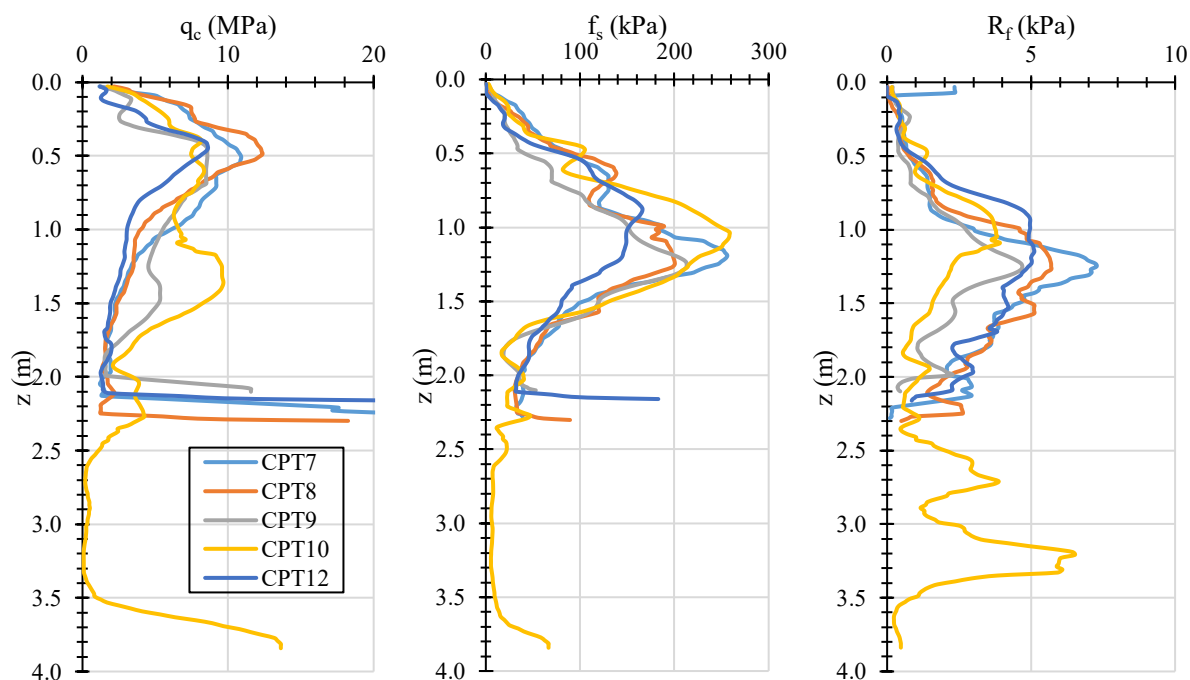


Figure D-8. Essais au pénétromètre statique.

Les résultats des mesures pressiométriques sont présentés sur la Figure D-9. En termes de module, on observe une forte variabilité vers 1,4 m de profondeur et ce même en ne considérant que les essais issus d'une même campagne (par exemple la dernière (croix)). Cette variabilité est conforme avec celle observée avec les pénétromètres et plus particulièrement les CPTu. En dehors de cette zone, on observe une bonne répétabilité des modules ce qui suggère que la variation de la teneur en eau dans le sol entre les différentes campagnes n'a pas eu d'influence significative sur ce paramètre.

On peut conclure que la variation de la teneur en eau a impacté les paramètres de rupture mesurés (q_d , q_c et p_l) mais pas le paramètre de déformabilité $E_{PMT,M}$. La forte variabilité de ce paramètre à une profondeur localisée vers 1,4 m viendrait plutôt d'hétérogénéités du terrain. C'est en effet vers cette profondeur que les essais d'identification avaient mis en évidence un matériau de nature différente, avec une composition plus riche en fraction argileuse et un comportement plus plastique. Pour ces raisons, le rapport E_M/p_{IM}^* varie de manière importante, il est globalement compris entre 8 et 20 et augmente avec la profondeur. Au-delà de 0,5 m, on se trouve globalement avec un matériau surconsolidé.

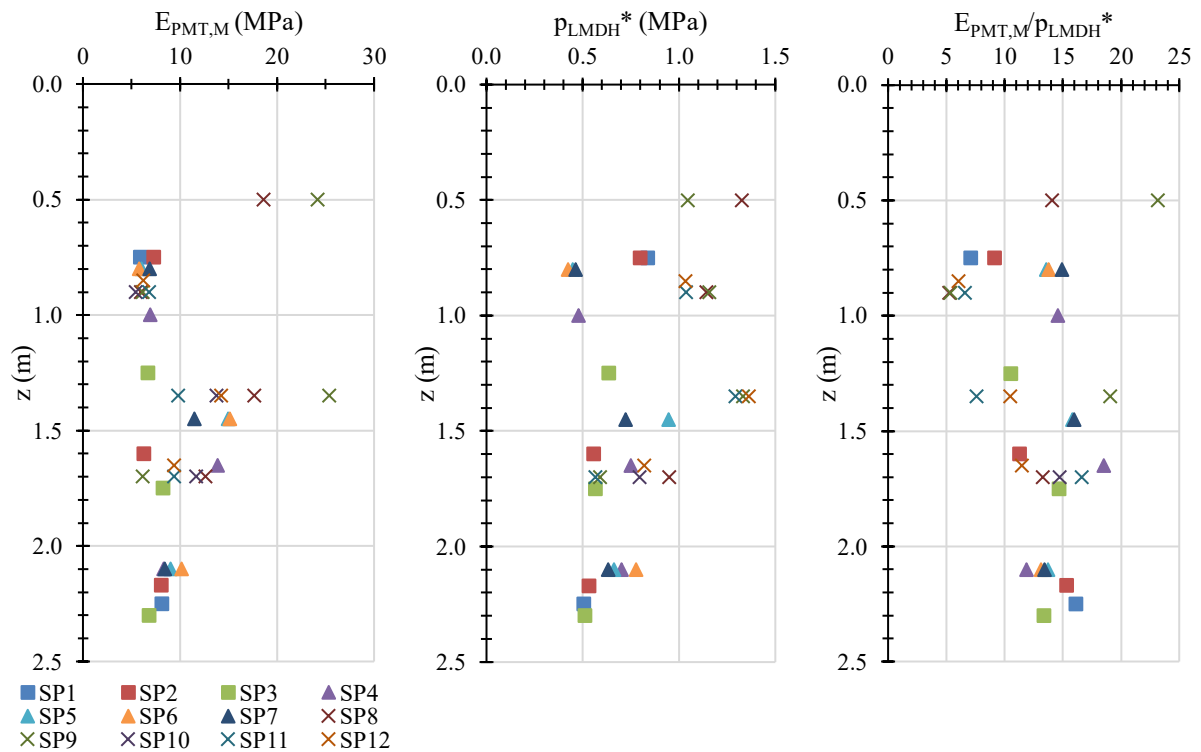


Figure D-9. Résultats des essais pressiométriques. Carré : 1^{ère} et 2^{ème} campagne. Triangle : 3^{ème} campagne. Croix : 4^{ème} campagne.

Le résultat des essais au scissomètre réalisés lors de la 3^{ème} campagne au droit des sondages pressiométriques sont présentés sur la Figure D-10. Les marques blanches représentent les essais qui n'ont pas pu être menés jusqu'à la rupture.

La cohésion non drainée S_u peut être comparée avec la pression limite corrigée en utilisant la formule de corrélation [III.45] proposée par (Cassan, 2005b) pour $0,3 < p_{IM}^* < 1$ MPa avec $a=12$ et $b=0,03$. Les résultats obtenus sont cohérents sauf pour les essais à 2,1 m de profondeur où la baisse de p_{IM}^* n'est pas aussi significative que celle de S_u .

On peut caractériser l'aptitude du sol à résister au cisaillement après rupture en calculant la sensibilité $S_t = S_u/S_r$, avec S_r la résistance résiduelle au cisaillement. Il en ressort que cette sensibilité est importante et maximale vers 1 m de profondeur et diminue quand la profondeur augmente.

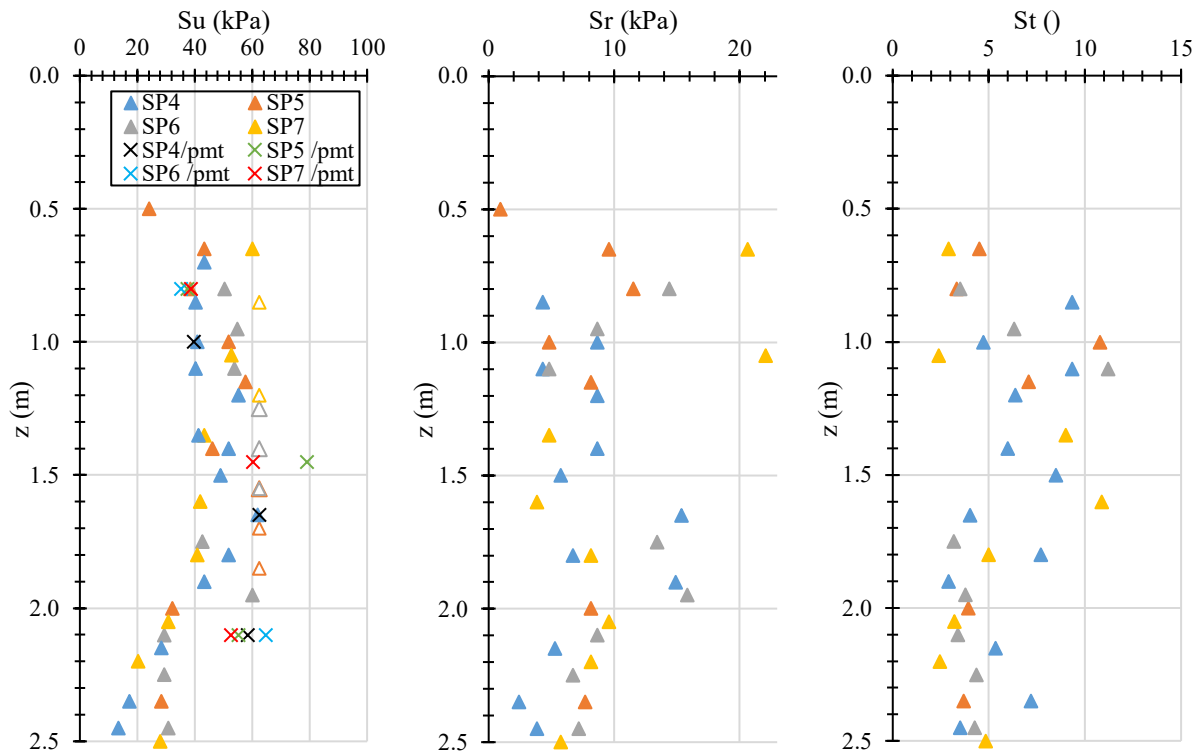


Figure D-10. Résultats des essais scissométriques et comparaison avec le paramètre p_{IM}^* du pressiomètre (/pmt).

Le matériau étudié est un limon argilo-sableux normalement consolidé situé hors nappe et dont la teneur en eau a fortement varié entre les différentes campagnes. Bien qu'il soit difficile de découpler les effets dus à la variation de l'état de dessiccation (les différentes campagnes ayant été réalisées à des périodes espacées) de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques, il semblerait que les variations de l'état hydrique du sol ont une forte influence sur les paramètres de rupture (pression limite de Ménard, résistance de pointe dynamique et statique) mais pas sur le paramètre de déformabilité (module de Ménard). En revanche, on observe une forte variabilité localisée vers 1,4 m de profondeur du module de Ménard d'un sondage à l'autre et plus particulièrement au niveau de la dernière zone étudiée.

D.4. Modélisation des courbes de chargement au Dilatosol

Dans ce paragraphe, nous présentons les courbes au Dilatosol modélisées par la méthode de la double hyperbole (Figure D-11 à Figure D-18). Par analogie avec le pressiomètre, la contrainte limite nécessaire pour appliquer un déplacement relatif équivalent au pressiomètre a été extraite.

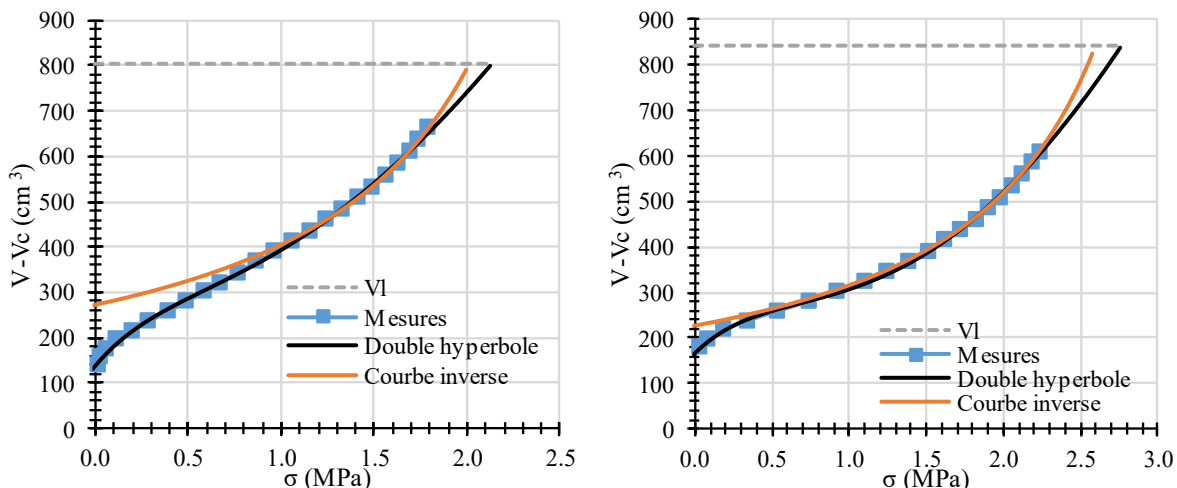


Figure D-11. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD5-0,9 m. A droite : SD5-1,35 m.

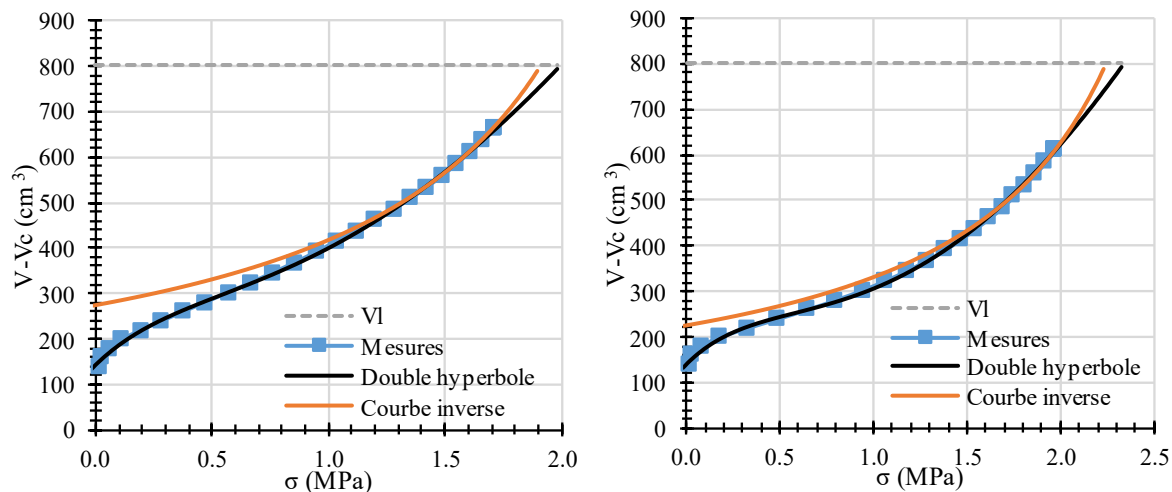


Figure D-12. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD6-0,9 m. A droite : SD6-1,35 m.

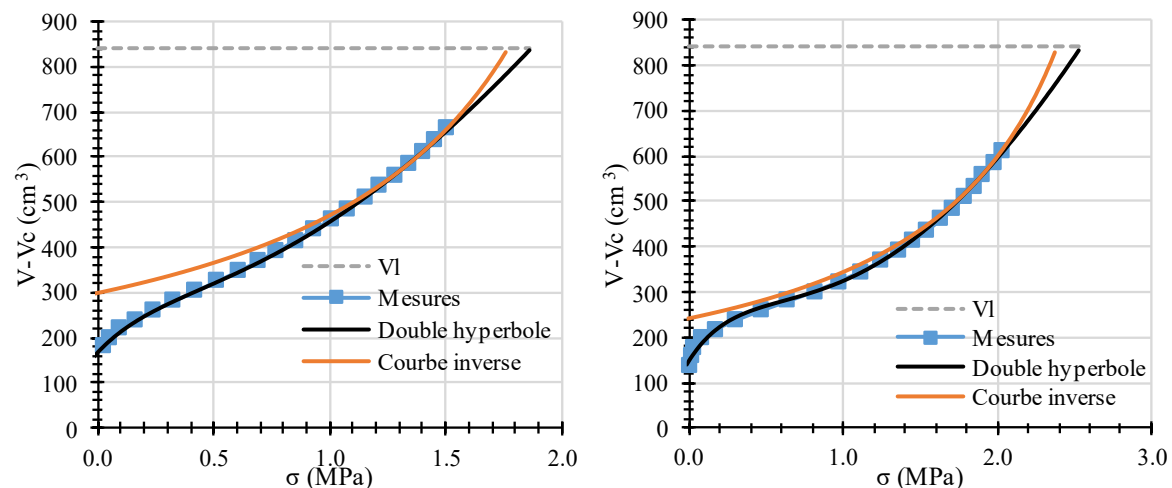


Figure D-13. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD7-0,9 m. A droite : SD7-1,35 m.

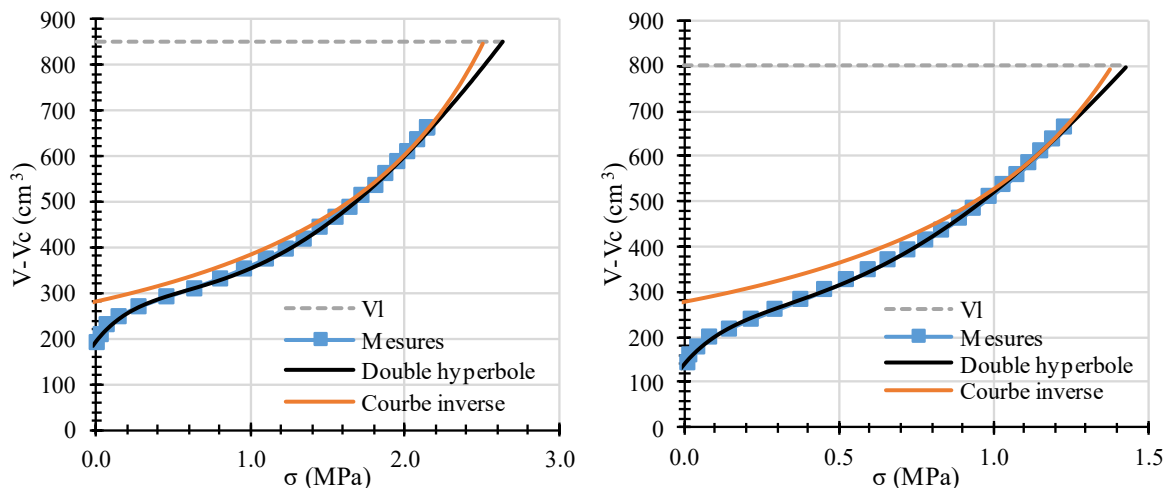


Figure D-14. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD7-1,6 m. A droite : SD8-0,9 m.

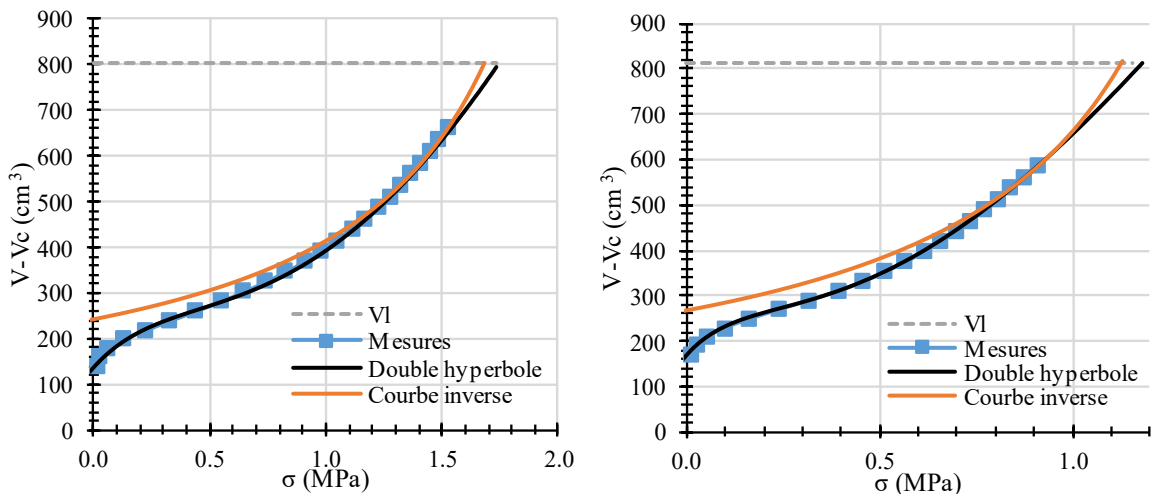


Figure D-15. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD8-1,35 m. A droite : SD8-1,7 m.

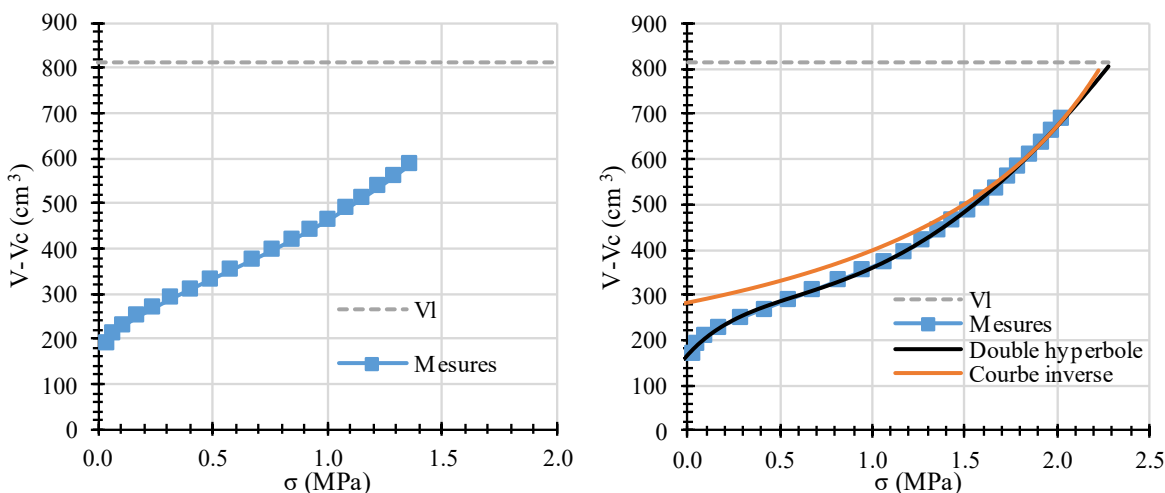


Figure D-16. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD9-0,9 m. A droite : SD9-1,3 m.

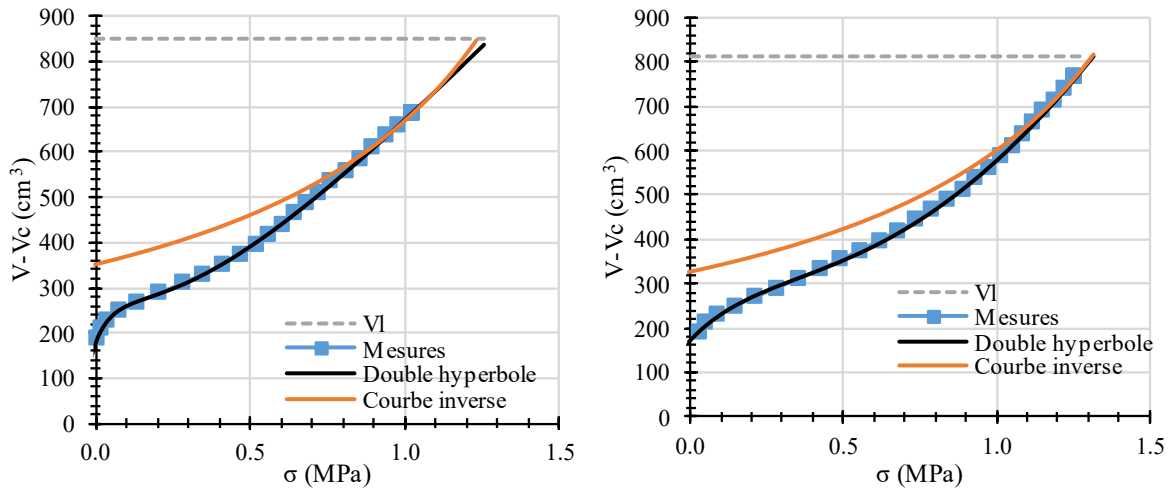


Figure D-17. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD9-1,65 m. A droite : SD10-0,9 m.

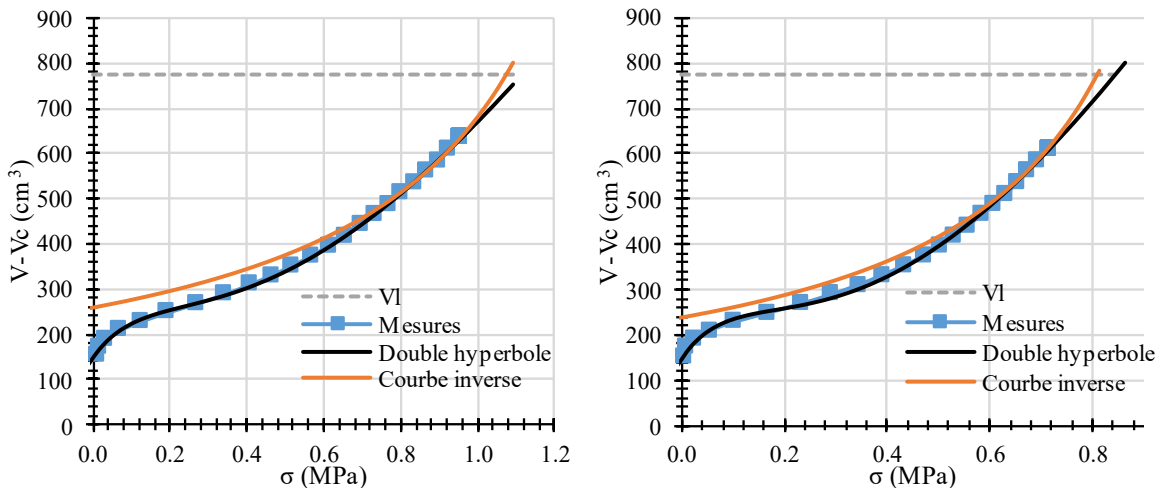


Figure D-18. Extrapolation contrainte limite. A gauche : SD10-1,35m. A droite : SD10-1,8m.

La Figure D-19 compare cette valeur de contrainte à la pression p_{IM}^* pressiométrique extrapolée à partir de la méthode de la double hyperbole. On constate que la contrainte de rupture mesurée au Dilatosol est plus importante que celle mesurée au pressiomètre approximativement d'un facteur 2. Les mesures de « contraintes limites » sont relativement répétables sauf au niveau des sondages SD8 et SD10 qui donnent des valeurs considérablement plus faibles.

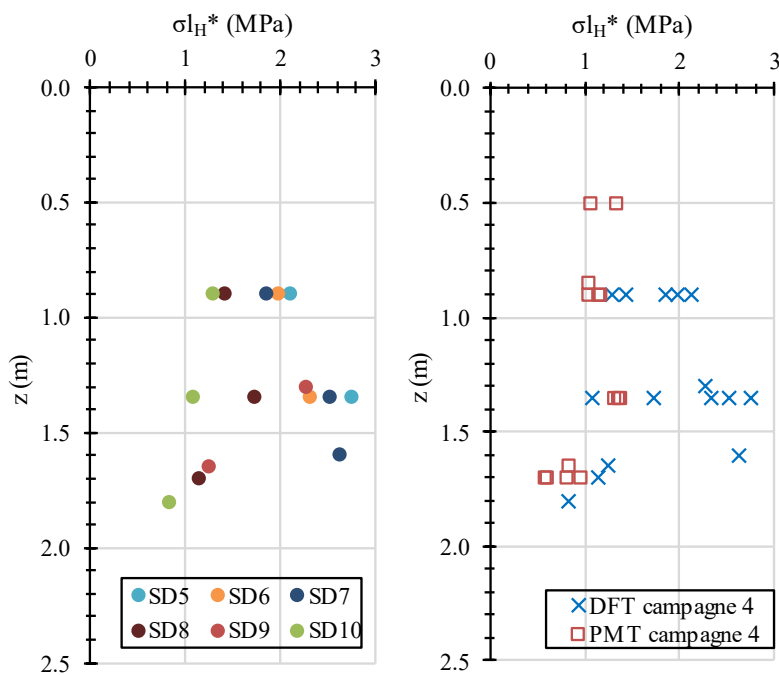


Figure D-19. Avignon – 4^{ème} campagne – Extrapolation d’une contrainte correspondant à un doublement de volume d’une cavité cylindrique équivalente. A gauche : contrainte Dilatosol extrapolée à la double hyperbole. Au milieu : comparaison avec la pression limite pressiométrique à la double hyperbole.

Les courbes de chargement pressiométriques interprétées et modélisées par une simple ou double hyperbole sont présentées Figure D-20 .

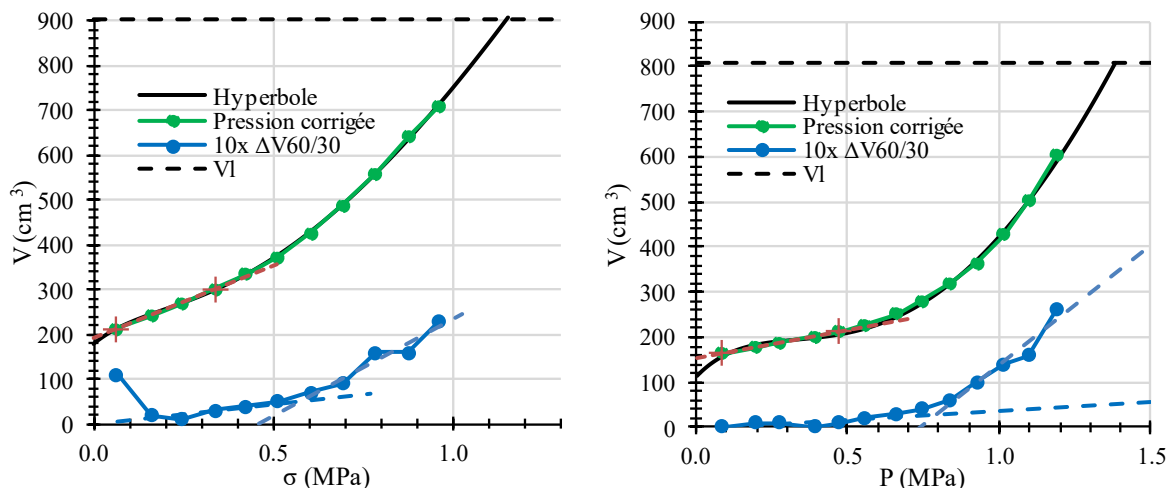


Figure D-20. Avignon – 4^{ème} campagne – Extrapolation contrainte limite. A gauche : SP8-0,9 m. A droite : SP8-1,35 m.

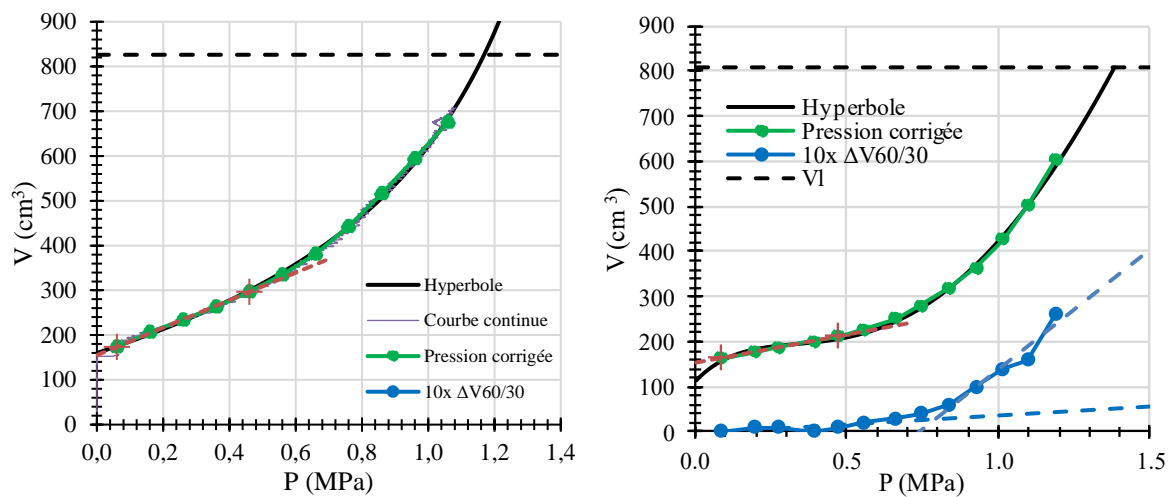


Figure D-21. Avignon – 4^{ème} campagne – A gauche : SP9 0,9m. A droite : SP12-1,35 m.

Annexe E: Essais in situ : Messanges – Compléments

Nous rassemblons ici les compléments et annexes de l'étude du site de Messanges (cf. §II.3.2).

E.1. Plan d'implantation

La Figure E-1 montre le plan d'implantation des sondages réalisés en septembre 2021. Nous avons également représenté deux sondages pressiométriques nommés 19-SP1 et 19-SP2 issus d'une précédente campagne qui a eu lieu en 2019 dans le cadre du projet national ARSCOP. Ces essais ont aussi été réalisés avec une sonde pressiométrique 60 mm standard.



Figure E-1. Plan d'implantation (Messanges). En bleu : sondages au Dilatosol (SD). En rouge : sondages pressiométriques (SP). En vert : sondages au pénétromètre dynamique lourd (GRZ) et léger (PDA). En violet : Sondages au piézocône (CPTu).

E.2. Résultats des investigations de références

Les sondages au piézocône (Figure E-2) mettent en évidence une couche relativement homogène entre 1,5 et 6,5 m de profondeur avec une résistance de pointe corrigée de 9,2 MPa en moyenne. Alors que cette couche descend jusqu'à environ 7,8 m de profondeur selon le sondage CPTu1, le sondage CPTu2 montre une zone significativement plus compacte. Le faible rapport de frottement (<1%) ainsi que l'absence de surpression interstitielle est compatible avec le comportement d'un sable pur en conditions drainées.

Entre 7,8 et 8,8 m de profondeur, se trouve une couche de nature différente caractérisée par une faible résistance de pointe ($q_t=3,1$ MPa en moyenne), un fort rapport de frottement (jusqu'à 8%). L'ensemble de ces éléments et l'utilisation de la classification de Robertson, suggèrent la présence d'un mélange de sable et de matériaux fins. La couleur noirâtre des cuttings observée lors des différents forages est caractéristique de la présence de matières organiques.

Enfin, en dessous, on retrouve les caractéristiques du sable de la première couche mais caractérisé par une densité plus importante.

(Baldi et al., 1986) ont proposé une relation de corrélation entre l'indice de densité d'un sable et la résistance de pointe q_c :

$$I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left(\frac{q_c}{C_0(\sigma')^{C_1}} \right) \quad [0.1]$$

Avec $C_0=157$, $C_1=0,55$, $C_2=2,41$ pour un sable de silice non cimenté, modérément compressible, normalement consolidé et non âgé. Nous travaillerons avec la version modifiée de Robertson (Robertson, 2015):

$$I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left(\frac{Q_{tn}}{C_0} \right) \quad [0.2]$$

Avec $C_0=15,7$, $C_2=2,41$ et Q_{tn} la résistance de pointe corrigée normalisée par la contrainte de consolidation :

$$Q_{tn} = \frac{q_t/p_a}{(\sigma'_{v0}/p_a)^{0.5}} \quad [0.3]$$

Avec $p_a=100$ kPa la pression atmosphérique.

L'indice de densité moyen obtenu sur la zone d'intérêt (entre 2 et 7,5 m de profondeur) est ainsi de 0,85.

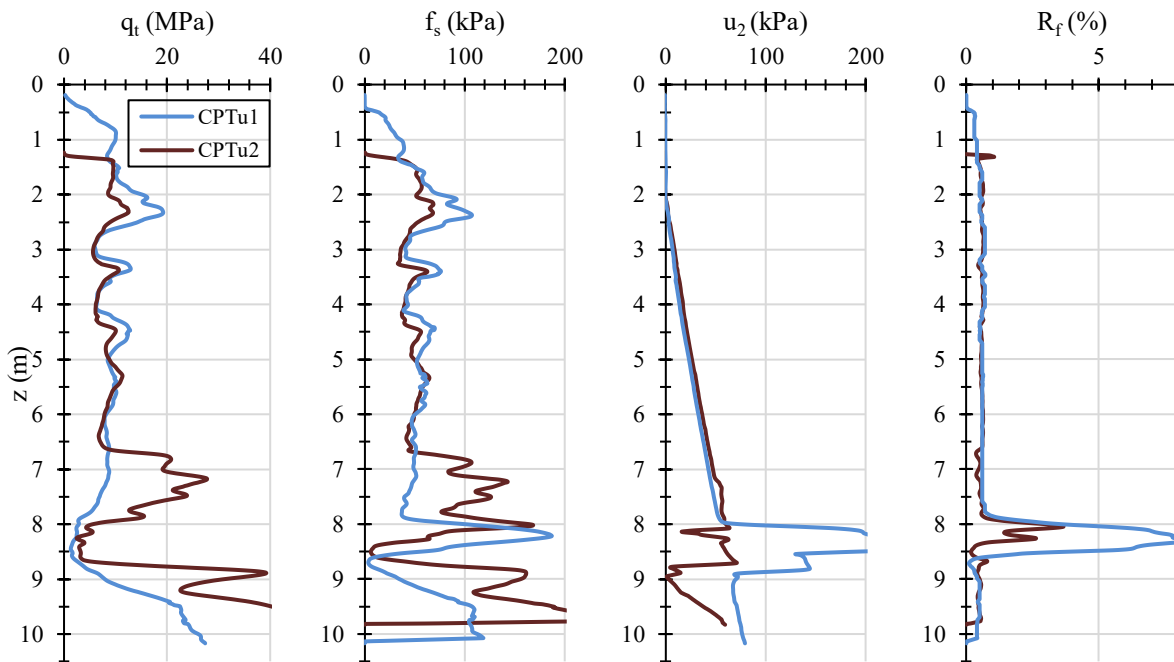


Figure E-2. Résultats des sondages au piézocône CPTu1 et CPTu2.

Les sondages au pénétromètre dynamique sont présentés Figure E-3. En moyennant l'ensemble des mesures de q_d au pénétromètre dynamique lourd on obtient un ratio q_d/q_c de 0,3. Ce faible ratio interpelle mais a déjà été observé dans les sables et graviers d'Argelès par Cassan (1978) avec un ratio de 0,4 sous nappe.

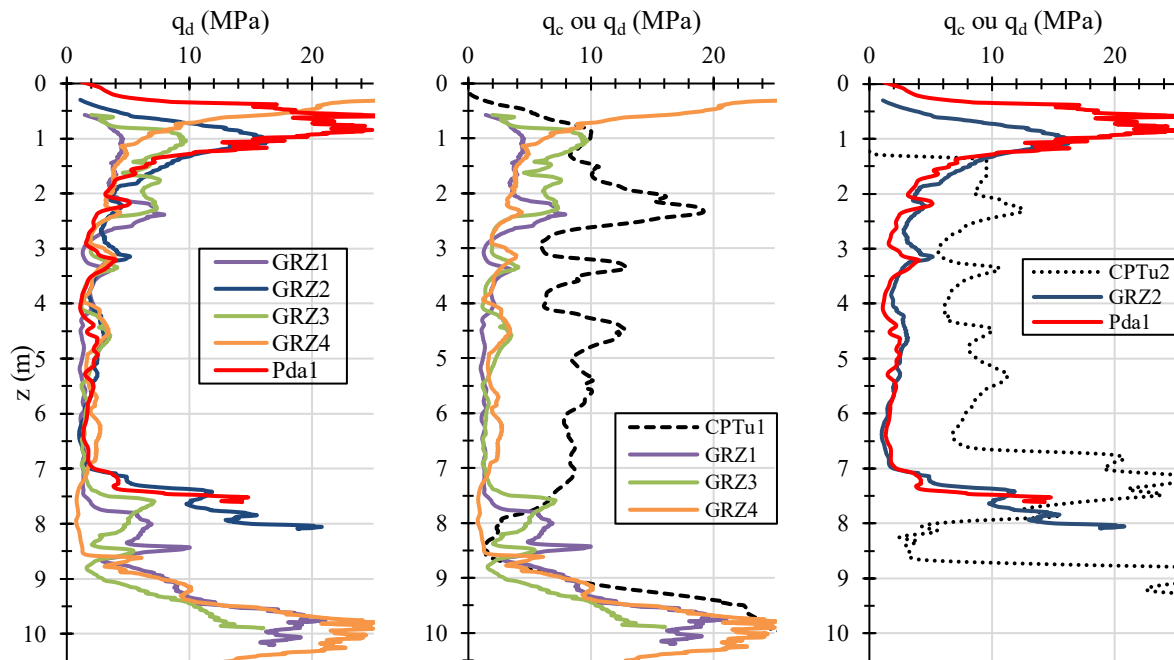


Figure E-3. Résultats des sondages au pénétromètre dynamique lourd (GRZ1 à GRZ4) et au pénétromètre dynamique léger (pda1). A gauche : tous les sondages. Au milieu : zone sud-ouest. A droite : zone nord-est.

La Figure E-4 rassemble les résultats des sondages pressiométriques issu de la campagne de 2019 et le sondage issu de la campagne de 2021. Les valeurs de pressions limites calculées sur les différents sondages pressiométriques sont très proches. C'est aussi le cas pour les modules jusqu'à 6 m de profondeur. Entre 6 m et 8 m de profondeur on obtient des modules plus élevés pour le sondage 21-SP1 qui concorde avec l'augmentation de q_c observée sur le sondage CPTu1 et sur les sondages au pénétromètre dynamique adjacents (PDA1 et GRZ2). Pour cette raison, nous n'avons pas inclus les sondages de 2019 dans notre interprétation.

Concernant la couche comprise entre 3 et 6 m de profondeur, le ratio moyen q_t/p_{IM}^* de 7,7 est cohérent avec ce que l'on peut trouver dans la bibliographie pour un sable pur (Baguelin et al., 1978; Briaud, 1992; Cassan, 1978; Van Vambecke, 1962). Il en est de même pour le ratio E_M/q_t égal à 0,8.

En agglomérant les essais issus de la campagne de 2019 à celle de 2021, on obtient un module moyen plus faible (7,4 MPa pour 16 mesures) et une pression limite inchangée (1,22 MPa pour 15 mesures). Étant donné les variabilités latérales des modules pressiométriques, on ne basera notre interprétation que sur les essais de la campagne de 2021.

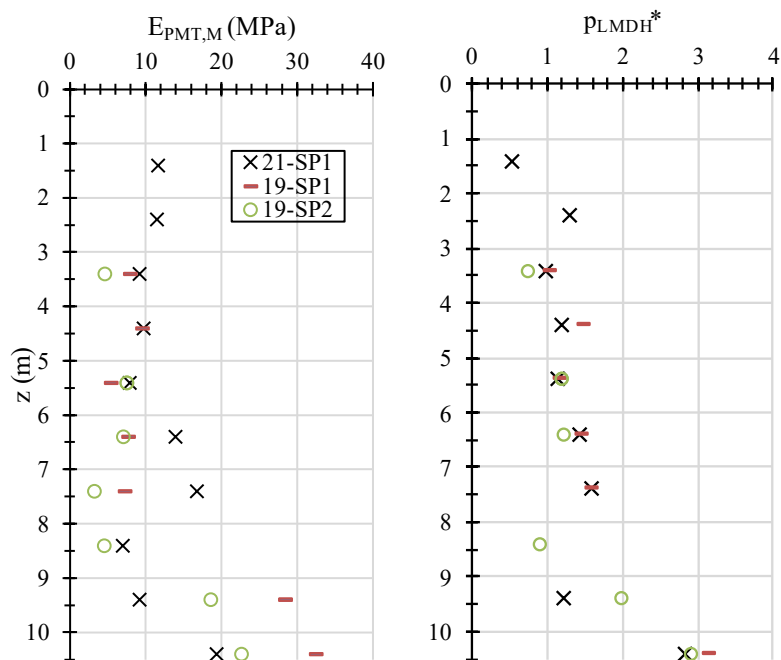


Figure E-4. Résultats des sondages pressiométriques 2021 (21-SP1) et 2019 (19-SP1 et 19-SP2).

Annexe F: Essais in situ : Le Thor – Compléments

Nous rassemblons ici les compléments et annexes de l'étude du site du Thor (cf. §II.3.1).

F.1. Contexte géotechnique

La Figure F-1 montre les principaux résultats de l'étude Fondasol G1. Ils mettent en évidence une couche superficielle de 4 m d'épaisseur dont les propriétés mécaniques sont très faibles ($E_M \sim 1-2$ MPa, $p_l^* \sim 0,2$ MPa, $q_d < 5$ MPa) reposant sur une couche de grave sableuse aux caractéristiques mécaniques élevées ($E_M > 50$ MPa, $p_l^* > 5$ MPa, $q_d > 30$ MPa).

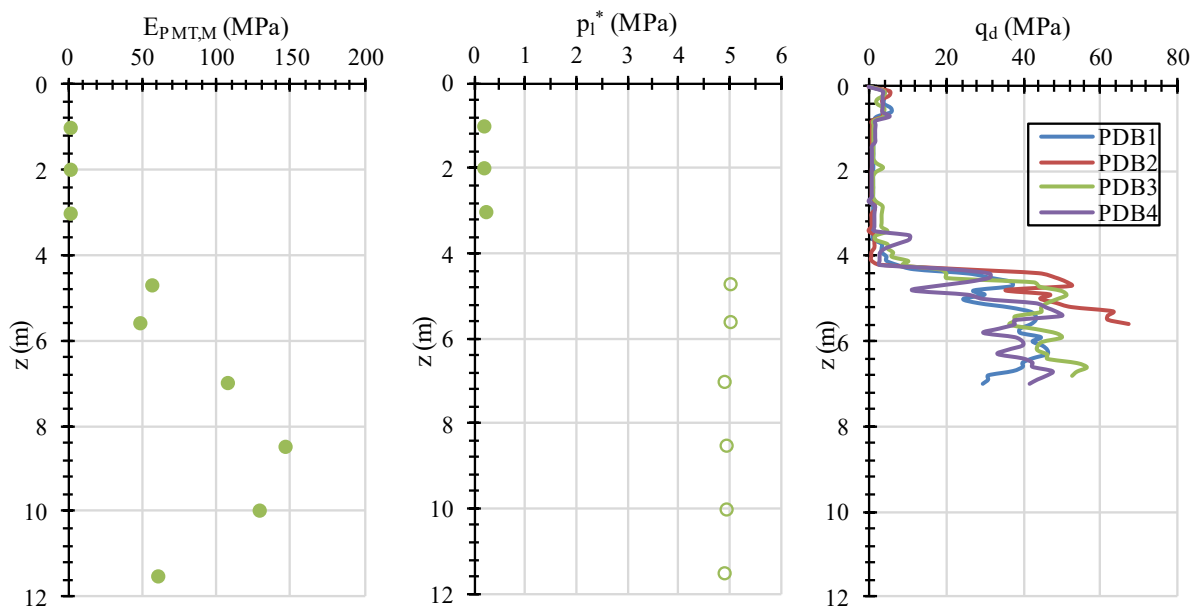


Figure F-1. Résultats de la mission G2 AVP. A gauche et au milieu : sondage pressiométrique SP1. A droite : essais au PDB.

F.2. Plan d'implantation

Le plan d'implantation de nos sondages réalisés dans le cadre de ce projet de recherche est présenté sur la Figure F-2. Le sondage SP1 est le sondage réalisé par l'équipe Fondasol dans le cadre de la mission G1.



Figure F-2. Plan d'implantation, Le Thor (84).

F.3. Résultats des investigations de références

La Figure F-3 synthétise les paramètres pressiométriques mesurés en fonction de la profondeur. On observe une répétabilité relativement bonne étant donné les caractéristiques mécaniques très faibles de ce matériau. De manière générale, les paramètres pressiométriques mesurés sont très faibles avec un module compris entre 1 et 3 MPa et une pression limite corrigée comprise entre 0,1 et 0,3 MPa. Les rapport E_M/p_i^* sont très variables et assez élevés pour ce type de sol fin. La différence de mode de pilotage ne semble pas avoir d'impact sur les paramètres mesurés.

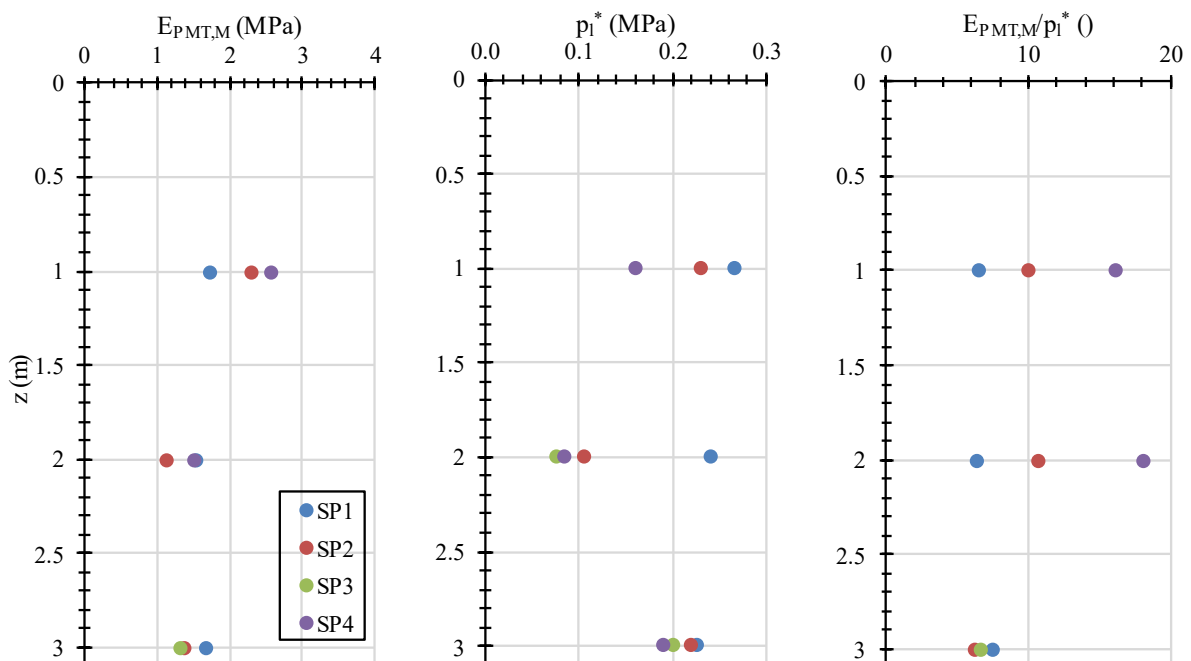


Figure F-3. Résultats des sondages pressiométriques.

Le résultat des essais au scissomètre sont présentés sur la Figure F-4. Les marques blanches représentent les essais qui n'ont pas pu être menés jusqu'à la rupture. Pour la majorité des essais, la cohésion remaniée était trop faible et n'a donc pas pu être mesurée. Entre 0,6 m et 2,2 m de profondeur, la cohésion non drainée S_u est globalement faible voire très faible ($7 < S_u < 65$ kPa). Au-delà de cette profondeur, $S_u \geq 65$ kPa.

Pour comparaison avec la pression limite, la relation [III.45] a été utilisée avec $a=12$ et $b=5,5$ ($p_1^* < 0,3$ MPa). Il apparaît que cette relation de corrélation surestime ici globalement la cohésion non drainée du sol avec une variabilité assez importante. Cependant, les essais pressiométriques ont été réalisés à des profondeurs auxquelles on observe une forte variabilité de S_u et q_d par rapport à la hauteur de la cellule de mesure. De plus, la résistance propre de la gaine a probablement une forte influence sur la précision des mesures pressiométriques pour cette gamme de pressions limites. D'un autre côté, il faut rappeler que la mesure S_u du scissomètre se base sur l'hypothèse d'un matériau purement cohérent ce qui est discutable pour ce matériau étant données les caractéristiques granulométriques mesurées, et plus particulièrement à 1 m de profondeur.

L'évolution du paramètre S_u avec la profondeur est cohérente avec celle de la résistance de pointe q_d mesurée au pénétromètre dynamique qui est globalement faible ($q_d < 5$ MPa) et qui passe aussi par un minimum vers 1,5-1,8 m de profondeur. Quant au ratio q_d/S_u , il est grossièrement compris entre 20 (entre 0,5 et 1,8 m de profondeur) et 40 (entre 1,8 m et 2,5 m de profondeur). Cette dernière valeur semble importante en comparaison avec la littérature qui l'encadre plutôt entre 11 et 20 (Gourvès and Barjot, 1995; Zhou, 1997).

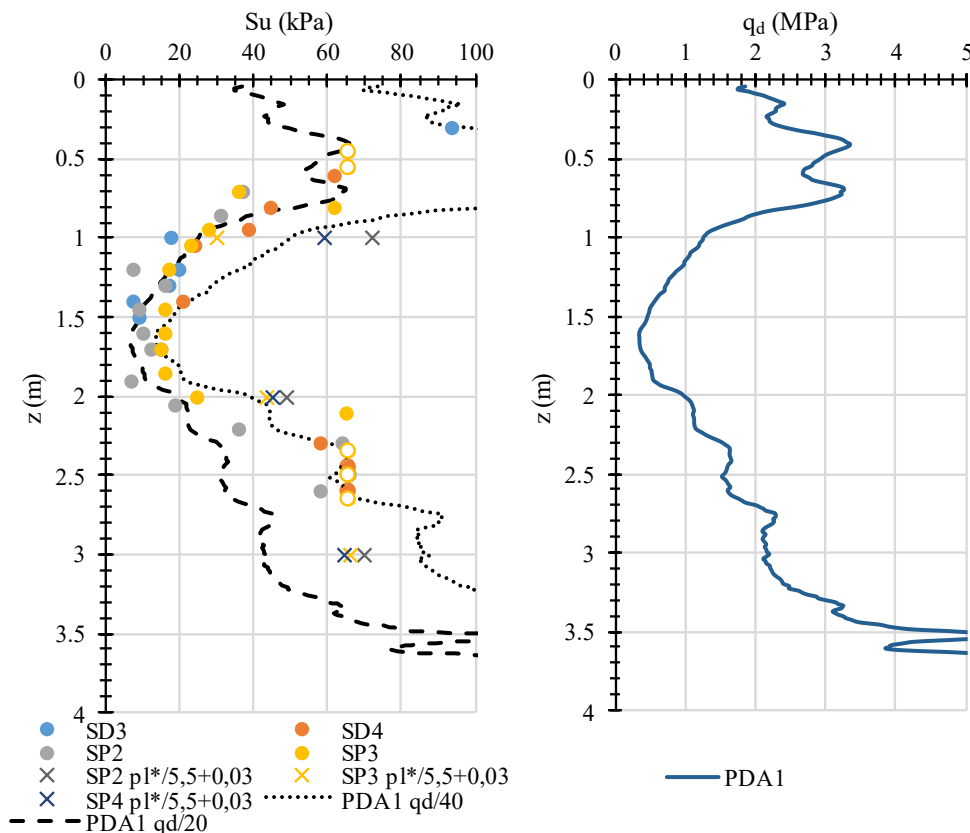


Figure F-4. Résultats des essais scissométriques et pénétrométriques.

