



**HAL**  
open science

# Interprétation de l'essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique

Caroline Forestti Oliveira

► **To cite this version:**

Caroline Forestti Oliveira. Interprétation de l'essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique. Génie civil. Université Clermont Auvergne, 2022. Français. NNT: 2022UC-FAC022 . tel-03919821

**HAL Id: tel-03919821**

**<https://theses.hal.science/tel-03919821v1>**

Submitted on 3 Jan 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.

# UNIVERSITÉ CLERMONT AUVERGNE

ÉCOLE DOCTORALE

SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT-FERRAND

## THÈSE

Présentée par

**Caroline FORESTTI OLIVEIRA**

Pour obtenir le grade de

**DOCTEUR D'UNIVERSITÉ**

**SPECIALITÉ : GÉNIE CIVIL**

## **INTERPRETATION DE L'ESSAI DE CHARGEMENT DYNAMIQUE EN POINTE PENETROMETRIQUE**

Soutenue publiquement le jeudi 7 juillet 2022 devant le jury :

<b>M. Philippe Reiffsteck</b>	Université Gustave Eiffel	Examineur & Président
<b>Mme. Cristina de H. Cavalcanti Tsuha</b>	Universidade de São Paulo (Brésil)	Rapporteur
<b>M. Bernardo Caicedo Hormaza</b>	Universidad de los Andes (Colombie)	Rapporteur
<b>M. Christophe Dano</b>	Université Grenoble Alpes	Examineur
<b>M. Miguel Angel Benz Navarrete</b>	Sol Solution	Examineur
<b>M. Quoc Anh Tran</b>	Sol Solution	Invité
<b>M. Pierre Breul</b>	Institut Pascal, Université Clermont Auvergne	Directeur
<b>M. Bastien Chevalier</b>	Institut Pascal, Université Clermont Auvergne	Encadrant

# REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail.

Je remercie chaleureusement Monsieur Philippe REIFFSTECK pour son accompagnement externe depuis les premières années de ce travail et pour avoir accepté de présider le jury de ma soutenance de thèse. Merci bien entendu aux rapporteurs, Madame Cristina de HOLLANDA CAVALCANTI TSUHA et Monsieur Bernardo CAICEDO HORMAZA, pour avoir pris le temps de décortiquer ce manuscrit et pour leurs précieux commentaires. Mes remerciements vont également à Monsieur Christophe DANO d'avoir accepté de contribuer à ce travail en tant qu'examineur, merci pour les corrections.

Mes sincères remerciements à Monsieur Pierre BREUL pour avoir accepté d'assurer la direction et le suivi de cette thèse. J'adresse également mes plus sincères remerciements à mon encadrant Monsieur Bastien CHEVALIER pour son accompagnement et sa disponibilité tout au long de ce travail. Je remercie également Monsieur Claude BACCONNET qui n'a pas pu accompagner ce travail jusqu'à la fin mais dont la gentillesse et la pédagogie m'ont marqué dès nos premiers échanges.

Ce travail a été réalisé au sein du Laboratoire Institut Pascal mais aussi au sein de la société Sol Solution. Je remercie le comité de direction de Sol Solution et notamment la directrice Madame Anne-Sophie VERET pour les efforts et l'investissement que la société consacre à la R&Di. Je remercie vivement Monsieur Miguel Angel BENZ NAVARRETE, responsable du service Recherche et Innovation à Sol Solution, pour l'opportunité de faire ce doctorat. Merci pour son dévouement au bon déroulement de cette thèse et pour ses conseils, nombreux et avisés.

J'adresse également mes plus sincères remerciements à Monsieur Quoc Anh TRAN pour sa disponibilité et ses encouragements. Je remercie par ailleurs tout le personnel de la société Sol Solution et particulièrement mes collègues du service R&Di.

Je remercie profondément mes amis de laboratoire pour leur accueil, leur soutien et leur bonne humeur qui ont été essentiels dans les moments difficiles. Rime, Hichem, Khaled, Arthur, Mohamed, Nhat Tung : un immense merci à vous.

Merci au personnel technique de l'Institut Pascal pour leur aide lors de la réalisation des essais, en particulier à Monsieur Gael GODI. Également, un grand merci à Monsieur Huy TRAN, Ingénieur Docteur à *Itasca Consultants*, pour sa patience et son efficace collaboration sur les aspects numériques.

Sans oublier le début de cette histoire, je remercie Monsieur Patricio PIREs de m'avoir fait découvrir la géotechnique et de m'avoir toujours encouragé depuis la fin de mon cycle ingénieur.

Je tiens à remercier mes grands amis qui même loin se sont fait toujours présents et dont le soutien a été fondamental. Je pense particulièrement à Pedro, Ewerton, Yasmin et Bruna. Un grand merci à Joao qui n'a jamais douté. Je ne te remercierai jamais assez.

Enfin, mes plus grands remerciements à ma famille et à mes parents pour leur soutien infaillible. Vos efforts constants et sans cesse m'ont mené jusqu'ici : *muito obrigada* !

# RESUME

La caractérisation de sols est une condition indispensable pour le dimensionnement des fondations. Au niveau mondial, les travaux de caractérisation, dont l'objectif est de fournir les paramètres du sol permettant d'adapter l'ouvrage au terrain, sont souvent basés sur la réalisation d'essais *in situ*. Toutefois, la plupart des essais géotechniques *in situ* ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol. De plus, la plupart de ces méthodes ne permettent pas d'avoir une caractérisation des sols de surface avec grande résolution et à faible coût.

L'essai de chargement dynamique en pointe (DCLT) réalisé au pénétromètre léger instrumenté PANDA 3® permet d'obtenir des signaux de force, de vitesse et de déplacement au niveau de la pointe au cours de la pénétration. L'essai DCLT permet ainsi d'obtenir une courbe de chargement dynamique du sol lors de la pénétration : la courbe DCLT. Le caractère dynamique et transitoire de cette technique, rend possible l'application des méthodes d'analyse intégrant différentes approches (e.g. essais de choc, modèles analytiques d'interaction sol-pointe).

L'essai DCLT étant assimilable à un essai de choc, l'exploitation des signaux de force et de vitesse lors des premiers instants suivant l'impact permet ainsi d'étudier le comportement à faibles déformations et d'en déduire une mesure de vitesse d'ondes du sol. Par ailleurs, du fait de la sollicitation, de la géométrie et des conditions aux limites, l'essai est similaire également à l'essai de chargement dynamique de pieu, où la réponse du sol en pointe est exprimée à l'aide d'un modèle d'interaction. Actuellement, un modèle d'interaction de type masse-ressort-amortisseur est le plus souvent appliqué pour exploiter ce type d'essai. Toutefois, celui-ci ne permet pas de traduire correctement le phénomène, ni d'accéder à des paramètres d'usage courant en géotechnique (e.g. paramètres effort-déformation). C'est pourquoi, il s'avère nécessaire d'appliquer une méthodologie d'interprétation basée sur un modèle d'interaction plus réaliste et alimenté par les paramètres caractérisant le comportement du sol déterminé lors de l'essai. Cela constitue le principal objectif de ce travail de thèse.

Pour ce faire, une étude expérimentale en laboratoire a été effectuée sur des sables propres de référence. Ceci afin d'évaluer les différentes méthodes d'interprétation existantes et de tester l'application d'un modèle d'interaction propre à l'essai. Cette étude expérimentale, basée sur la réalisation d'essais de chargement dynamique et statique en chambre d'étalonnage, a permis de démontrer que les courbes DCLT sont qualitativement comparables aux courbes d'essais statiques. Pour compléter l'étude expérimentale, un modèle numérique en différences finies a été conçu afin de simuler l'essai DCLT. Ce modèle a permis de confirmer les constatations expérimentales et d'investiguer l'influence de différents paramètres. L'analyse des courbes DCLT numériques a permis de vérifier les méthodes d'obtention des paramètres de résistance et de déformation intégrant la méthodologie proposée.

Finalement, l'application de la méthodologie d'interprétation des résultats d'essais DCLT est illustrée *in situ* sur un site sableux. Les résultats DCLT obtenus sont comparés à ceux issus des différentes méthodes d'investigation.

---

**Mots-clés** : reconnaissance de sol – pénétromètre dynamique – courbe de chargement dynamique en pointe – paramètres effort-déformation – modélisation numérique en différences finies.

# ABSTRACT

Shallow soil characterisation is key to foundation design in civil engineering. Worldwide, characterisation campaigns based on *in situ* tests are performed providing soil parameters necessary to adapt buildings to the field conditions. In fact, most of them are not able to combine high data resolution and affordable pricing when it comes to characterisation of shallow layers. Moreover, currently, most *in situ* geotechnical tests are not able to directly determine stress-strain parameters of the soil.

Dynamic cone loading test (DCLT) performed with lightweight instrumented penetrometer PANDA 3® allows force, velocity and displacement signals to be recorded during penetration. Hence, through DCLT test it is possible to obtain a dynamic loading curve of the soil: the DCLT curve. Dynamic and transient aspects of the solicitation enable the application of multiple interpretation approaches (e.g. shock tests, soil base interaction models).

Due to DCLT's similarity to a shock test, an analysis of the soil's force and velocity signals within the first instants after the impact is possible. This allows the study of soil's small-strain behaviour and a wave velocity value deduction. Furthermore, the type of solicitation, geometry and boundary conditions are similar to the ones of a dynamic pile loading test. Thus, soil's tip response can be interpreted by means of an interaction model. Currently, a mass-spring-damper type interaction model is most often applied to exploit this type of test. However, this model is not capable of correctly translate the phenomenon nor to access parameters commonly used in geotechnics (e.g. stress-strain parameters). Hence, it is necessary to apply an interpretation methodology based on a more realistic interaction model that takes as input soil's behaviour parameters determined during this test. This is the main objective of this thesis.

In order to do so, a series of laboratory test was carried out with clean reference sands in order to compare different interpretation methods, and to evaluate a new interaction model. These tests performed in a calibration chamber have also shown that DCLT curves are qualitatively comparable to static loading curves. To complete the experimental study, a finite difference numerical model was developed. Numerical simulations of DCLT test allow to confirm the experimental findings and to investigate the influence of a couple of parameters. Through analysis of numerical DCLT curves, it was possible to verify the methods to determine resistance and deformation parameters applied in this methodology.

Finally, the proposed interpretation methodology is illustrated using *in situ* data from a sandy experimental site. The DCLT results are compared to those obtained from other investigation methods.

---

**Keywords:** *soil characterisation - dynamic penetrometer – dynamic cone loading curve – soil's stress-strain parameters – finite difference numerical modelling.*

# RESUMO

A caracterização do solo é um elemento indispensável para a elaboração do projeto de fundações. A nível mundial, as campanhas de reconhecimento, que os fornecem parâmetros do solo necessários para adaptar a estrutura ao terreno, baseiam-se em ensaios de campo. Entretanto, a maioria dos ensaios geotécnicos de campo não permitem a identificação direta dos parâmetros de comportamento das camadas de solo. Além disso, a maioria desses métodos não permite a caracterização com alta resolução e baixo custo dos solos de superfície.

O ensaio de carregamento dinâmico do cone (DCLT) realizado com o penetrômetro leve instrumentado PANDA 3® permite obter sinais de força, velocidade e deslocamento na ponta durante a penetração. Logo, o ensaio DCLT possibilita a obtenção da curva de carregamento dinâmico do solo durante a penetração: a curva DCLT. Devido à natureza dinâmica e transitória do ensaio, é possível aplicar métodos de análise baseados em diferentes abordagens (e.g. ensaio de impacto, modelos analíticos de interação entre o solo e a ponta).

Por um lado, como o ensaio DCLT é semelhante a um ensaio de impacto, a interpretação dos sinais de força e de velocidade durante os primeiros instantes após o impacto permite analisar o comportamento em pequenas deformações e deduzir um valor de velocidade de propagação das ondas no sol. Além disso, visto que as condições de carga, geometria e condições de contorno são semelhantes a um ensaio de carga dinâmica de estacas, a reação de ponta pode ser expressa por meio dos modelos de interação. Atualmente, um modelo de interação massa-mola-amortecedor é o mais usado para interpretar o ensaio. Entretanto, este modelo não permite que o fenômeno seja traduzido corretamente, nem permite determinar os parâmetros comumente usados em geotecnia (por exemplo, parâmetros de tensão-deformação). Portanto, é necessário aplicar uma metodologia de interpretação baseada em um modelo de interação mais realista e alimentado pelos parâmetros que caracterizam o comportamento do solo determinados durante o ensaio. Este constitui o principal objetivo desse trabalho.

Para isto, foi realizado um estudo experimental em laboratório com areias limpas de referência. Isto foi feito a fim de avaliar os diferentes métodos de interpretação existentes e testar a aplicação de um modelo de interação específico para o ensaio. Este estudo experimental, baseado em ensaio de carregamento dinâmico e estático em uma câmara de calibração, demonstrou que as curvas do DCLT são qualitativamente comparáveis às curvas de carregamento estático. Para complementar o estudo experimental, um modelo numérico de diferenças finitas foi desenvolvido para simular o ensaio DCLT. Este modelo numérico confirmou os resultados experimentais e possibilitou a investigação da influência de diversos parâmetros nos resultados obtidos. A análise das curvas numéricas DCLT permitiu verificar os métodos de obtenção dos parâmetros de força e deformação adotados pela metodologia proposta.

Finalmente, a aplicação da metodologia para a interpretação dos resultados do DCLT é ilustrada em campo em um terreno modelo arenoso. Os resultados do DCLT obtidos são comparados aos obtidos a partir de outros métodos de investigação.

---

**Palavras-chave:** *caracterização do solo – penetrômetro dinâmico – curva de carregamento dinâmico do cone – parâmetros de comportamento – modelagem numérica em diferenças finitas.*

# PREAMBULE

Cette thèse a été réalisée au travers d'un partenariat mis en place par le dispositif Convention Industrielle de Formation par la Recherche (CIFRE) créée par l'Agence Nationale de la Recherche et Technologie (ANRT). Ceci permet aux acteurs des secteurs public et privé de collaborer dans des projets de recherche innovants. Dans le cadre de ce travail de thèse, le partenariat (N° 2018/1627) se fait entre le Laboratoire Institut Pascal de Clermont-Ferrand et la société Sol Solution à Riom.

Depuis une trentaine d'années, le bureau d'études Sol Solution conçoit, développe et commercialise des produits innovants dans le domaine de la reconnaissance géotechnique des sols. Le pénétromètre PANDA<sup>1</sup>, produit phare et pierre angulaire de l'entreprise est un pénétromètre dynamique à énergie variable permettant d'une part de contrôler la qualité du compactage des ouvrages en terre et d'autre part de réaliser des essais de reconnaissance géotechnique pour l'identification de formations superficielles des sols.

Le service de recherche et développement interne à l'entreprise assure l'évolution des procédés et des appareils afin d'apporter des solutions innovantes dans le domaine de la géotechnique. Au sein de ce service, une dizaine de thèses ont été réalisées, parmi elles les thèses réalisées par M. Miguel Angel Benz Navarrete et par M. Esteban Julio Escobar Valencia aboutissant à la création des nouveaux pénétromètres : le pénétromètre léger PANDA 3® et le pénétromètre lourd Grizzly 3®.

Autour de la conception de ces appareils et de l'exploitation de leurs données, Sol Solution a lancé ce travail de thèse ainsi que, parallèlement, le projet FUI EMeRG3r. Le projet FUI EMeRG3r englobe d'autres travaux de thèse ainsi que des campagnes expérimentales menées par Sol Solution et ses partenaires.

Inscrit dans ce contexte, le présent travail a pour but principal de proposer une méthodologie d'interprétation de l'essai de chargement dynamique en pointe réalisés avec les appareils PANDA 3® et Grizzly 3® afin de remonter aux paramètres caractérisant le comportement du sol. En plus de ce mémoire synthétisant les travaux menés au cours des trois dernières années, ce travail a donné lieu à quatre communications dans des conférences.

---

<sup>1</sup> Acronyme pour Pénétromètre Autonome Numérique Assisté par Ordinateur

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>16</b>
<b>I           Etat de l'art.....</b>	<b>19</b>
<b>I.1 L'essai de pénétration .....</b>	<b>20</b>
<b>I.1.1 Introduction.....</b>	<b>20</b>
<b>I.1.2 Essai de pénétration statique au cône .....</b>	<b>21</b>
<b>I.1.3 Essai de pénétration dynamique .....</b>	<b>22</b>
<i>I.1.3.1 Essai de pénétration dynamique .....</i>	<i>22</i>
<i>I.1.3.2 Essai de pénétration au carottier.....</i>	<i>25</i>
<i>I.1.3.3 PANDA® : pénétromètre léger instrumenté à énergie variable.....</i>	<i>27</i>
<b>I.1.4 Bilan 30</b>	
<b>I.2 Instrumentation et exploitation des essais de chargement.....</b>	<b>31</b>
<b>I.2.1 Introduction.....</b>	<b>31</b>
<b>I.2.2 Essai de chargement en pointe pénétrométrique.....</b>	<b>31</b>
<b>I.2.3 Essais dynamiques instrumentés.....</b>	<b>35</b>
<i>I.2.3.1 L'impact et l'onde de compression .....</i>	<i>36</i>
<i>I.2.3.2 La propagation unidimensionnelle d'ondes longitudinales.....</i>	<i>37</i>
<i>I.2.3.3 Application à l'essai de chargement dynamique de pieux .....</i>	<i>40</i>
<i>I.2.3.4 Application au cas du SPT.....</i>	<i>43</i>
<b>I.2.4 Essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique .....</b>	<b>48</b>
<b>I.2.5 Bilan 53</b>	
<b>I.3 Modélisation et interprétation des essais de chargement en pointe .....</b>	<b>55</b>
<b>I.3.1 Introduction.....</b>	<b>55</b>
<b>I.3.2 Modèles d'interaction sol-pointe .....</b>	<b>56</b>
<i>I.3.2.1 Modèle de (Smith 1960).....</i>	<i>58</i>
<i>I.3.2.2 Modèle de Lysmer (1965) .....</i>	<i>59</i>
<i>I.3.2.3 Modèle de (Loukidis et al. 2008; Salgado et al. 2015).....</i>	<i>61</i>
<i>I.3.2.4 Bilan des modèles d'interaction en pointe .....</i>	<i>64</i>
<b>I.3.3 Détermination des paramètres de déformabilité à partir des essais de chargement.....</b>	<b>65</b>
<i>I.3.3.1 Paramètres de déformabilité à faibles déformations : approche appliquée aux essais de choc .....</i>	<i>66</i>
<i>I.3.3.2 Obtention du module à partir des courbes de chargement.....</i>	<i>69</i>
<b>I.3.4 Détermination de la résistance ultime à partir des essais de chargement .....</b>	<b>70</b>
<i>I.3.4.1 Critères appliqués aux essais de chargement statique.....</i>	<i>70</i>
<i>I.3.4.2 Détermination de la résistance ultime à l'aide des pénétromètres dynamiques.....</i>	<i>72</i>
<b>I.3.5 Détermination de la résistance au cisaillement des sables .....</b>	<b>76</b>
<i>I.3.5.1 Analyse inverse de la théorie de l'expansion de cavité (Salgado and Prezzi 2007).....</i>	<i>77</i>
<i>I.3.5.2 Analyse inverse de la théorie de la capacité portante (Robertson 2009; Robertson and Campanella 1983) .....</i>	<i>78</i>



I.3.6 Bilan 79	
I.4 Conclusions et méthodologie proposée .....	80
<b>II Etude expérimentale .....</b>	<b>83</b>
II.1 Essais de chargement DCLT en chambre d'étalonnage .....	84
II.1.1 Introduction.....	84
II.1.2 Présentation des matériaux utilisés .....	84
II.1.2.1 Etude du comportement des sables à l'appareil triaxial.....	87
II.1.3 Essai de chargement en chambre d'étalonnage.....	94
II.1.3.1 Essais DCLT et CLT .....	95
II.1.3.2 Essais DCLT en chambre d'étalonnage $K_0$ .....	98
II.1.4 Bilan100	
II.2 Analyse des résultats .....	102
II.2.1 Introduction.....	102
II.2.2 Etude de sensibilité .....	103
II.2.3 Comparatifs DCLT- CLT .....	104
II.2.4 Détermination de la résistance ultime à partir des courbes de chargement .....	110
I.1.1.1 Interprétation de la résistance ultime : obtention des paramètres de rupture.....	112
I.1.1.2 Proposition des corrélations pour l'essai DCLT .....	113
II.2.4.1 Comparaison des valeurs de vitesse d'ondes estimées à partir de l'essai DCLT avec des valeurs expérimentales.....	116
II.2.5 Détermination des modules à partir de la raideur des courbes DCLT .....	118
II.2.6 Validation du modèle d'interaction : comparaison entre les courbes CLT et les courbes CLT estimées à l'aide du modèle d'interaction.....	119
II.2.7 Bilan123	
<b>III Etude numérique .....</b>	<b>124</b>
III.1 Etat de l'art : modélisation numérique de la pénétration .....	126
III.1.1 Introduction.....	126
III.1.1.1 Approche par la méthode des éléments discrets.....	126
III.1.1.2 Approche milieu continu.....	128
III.1.2 Bilan.....	131
III.2 Mise au point du modèle numérique .....	133
III.2.1 Méthode des différentes finies et bref aperçu du code.....	133
III.2.2 Développement du modèle.....	134
III.2.2.1 Géométrie, conditions aux limites et conditions initiales .....	134
III.2.2.2 Interface.....	137
III.2.2.3 Sollicitation.....	139
III.2.2.4 Validation de la technique de mesure de l'essai DCLT.....	146
III.2.3 Vérification du modèle de comportement du sol.....	149
III.2.4 Bilan.....	152
III.3 Résultats de la modélisation numérique.....	154

III.3.1	Résistance ultime : vérification numérique de la méthode UPM .....	154
III.3.2	Analyse inverse des courbes DCLT : vérification numérique de l'obtention du module 155	
III.3.3	Analyse inverse des courbes DCLT : vérification numérique de la méthode d'obtention de la vitesse d'ondes .....	158
III.3.4	Bilan .....	160
III.4	Conclusions .....	161
<b>IV</b>	<b>Proposition d'une méthodologie d'interprétation de l'essai DCLT</b> <b>163</b>	
IV.1	Présentation de la méthodologie d'interprétation.....	164
IV.2	Application in situ .....	166
IV.2.1	Présentation du site et de la campagne d'essais .....	166
IV.2.2	Caractérisation en laboratoire .....	168
IV.2.2.1	<i>Analyse granulométrique, sensibilité à l'eau et densité maximale</i> .....	168
IV.2.2.2	<i>Essais de cisaillement à l'appareil triaxial</i> .....	168
IV.2.2.3	<i>Essais de calibration Panda – Détermination de la relation <math>\gamma_d = f(q_d)</math></i> .....	170
IV.2.3	Synthèse des résultats d'essais in situ .....	171
IV.2.3.1	<i>Sondages géotechniques et géophysiques</i> .....	171
IV.2.3.2	<i>Récapitulatif – Modèle du terrain</i> .....	174
IV.2.4	Essais de chargement DCLT au Panda 3 .....	175
IV.2.4.1	<i>Résultats obtenus</i> .....	175
IV.2.4.2	<i>Récapitulatif des essais DCLT</i> .....	179
IV.3	Analyse des résultats.....	179
IV.3.1	Détermination de la résistance.....	179
IV.3.2	Estimation de la vitesse d'ondes.....	181
IV.3.3	Détermination des modules.....	182
IV.3.4	Courbes DCLT et estimation des courbes statiques in situ .....	184
IV.	Conclusions .....	186
	<b>CONCLUSION FINALE ET PERSPECTIVES .....</b>	<b>187</b>
	<b>ANNEXES .....</b>	<b>207</b>
V.1.	Résultats triaxiaux.....	208
V.2.	Résultats DCLT <i>in situ</i> .....	213
V.3.	Profils pressiométriques.....	218

## LISTE DE FIGURES

Figure I.1. (a) Le pénétromètre hollandais, capable d'atteindre une capacité de 10 T (Sanglerat 1972), (b) CPT monté sur un camion (capacité de 20 T).....	21
Figure I.2 (a) Exemple de pénétromètre dynamique lourd DPSH et (b) exemple de DCP.....	24
Figure I.3. (a) Schéma de l'appareillage de l'essai de pénétration au carottier (AFNOR 1991), (b) exécution de l'essai SPT au Brésil (Clayton 1990) et (c) exemple de profil issu du SPT à Bauru (Brésil) (Lukiantchuki et al. 2017).....	26
Figure I.4. Principe du pénétromètre dynamique léger à énergie variable Panda : (a) première version de l'appareil et (b) version actuelle.....	27
Figure I.5. Pénétromètre dynamique léger à énergie variable Panda : (a) Exécution de l'essai et (b) exemple de pénétrogramme obtenu in-situ avec l'appareil .....	28
Figure I.6. (a) Principe de l'essai CLT (b) Courbe CLT et modèle hyperbolique appliqué par (Arbaoui 2003) .....	32
Figure I.7. Schéma représentant de l'action de la masse frappante (mouton) dans le train de tige (modifié de (Schnaid 2008)).....	36
Figure I.8. Effet de correction de l'indice $N_{SPT}$ (Robertson et al. 1983) .....	44
Figure I.9. Schéma de l'allure typique de la relation entre coefficient d'efficacité de battage et la longueur du train de tiges (Aoki and Cintra 2000) .....	45
Figure I.10. (a) Schéma de l'appareillage utilisé et (b) exemple des grandeurs mesurées : force en pointe en fonction du déplacement en pointe (Chen 1991) et (c) exemple des grandeurs estimées : force en pointe en fonction du déplacement pour une roche tendre in situ (Goble and Aboumatar 1994).....	47
Figure I.11. (a) Pénétromètre dynamique Panda 3® exécution de l'essai in situ et (b) description de composants du pénétromètre et (c) Exemple de signaux brutes obtenus : force $F(t)$ , accélération $a(t)$ et déplacement $s(t)$ .....	49
Figure I.12. Exemple de signaux pour le sable d'Allier dense : (a) force $F(t)$ et produit de vitesse et impédance $Zv(t)$ dans le point de mesure, (b) Ondes découplées : onde incidente $F_i(t)$ et onde réfléchie $F_r(t)$ , (c) Signaux calculés en pointe : vitesse $v_p(t)$ , déplacement $s_p(t)$ et (d) contrainte en pointe $q_d(t)$ avec un zoom pour l'intervalle entre 8 ms and 24 ms (Benz Navarrete et al. 2021).....	51
Figure I.13. Courbes DCLT obtenues à partir de la méthode présentée pour différents matériaux (a) béton, (b) bois, (c) argile sableuse et (d) sable (Benz Navarrete et al. 2021) .....	52
Figure I.14. Représentation du système ressort-amortisseur adopté par les modèles d'interaction : (a) cas des pieux et (b) cas de l'essai DCLT (modifié d'après (Salgado et al. 2015)) .....	56
Figure I.15. Mécanismes de la réaction du sol (a) en pointe et (b) le long du fût (latéralement) (Loukidis, Salgado, and Abou-Jaoude 2008) .....	57
Figure I.16. Représentation du système adopté par le modèle de (Smith 1960) .....	58
Figure I.17. Représentation du système adopté par le modèle de (Lysmer 1965).....	60
Figure I.18. Schéma de l'effet de l'augmentation de la raideur $K_{b,Lys}$ avec la profondeur (modifié de Whitman & Richart, 1969).....	61
Figure I.19. Etude paramétrique sur l'évolution du coefficient d'encastrement $D_f$ pour un chargement statique : (a) modèle numérique conçu à l'aide de FLAC <sup>2D</sup> et résultats numériques montrant l'évolution de $D_f$ en fonction du ratio d'encastrement $z/D$ .....	63
Figure I.20. Représentation du système adopté par le modèle de (Lysmer 1965).....	64

Figure I.21. Conservation de la masse lors du passage d'onde de choc.....	66
Figure I.22. Diagramme présentant le principe d'obtention de $c_p^{DCLT}$ : (a) signaux de force incidente et réfléchie et (b) polaire de choc.....	68
Figure I.23. Allure typique de la résistance latérale et de la résistance en pointe des pieux.....	71
Figure I.24. Représentation graphique de la résistance en fonction du déplacement selon l'approche de (Paikoswsky et Chernauskas, 1992) (Eq. I.100).....	73
Figure I.25. Exemple de résultats d'un essai de chargement rapide de pieu : (a) courbe charge-déplacement et (b) signaux de force, de déplacement et de vitesse identifiant l'instant $t_{w,max}$ où la vitesse est nulle (déplacement maximal) (Hölscher et al. 2012).....	75
Figure I.26. Représentation graphique de l'application de l'Eq. I.105 à une courbe DCLT (courbe DCLT pour le sable d'Hostun sec moyennement dense) .....	76
Figure I.27. Méthode d'obtention de la résistance ultime proposée par (Aussedat 1970).....	76
Figure I.28. Schéma de la méthodologie proposée pour exploitation de l'essai DCLT .....	82
Figure II.1. (a) courbes granulométriques des sables étudiés et (b) vues au microscope électronique à balayage des matériaux : en haut, SF et en bas, SH (Andria-Ntoanina 2011).....	85
Figure II.2. Essais triaxiaux - exemple de résultat le sable d'Hostun (SHM3Ci) : (a) déviateur q en fonction de déformation axiale $\varepsilon_1$ , (b) diagramme p'-q (c) variation volumique $\varepsilon_v$ en fonction de déformation axiale $\varepsilon_1$ et représentation de Mohr.....	88
Figure II.3. Essais triaxiaux réalisés en laboratoire - Diagramme p'-q .....	89
Figure II.4. (a) Angle de frottement drainé en fonction de l'inverse de l'indice des vides ( $1/e$ ) pour (a) le sable de Fontainebleau et (b) le sable d'Hostun.....	90
Figure II.5. (a) Représentation de la loi hyperbolique et (b) représentation transformée de la loi hyperbolique (Kondner 1963).....	91
Figure II.6. Évolution du module sécant en fonction de la déformation pour les éprouvettes testées à différents confinements : (a) SFM2Ci et (b) SHM2Ci avec (Ci avec $i=1,2$ ou $3$ ) .....	92
Figure II.7. Evolution du module de déformation $E_{0,1\%}$ en fonction du confinement pour les différents états de densité : (a) sable d'Hostun et (b) sable de Fontainebleau .....	94
Figure II.8. (a) Schéma de la chambre d'étalonnage présentant les profondeurs de réalisation de chaque essai, photo présentant le système mis en place en laboratoire : (b) DCLT et (c) CLT.....	97
Figure II.9. Exemple de résultats pour éprouvette SFM2 (a) pénétrogramme et (b) courbes pour le niveau 2 ( $z \approx 43$ cm) DCLT (5 impacts précédant et 5 impacts suivant les chargements CLT) et courbes CLT .....	98
Figure II.10. Chambre d'étalonnage sous condition $K_0$ (Lopez-Retamales et al. 2020) .....	99
Figure II.11. Exemple de résultats des essais DCLT pour le sable de Fontainebleau à DR = 70% : (a) pénétrogramme montrant les contraintes verticales appliquées ( $\sigma_v$ ) et (b) série de courbes DCLT consécutives pour trois valeurs de $\sigma_v$ différentes (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa) .....	100
Figure II.12. Influence des paramètres d'état sur les courbes DCLT : (a) état de densité (DR), (b) contrainte verticale ( $\sigma_v'$ ) .....	103
Figure II.13. Influence du matériau (SF ou SH) sur les courbes DCLT .....	104
Figure II.14. Courbes DCLT et CLT : échantillon SFM1 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3 ..	105
Figure II.15. Courbes DCLT et CLT : échantillon SFM2 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3 ..	106
Figure II.16. Courbes DCLT et CLT : échantillon SHM1 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3 ..	107
Figure II.17. Courbes DCLT et CLT : échantillon SHM2 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3 ..	108

Figure II.18. Comparaison des valeurs de résistance ultimes obtenues : (a) essai DCLT et essai CLT (b) essai DCLT et estimation analytique (expansion de cavité, solution de (Salgado and Prezzi 2007))	112
Figure II.19. Comparaison entre les valeurs de $\phi'$ estimées et les valeurs obtenues à appareil triaxial ( $\phi_{tx}'$ ) pour ces sables	113
Figure II.20. Evolution de la résistance de pointe normalisée ( $q_{DCLT}/p_{ref}$ ) en fonction de la densité relative des éprouvettes pour différentes contraintes verticales appliquées	114
Figure II.21. Evolution de la résistance de pointe ( $q_{DCLT}$ ) en fonction de la contrainte verticale pour différentes densités relatives. Relation $DR = f(q_{DCLT}/p_{ref}, \sigma_v'/p_{ref})$	115
Figure II.22. Comparatifs entre $c_p^{DCLT}$ et les valeurs de $c_p$ issues de la littérature : (a) comparatifs bruts, (b) comparatifs en intégrant le coefficient $\beta$	117
Figure II.23. Schéma des méthodes d'obtention des modules de déformation à partir de l'essai DCLT	119
Figure II.24. Modèle d'interaction proposé	120
Figure II.25. Courbes DCLT et CLT : résultats expérimentaux et courbes estimées : (a) SFM1 et (b) SHM1	121
Figure II.26. Courbes DCLT et CLT : résultats expérimentaux et courbes estimées : (a) SFM2 et (b) SHM2	122
Figure III.1. Géométrie du modèle numérique développé et signaux de force au niveau de la tige après impact : effet de l'efficacité du battage ( $\eta_d$ ) (Zhang et al. 2019)	127
Figure III.2. Modèle 3D développé par (Tran et al. 2019) : (a) géométrie adoptée pour le pénétromètre et l'échantillon, (b) comparaison entre les courbes numériques estimées à partir de l'exploitation des signaux mesurés en tête et les courbes mesurées en pointe (Tran et al. 2019)	128
Figure III.3. Comparaison entre les courbes numériques de chargement statique et dynamique de pieux (Feizee Masouleh and Fakharian 2008)	129
Figure III.4. (a) Exemple de courbe de chargement statique obtenue par (Zhou 1997) et (b) Modèle numérique proposé par (Loukidis et al., 2008)	130
Figure III.5. Boucle de calcul explicite dans FLAC (modifié de Itasca (2020))	133
Figure III.6 (a) Coupe schématique de la chambre d'étalonnage présentant la géométrie du problème et (b) géométrie simplifiée et conditions aux limites du le modèle numérique	135
Figure III.7. Comparaison entre les courbes DCLT pour deux cas : (a) géométrie intégrale et (b) 1/4 de la géométrie	136
Figure III.8. Etude du maillage : (a) trois maillages testés et (b) courbes statiques obtenues pour les différents maillages testés	137
Figure III.9. Définition de $\Delta Z_{min}$	138
Figure III.10. Courbes DCLT pour les différentes valeurs de raideurs testées	139
Figure III.11. Comparatifs analytique-numérique pour deux configurations : (a) sans enclume et (b) avec enclume	142
Figure III.12. Schéma du système mis en place en laboratoire	143
Figure III.13. Résultats expérimentaux des essais au pendule : (a) signaux de force mesurés pour différentes vitesses d'impact et (b) Synthèse des résultats : relation entre la contrainte au pic et la vitesse d'impact	144
Figure III.14. (a) Photo de l'exécution de l'essai montrant le pénétromètre, (b) schéma de la géométrie simplifiée considérée et (c) géométrie adoptée dans le modèle	144

Figure III.15. (a) Signal de contrainte expérimental moyen ( $\theta = 180^\circ$ ) et signaux de contrainte numérique obtenus pour différentes valeurs de raideur d'interface. (b) Relation entre la contrainte maximale $\sigma_{\max}$ et la vitesse d'impact $v_{\text{imp}}$ : résultats numériques et expérimentaux et application du facteur de correction a .....	146
Figure III.16. (a) Signaux mesurés dans la tige : force $F_A(t)$ et produit de la vitesse et de l'impédance mécanique $Z_{VA}(t)$ , (b) Signaux de force des ondes incidente $F_d(t)$ , réfléchie $F_u(t)$ et transmises en pointe et (c) Signaux de vitesse et de déplacement calculés en pointe.....	148
Figure III.17. Courbe DCLT estimées et mesurées pour trois vitesses d'impact (1,75 m/s, 3,5 m/s et 7 m/s) .....	149
Figure III.18. Comparaison entre les courbes CLT obtenus numériquement et expérimentalement .....	152
Figure III.19. Courbe CLT et courbes DCLT pour différentes vitesses d'impact .....	154
Figure III.20. Schéma comparant les différents cas : (a) conditions de la solution initiale proposée par (Lysmer 1965), (b) cas du pieu appliqué à l'aide du coefficient d'encastrement et (c) cas de l'essai DCLT .....	156
Figure III.21. Courbes DCLT numériques obtenues en faisant varié le module d'élasticité du massif et les valeurs de modules obtenus à partir de courbes DCLT .....	157
Figure III.22. Synthèse des résultats numériques : comparaison entre le module du massif et $E^{\text{DCLT}}$ .....	157
Figure III.23. (a) Polaires de choc pour différentes profondeurs d'essai Z et (b) évolution de l'effet de l'encastrement dans les résultats de la vitesse d'ondes .....	159
Figure IV.1. Diagramme de la méthodologie d'interprétation proposée .....	164
Figure IV.2. Campagne expérimentale réalisée sur le site de Sète : (a) localisation du site en France et implantation de sondages, (b) réalisation de l'essai Panda, (c) réalisation d'essai sismique MASW et (d) réalisation d'essai Panda.....	167
Figure IV.3. Courbe granulométrique du sable de Sète.....	168
Figure IV.4. Évolution de l'angle de frottement effectif avec le poids volumique des éprouvettes..	169
Figure IV.5. Relations entre poids volumique sec et la résistance de pointe $q_d$ mesurée au Panda .....	170
Figure IV.6. Profils pressiométriques (SP1 et SP2).....	171
Figure IV.7. Profils CPT et CPTu : (a) résistance de pointe $q_c$ , (b) frottement sur manchon $f_s$ , (c) pression interstitielle $u_2$ .....	172
Figure IV.8. Profils sismiques MASW <sup>2D</sup> .....	172
Figure IV.9. Exemple de résultats du sondage DCLT1 : résultats bruts (en gris), lissés (en bleu) et régularisé par pas de 30 cm (en noir) .....	173
Figure IV.10. Profils de poids volumique estimés par (a) corrélation proposée pour l'essai CPT et (b) corrélation basée sur calibration au laboratoire de l'essai Panda .....	174
Figure IV.11. Signaux de force et produit de la vitesse et de l'impédance Z pour une série d'impact de la couche 1 (a), couche 2 (b) et couche (3).....	176
Figure IV.12. Mesures expérimentales pour le site de Sète. Signaux de force, vitesse et de déplacement d'une série d'impacts de la (a) couche 1, (b) couche 2 et (c) couche 3.....	177
Figure IV.13. Courbes DCLT et polaires de choc d'une série d'impacts de la (a) couche 1, (b) couche 2 et (c) couche 3 .....	178

Figure IV.14. Profils de résistance de pointe issus des différentes techniques (CPT/CPT <sub>u</sub> et $q_{DCLT}$ ) : (a) profils $q_c$ et $q_{DCLT}$ de l'ensemble de sondage à l'exception des sondages CPT <sub>u5</sub> et CPT <sub>9</sub> , (b) sondages CPT <sub>u5</sub> et (c) sondages CPT <sub>9</sub> .....	180
Figure IV.15. Comparaison entre les valeurs de vitesse d'ondes estimés : MASW et profils DCLT régularisé.....	182
Figure IV.16. Profils des modules déterminés par l'essai DCLT : résultats de module $E_{un}$ en bleu et résultats de module $E_{max}$ en noir .....	183
Figure IV.17. Courbes de chargement en pointe expérimentales et estimées : (a) couche 1 ( $z \approx 0,50$ m), (b) couche 2 ( $z \approx 3$ m) et (c) couche 3 ( $z \approx 5$ m).....	185

## LISTE DE TABLEAUX

Tableau I.1. Techniques pénétrométriques présentées et leurs principaux avantages et limitations	30
Tableau I.2. Gamme de valeurs du coefficient de correction $C_R$ rapportées par différents travaux (modifié de Daniel et al., 2005)	45
Tableau I.3. Synthèse des approches appliquées aux essais de chargement dynamique des pieux	65
Tableau I.4. Critères définissant la résistance ultime en pointe à partir des courbes de chargement statique	71
Tableau I.5. Méthodes couramment appliquées aux essais de pénétration afin d'obtenir $\phi'$	77
Tableau II.1. Synthèse des caractéristiques des sables de Fontainebleau et d'Hostun	85
Tableau II.2. Identification et conditions des éprouvettes testées en laboratoire	87
Tableau II.3. Rappel des conditions d'essai et synthèse de résultats	93
Tableau II.4. Caractéristiques des éprouvettes testées	95
Tableau II.5. Conditions des éprouvettes testées par (Lopez-Retamales 2022)	99
Tableau II.6. Synthèse des méthodes d'obtention de la résistance ultime appliquées aux essais dynamiques	110
Tableau II.7. Comparaison entre les valeurs de résistance issues des essais CLT et DCLT	111
Tableau II.8. Comparaison entre les résistances estimées par l'expansion de cavité	111
Tableau II.9. Comparatifs entre $c_p^{DCLT}$ et les valeurs de $c_p$ issues de la littérature	117
Tableau III.1. Synthèse des approches, des méthodes présentées	131
Tableau III.2. Paramètres des éléments composants le pénétromètre en acier	141
Tableau III.3. Définition du module d'élasticité équivalent du marteau ( $E_m$ )	145
Tableau III.4. Paramètres physiques et rhéologiques du massif représentant le sol	151
Tableau III.5. Synthèse des résultats numériques : comparaison entre le module du massif $E$ et des modules obtenus à partir des courbes DCLT	157
Tableau IV.1. Synthèse des résultats obtenus en laboratoire pour le sol du site de Sète	168
Tableau IV.2. Synthèse des résultats triaxiaux réalisés au laboratoire pour le sable de Sète	169
Tableau IV.3. Synthèse des résultats in situ pour le site de Sète	175
Tableau IV.4. Synthèse des résultats DCLT	179



# INTRODUCTION GENERALE

En génie civil, la caractérisation des sols à faible profondeur est une condition indispensable pour le dimensionnement des fondations. En effet, le dimensionnement des ouvrages demande une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et de sa variabilité spatiale.

Cette connaissance peut s'obtenir par le biais d'essais de laboratoire ou d'essais *in situ*, ou encore dans l'idéal en combinant ces deux approches. Indépendamment de la méthode de reconnaissance choisie, le but est de fournir aux ingénieurs des données expérimentales sur les propriétés mécaniques des sols. Ces paramètres permettent d'alimenter leurs codes de calculs afin de prévoir le comportement du sol au moment de la construction de l'ouvrage.

Les essais *in situ* auscultent le sol dans son environnement naturel. Ils sont généralement plus rapides et économiques, donc ils sont plus facilement multipliés et couplés afin d'estimer la variabilité du terrain. Ces avantages doivent être nuancés par les inconvénients tels que la qualité variable des essais et les difficultés d'interprétation.

À l'opposé, les essais de laboratoire sont effectués dans des conditions bien définies et contrôlées (chemin des contraintes, vitesse de chargement). Toutefois, ils sont souvent plus chers, plus longs et plus dépendants des étapes intermédiaires. Si ceux-ci présentent l'avantage d'isoler des propriétés bien spécifiques, leur utilisation est limitée par les effets variables et souvent mal compris du remaniement de l'échantillon. Le problème du remaniement des éprouvettes est particulièrement contraignant dans le cas de matériaux sableux (peu ou non cohésifs) pour lesquels les prélèvements sont parfois impraticables. De plus, comme ces essais impliquent des éprouvettes relativement petites, l'extrapolation des propriétés mesurées à l'ensemble du site ne se fait pas aisément.

C'est pourquoi les essais *in situ* sont de plus en plus privilégiés par rapport aux essais en laboratoire. Au sein de la grande palette d'essais *in situ*, l'essai de pénétration est la technique la plus répandue à l'échelle internationale. L'essai pénétrométrique statique consiste à faire pénétrer dans le sol, à une vitesse constante, un train de tiges muni à son extrémité inférieure d'une pointe conique ; tandis que dans l'essai dynamique, cela se fait à l'aide du battage. Par sa simplicité, faible coût et rapidité, l'essai de pénétration dynamique reste la technique *in situ* la plus utilisée au niveau mondial pour la reconnaissance des sols.

Toutefois, de manière générale, les pénétromètres, statiques ou dynamiques, ne fournissent qu'une mesure à la rupture. Dans la pratique du dimensionnement géotechnique, celle-ci est appliquée directement ou interprétée afin d'estimer les paramètres de cisaillement du sol. *A priori*, les essais de pénétration classiques ne permettent pas d'établir la relation effort-déformation et fournissent peu ou aucune information sur la déformabilité du sol.

Actuellement, l'essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique (DCLT<sup>2</sup>) réalisé à l'aide du pénétromètre PANDA 3® permet d'obtenir la réponse effort-déplacement du sol sous chargement dynamique et ce, pour chaque impact : la courbe DCLT. Cette courbe est exploitée à l'aide d'un modèle d'interaction pointe-sol simple basé sur ceux utilisés dans les essais de chargement dynamique de pieux (méthode de Smith). Celui-ci traduit la réaction en pointe par une loi

---

<sup>2</sup> Acronyme anglais de *Dynamic Cone Loading Test* signifiant Essai de Chargement Dynamique en Pointe

élastoplastique parfaite avec une composante visqueuse de type newtonienne basée sur un modèle masse-ressort-amortisseur. Bien qu'il soit très répandu dans le domaine des chargements dynamiques, ce modèle ne permet pas de caractériser le sol à l'aide de paramètres couramment utilisés pour les dimensionnements géotechniques. Différentes avancées autour de l'interprétation de la réaction du sol sous chargement dynamique ont permis de proposer de nouveaux modèles et des méthodes d'exploitation.

Dans ce contexte, l'objectif de ce travail est de mettre au point une méthodologie d'interprétation de l'essai DCLT basée sur un modèle plus réaliste et alimenté par des paramètres permettant de caractériser le comportement (déformation et rupture) du sol. Cela afin de remonter aux propriétés intrinsèques du sol caractérisant son comportement sous ce type de sollicitation.

Pour ce faire, la problématique est étudiée suivant trois approches complémentaires, à savoir : état de l'art sur les méthodes d'interprétation et sur les modèles analytiques, étude expérimentale et modélisation numérique.

L'approche analytique consiste à étudier et comparer un certain nombre de modèles et méthodes appliqués dans le contexte de la pénétration de sols afin de proposer une méthodologie propre adaptée à l'essai DCLT.

Le développement de tout modèle explicatif ou prédictif nécessite des données issues de l'expérimentation afin d'évaluer et d'ajuster les prédictions faites par le modèle. Dans ce travail, des essais en chambre d'étalonnage ont été réalisés afin de disposer des données expérimentales permettant d'adapter, d'appliquer et d'ajuster les modèles et méthodes les plus pertinents. Toutefois, dans le cadre de ce travail, il ne sera pas possible d'analyser un nombre exhaustif de sols surtout à cause des limitations de temps. C'est pourquoi, nos travaux se sont focalisés essentiellement sur le comportement des sables propres.

Afin de compléter l'étude expérimentale, un modèle numérique a été développée. Ce modèle en différences finies (logiciel FLAC<sup>3D</sup>) simule l'essai DCLT en chambre d'étalonnage dans un massif représentant un sol homogène purement frottant. L'objectif principal est d'une part de disposer d'un modèle capable de simuler qualitative et quantitativement l'essai DCLT et d'autre part de vérifier les résultats obtenus par l'application de la méthodologie ici proposée.

Ce mémoire de thèse est organisé en quatre parties suivies d'une conclusion générale et de perspectives pour des futurs travaux.

La **PARTIE I** introduit la problématique de la reconnaissance de sols et présente un état de l'art sur les essais pénétrométriques et sur les méthodes d'interprétation existantes. Le **Chapitre 1** présente un historique des essais de pénétration en abordant différentes techniques classiques. Dans le **Chapitre 2**, on s'intéresse aux développements plus récents tentant d'améliorer et de compléter l'essai de pénétration. Ceux-ci se sont focalisés surtout sur l'obtention d'une courbe de chargement lors de la pénétration afin de remonter aux paramètres caractérisant le comportement du sol. Dans le **Chapitre 3**, on présente des modèles et des méthodes permettant d'exploiter les résultats d'essais de chargement. Les intérêts et des limitations de ces approches sont discutés afin de proposer une méthodologie adaptée à l'essai DCLT.

Dans la **PARTIE II** on présente l'étude expérimentale menée en laboratoire avec deux sables propres de référence, à savoir : sable de Fontainebleau NE34 et sable d'Hostun HN-31. Dans le **Chapitre 1**, les matériaux utilisés ainsi que les essais réalisés en chambre d'étalonnage sont introduits. Dans le **Chapitre 2**, les courbes de chargement DCLT obtenues en chambre d'étalonnage sont exploitées et analysées. Les modèles et les méthodes introduits dans l'état de l'art sont appliqués aux résultats expérimentaux afin de définir ceux s'adaptant au mieux à l'essai DCLT.

La **PARTIE III** présente les travaux réalisés autour de la modélisation numérique de l'essai DCLT. Dans le **Chapitre 1**, on présente un bref état de l'art concernant la modélisation numérique appliquée à la simulation de la pénétration dans les sols. L'accent est mis sur les essais de pénétration dynamique. Dans le **Chapitre 2**, on présente la méthode numérique utilisée et les différentes étapes du développement du modèle. Les résultats des simulations visant à vérifier les méthodes d'obtention des paramètres du sol sont présentés dans le **Chapitre 3**. On présente, de plus, une étude de l'influence de la profondeur d'essai sur la vitesse d'ondes.

Enfin, la **PARTIE IV** synthétise la méthodologie proposée pour l'interprétation de l'essai DCLT. Afin de valider, une campagne d'essais *in situ* permet d'illustrer son application. Le site étudié est un remblai sableux situé au sud de la France. Les résultats obtenus, sont comparés à ceux déterminés ou déterminés par d'autres techniques classiques.

# I ETAT DE L'ART

---

## Chapitre 1. L'essai de pénétration

I.1.1. Introduction

I.1.2. Essai de pénétration statique au cône

I.1.3. Essai de pénétration dynamique

*I.1.3.1. Essai de pénétration dynamique*

*I.1.3.2. Essai de pénétration au carottier*

*I.1.3.3. PANDA : pénétromètre léger instrumenté à énergie variable*

I.1.4. Bilan

## Chapitre 2. Instrumentation et exploitation des essais de chargement

I.2.1. Introduction

I.2.1. CLT

I.2.2. SPT instrumenté

I.2.3. DCLT

I.2.4. PANDA 3® et Grizzly 3®

I.2.5. Bilan

## Chapitre 3. Modélisation et interprétation des essais de chargement en pointe

I.3.1. Introduction

I.3.2. Modèles d'interaction pointe-sol : *modélisation de la réaction en pointe*

I.3.3. Méthode d'obtention des paramètres alimentant le modèle d'interaction

## Conclusions

---

La caractérisation de sols est une condition indispensable pour le dimensionnement des fondations en génie civil. Le dimensionnement des ouvrages requiert une bonne connaissance sur les paramètres de nature et d'état, mais aussi des propriétés mécaniques du sol. Cette détermination s'effectue au travers des campagnes de reconnaissance géotechnique, dont l'ampleur dépend de l'importance de l'ouvrage, de sa destination et de la nature du sol présent dans le site étudié.

La caractérisation mécanique conduit à la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance du sol, nécessaires pour alimenter les codes de calcul, de plus en plus développés, qui aideront l'ingénieur à prévoir le comportement contrainte-déformation de l'ouvrage au cours de la conception.

La connaissance des déformations subies pendant la vie d'un ouvrage est essentielle. Il faut s'assurer que le sol est capable de supporter les charges sans déformations excessives et aussi que la structure que l'on va construire est capable de résister aux tassements du sol. Beaucoup d'essais permettent d'avoir une idée du comportement du sol en déformation. L'essai triaxial est une référence des essais de laboratoire. Toutefois, la qualité des résultats dépend de la qualité des échantillons, pour lesquels la reproduction de l'état du sol initial *in situ* peut être complexe.

Les essais *in situ* permettent de tester les sols en place de manière simple et plus économique. Le pressiomètre de Ménard par exemple, est largement utilisé en France. Au niveau mondial, ce sont les pénétromètres qui restent la technique la plus utilisée. L'essai de pénétration permet d'apprécier entre autres, la capacité portante des sols, la succession des différentes couches de terrain et

l'homogénéité d'une couche. Toutefois, comme on le verra dans le **Chapitre 1**, les essais de pénétration (SPT<sup>3</sup>, CPT<sup>4</sup>, DCP<sup>5</sup>) fournissent seulement des mesures de résistance. En effet, aucune relation entre la pénétration et l'enfoncement n'est établie au cours d'essais.

C'est pourquoi, en modifiant le protocole d'essai ou la technique de mesure, différents chercheurs ont essayé d'aller plus loin. Leur ambition était de concevoir des techniques profitant des avantages des essais de pénétration tout en répondant aux besoins croissants d'obtenir des modules de déformation du sol. On verra dans le **Chapitre 2** que différentes approches ont été proposées afin d'obtenir une courbe de chargement du sol au cours de la pénétration. Bien que très encourageantes, la plupart de ces méthodes sont restées dans le domaine de la recherche.

L'obtention d'une courbe de chargement de manière simple dans le cadre d'un sondage courant, comme le propose l'essai DCLT, ouvre la porte à l'application de nombreuses méthodes d'interprétation. L'application de ces méthodes d'interprétation permettrait d'améliorer la détermination de la résistance et aussi d'en déduire des paramètres de déformabilité du sol ausculté. On verra dans le **Chapitre 3**, des méthodes d'interprétation basées sur différentes approches et qui peuvent être appliquées à une courbe de chargement de ce type.

## I.1 L'essai de pénétration

### I.1.1 Introduction

Les essais de pénétration sont souvent classés en deux grandes familles : les pénétromètres statiques et les pénétromètres dynamiques. Pour les premiers, la pénétration se fait de manière quasi-statique par vérinage à vitesse constante, tandis que les seconds sont enfoncés par battage. Parmi les essais dynamiques, on peut distinguer l'essai de pénétration au carottier (SPT) qui au lieu de faire pénétrer une pointe conique dans le sol consiste à enfoncer un carottier.

L'idée de faire pénétrer des tiges dans le sol afin de déterminer la résistance du terrain est assez ancienne. Cette méthode a été originalement proposée, selon (Sanglerat 1972), par Alexandre Collin en France en 1846. Collin a utilisé une aiguille d'appareil de Vicat de 1 mm de diamètre pour estimer la cohésion des argiles. L'utilisation d'une pointe à forme conique initialement avec un angle au sommet de 90° est apparue dans la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. Originellement, l'enfoncement était toujours dynamique.

Du fait de sa souplesse d'emploi, l'utilisation du pénétromètre au cours des campagnes de reconnaissance géotechnique est usuelle. Les pénétromètres sont considérés comme des outils puissants pour la détermination des caractéristiques de résistance des sols, ou encore pour l'estimation des épaisseurs des couches des formations superficielles des sols. Par la suite, on présente un bref aperçu des principaux essais de pénétration utilisés en géotechnique.

---

<sup>3</sup> Acronyme anglais de *Standard Penetration Test* ou « essai de pénétration au carottier »

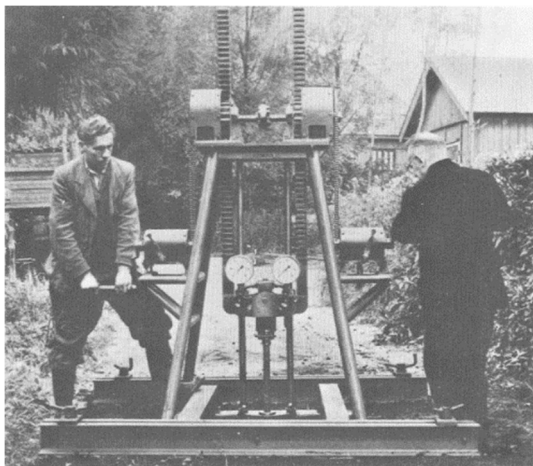
<sup>4</sup> Acronyme anglais de *Cone Penetration Test* ou « essai de pénétration au cône »

<sup>5</sup> Acronyme anglais de *Dynamic Cone Penetrometer*

## I.1.2 Essai de pénétration statique au cône

L'essai de pénétration statique au cône ou CPT (acronyme anglais pour *Cone Penetration Test*) consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse constante de 20 mm/s, un train de tiges muni à sa base d'une pointe conique et à mesurer la résistance à la pénétration de ce cône. Une structure de réaction permet de transmettre, au train de tiges, l'effort de fonçage (Figure I.1a). Cette structure de réaction doit être stabilisée de telle sorte qu'elle ne puisse se déplacer de manière sensible, par rapport au sol, lors du fonçage. Durant l'essai, on peut mesurer l'effort total de pénétration ainsi que l'effort de frottement latéral local sur un manchon de frottement de surface de 150 cm<sup>2</sup> situé immédiatement au-dessus de la pointe. La résistance à la pénétration de la pointe  $q_c$  est obtenue en divisant l'effort total mesuré  $Q_c$  par la section projetée  $A_c$ . Le rapport entre l'effort de frottement  $Q_s$  et la surface latérale du manchon  $A_s$  correspond au frottement latéral unitaire  $f_s$  (AFNOR NF P94 113, 1996). La pointe standard préconisée étant celle de section transversale de 10 cm<sup>2</sup> et d'angle au sommet de 60° (Lunne, Robertson, and Powell 1997).

Le premier pénétromètre statique proprement dit, c'est-à-dire fonctionnant avec un enfoncement à vitesse constante a été développé en 1932 par le néerlandais Pieter Barentsen (Barentsen 1936). Initialement, la pointe conique était poussée manuellement dans le sol et la force nécessaire à l'enfoncement était lue sur un manomètre situé à l'aplomb des tiges et des tubes. Si le principe du fonctionnement du CPT était celui qu'on connaît aujourd'hui, son usage n'était pas fréquent et plutôt appliqué à des fins de recherche. En effet, la limitation majeure résidait dans la force maximale disponible pour enfoncer la pointe. À partir des années 1960, le pénétromètre est de plus en plus souvent incorporé à des camions, facilitant sa mobilisation et permettant d'atteindre des puissances de pénétration plus importantes (Figure I.1b).



(a)



(b)

Figure I.1. (a) Le pénétromètre hollandais, capable d'atteindre une capacité de 10 T (Sanglerat 1972), (b) CPT monté sur un camion (capacité de 20 T)

Depuis le développement du cône CPT électrique, son excellente répétitivité et par conséquent la standardisation de l'essai, le CPT est de plus en plus utilisé dans les reconnaissances du terrain. Cet essai est généralement privilégié pour les études de fondations dans la pratique européenne (Reiffsteck, Lossy, and Benoît 2012). Fournissant des mesures continues (ou quasi-continues) en profondeur, cet essai permet d'apprécier la succession stratigraphique, l'homogénéité, la présence

éventuelle d'anomalies, l'estimation des paramètres géotechniques (Robertson 2009) et une évaluation du risque de liquéfaction (Robertson and Wride 1998; Seed and Idriss 1981).

A part la résistance de pointe et le frottement latéral, les développements du CPT ont conduit à l'ajout d'autres capteurs fournissant des mesures supplémentaires. Le plus connu étant le cas du piézocône (CPTu) intégrant des capteurs de pression interstitielle à proximité de la pointe (NF P94-119, (AFNOR 1995)). Grâce à ces capteurs, il est possible de mesurer la pression interstitielle engendrée autour de la pointe au cours de l'enfoncement. Divers autres systèmes ont été proposés par la suite : le sismocône intégrant des accéléromètres, le vibrocône intégrant un vibreur, le pressio-pénétromètre (Amar et Baguelin, 1983) (Withers et al. 1989) intégrant un pressiomètre au train de tige et le pénétroradiométrique intégrant une source radioactive (Lunne et al. 1997).

Parmi les principales limitations de cet essai, on peut citer le risque de refus sur les couches relativement dures (même si elles sont minces), pas de prélèvement du sol, la difficulté d'accès sur certains sites.

Pour un état de l'art complet sur la technique se focalisant sur l'application pratique en géotechnique, le lecteur peut se reporter aux travaux de : (Jamiolkowski et al. 1988), (Robertson 2009), (Mayne et al. 2009), (Sanglerat 1972), (Reiffsteck et al. 2012). Un état de l'art plus général sur la technique est présenté par (Lunne et al. 1997).

### **I.1.3 Essai de pénétration dynamique**

#### ***I.1.3.1 Essai de pénétration dynamique***

L'essai de pénétration dynamique (ou DPT, acronyme anglais pour *Dynamic Penetration Test*) est sans doute le plus ancien des essais géotechniques *in situ* et particulièrement pour déterminer la résistance des sols non cohésifs pour lesquels le prélèvement des échantillons est souvent compliqué (Massarsch 2014).

L'avantage pratique des pénétromètres dynamiques par rapport aux essais statiques est que ceux-ci permettent de se dispenser du système de réaction. Par conséquent, ils sont moins encombrants et peuvent être plus facilement employés dans des sites d'accès difficile. Par ailleurs, ils ont généralement une meilleure puissance de pénétration que les pénétromètres statiques équivalents.

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage avec une masse (dite « mouton »), un train de tiges muni d'une pointe conique. Au cours de l'essai, on mesure l'enfoncement de la pointe pour une énergie de battage donnée. L'énergie de battage peut être contrôlée ou non. Pour les cas où on contrôle l'énergie, le mouton tombe en chute libre depuis une hauteur constante. L'essai de pénétration dynamique de ce type est nommé à énergie constante. Une autre approche consiste à accélérer ou ralentir la masse pendant le battage, changer la masse frappante et la hauteur de chute. Dans ces cas, l'énergie de battage est donc variable ou adaptative. Ces types de pénétromètres sont dits à énergie variable et seront détaillés plus loin dans ce document.

Les essais à énergie constante constituent la majeure partie des essais de pénétration dynamique utilisés dans la pratique, entre autres, car ceux-ci dispensent de tout type d'instrumentation complexe.

Au cours de l'essai, on compte le nombre de coups de mouton  $N_{dh}$  pour un enfoncement constant donné, généralement de 10 cm. La valeur  $N_{dh}$  peut être utilisée directement ou interprétée à partir d'une analyse newtonienne qui établit une relation entre la résistance de pointe dynamique ( $q_d$ ) et l'énergie de battage. En faisant quelques hypothèses simplificatrices, cette interprétation permet de déduire les formules dynamiques dites « de battage » (e.g. *Engineering News*, formule de Gates, formule des Hollandais, formule de Hiley). (Lowery, Finley, and Hirsch 1968) et (Mosley and Raamot 1970) ont présenté les principales formules de battage développées ainsi que leurs considérations et limites d'application. Parmi ces formules, celle des Hollandais est la plus largement appliquée et est celle adoptée par la norme (AFNOR 2005) (Eq. I.1).

Cette formule constitue un cas spécifique de l'application de la conservation de la quantité de mouvement et de l'énergie au battage, et suppose : que le comportement du sol durant la pénétration est plastique parfait ; que le frottement latéral sur le train de tiges est négligeable ; que la totalité de l'énergie fournie est transmise à la pointe par le dispositif de battage, le choc étant considéré comme parfaitement mou.

$$q_d = \frac{MgH}{Ae} \frac{M}{M+P} \quad \text{Eq. I.1}$$

Soit

- $q_d$  = résistance de pointe dynamique
- $M$  = masse de mouton
- $g$  = accélération de la pesanteur
- $H$  = hauteur de chute
- $A$  = section transversale de la pointe
- $e$  = enfoncement permanent
- $P$  = masse battue (poids total du pénétromètre)

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'apprécier la succession des couches du terrain, l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies et la position d'une couche résistante déjà connue. Ces informations servent à orienter le choix des fondations. En France, les pénétromètres dynamiques à énergie constante sont classés en deux types : les pénétromètres de type A (NF P-94-114, (AFNOR 1990a)) et les pénétromètres de type B (NF P-94-115 (AFNOR 1990b)). Au-delà des différences géométriques (p. ex. diamètre de la pointe), la procédure d'essai, la puissance de pénétration et le domaine d'application, la différence majeure entre les deux techniques concerne l'utilisation des dispositifs permettant de limiter les frottements latéraux entre le sol et le train de tiges.

Les pénétromètres dynamiques de type A (ou PDA) prévoient un dispositif permettant de limiter les frottements latéraux entre le sol et le train de tiges, cela n'est pas le cas pour les pénétromètres dynamiques type B (ou PDB). Dans le cas des pénétromètres dynamiques type A, le frottement est éliminé grâce à l'injection de boue de forage à partir de la base du train de tige. Les pénétromètres du type B sont plus simples et plus économiques que le type A, car ils sont mis en œuvre sans boue de forage. Ces appareils permettent d'apprécier de manière qualitative la résistance des terrains, mais ceux-ci ne permettent pas d'évaluer les capacités portantes (Cassan 1988).

Il existe des pénétromètres de toutes tailles et de différentes puissances de pénétration, des modèles portatifs jusqu'à des appareils plus lourds (Figure I.2a) permettant d'ausculter les sols à grande profondeur. La profondeur maximale d'investigation est liée, si on s'affranchit du frottement latéral, à la capacité de pénétration de l'appareil lui-même (refus). L'application du pénétromètre dynamique



type B est limitée à des profondeurs de 15 m, parfois moins si le frottement latéral se développe sur le train de tiges. En revanche, l'application des appareils type A s'étend à une profondeur de 30 m.

Le pénétromètre léger de type DCP (acronyme anglais pour *Dynamic Cone Penetrometer*) est un appareil portable et facile à utiliser qui a été introduit par (Scala 1956) pour évaluer la résistance à la pénétration des terrains à faibles profondeurs (exemple présenté dans la Figure I.2b). L'appareil est composé d'une tige supérieure guidant un mouton de masse variant généralement entre 4 et 10 kg, une tige inférieure avec une enclume à l'extrémité supérieure et une pointe conique à l'extrémité inférieure (apex de 60° et diamètre de 20mm). Au cours de l'essai, le mouton est lâché en chute libre d'une hauteur connue et l'énergie transférée par l'impact à l'enclume fait pénétrer le cône (ASTM D6951-03 2018).

Un indice de pénétration dynamique du cône (DCPI), exprimé en pénétration par coup (mm/coup), est enregistré en fonction de la profondeur. Dans la pratique, on utilise souvent le nombre de coups ( $N_{DCP}$ ), requis pour une pénétration de donnée (e.g. 10 cm, 20 cm). Du fait de sa simplicité et de son faible coût, le DCP est largement utilisé dans de nombreux pays, notamment dans les pays anglo-saxons, pour le dimensionnement des ouvrages routiers et pour le contrôle de la qualité du compactage des remblais (Amini 2003; Luo, Salgado, and Altschaeffl 1998).

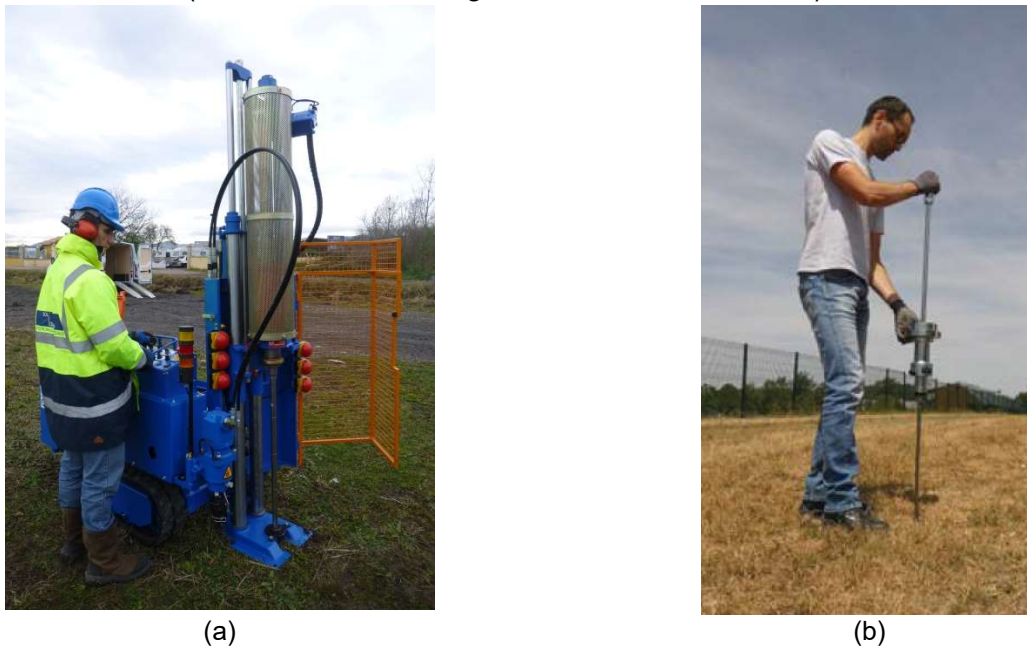


Figure I.2 (a) Exemple de pénétromètre dynamique lourd DPSH et (b) exemple de DCP

Par ailleurs, les pénétromètres dynamiques ont été depuis très longtemps considérés comme des appareils de reconnaissance rudimentaires et non satisfaisants car, bien que fondés sur un principe simple, ils cachent de nombreux défauts liés à leur conception et leur utilisation (Waschkowski 1983), à savoir :

- la méconnaissance de l'énergie délivrée par le système : pour un appareillage donné où la hauteur de chute du mouton n'est ni libre, ni constante, ni rigoureusement contrôlée ;
- la sensibilité et la précision dans les couches molles dépendent beaucoup du type d'appareil et du processus de mise en œuvre de l'essai ;
- l'influence parasite du frottement latéral qui n'est généralement pas dissociée de l'effort total sur la pointe. Comme on l'a vu, on peut utiliser l'injection de boue de forage afin de résoudre

ce problème. D'autres solutions sont envisagées : la rotation du train de tiges pendant l'essai ou un tubage ;

- l'influence de la pression interstitielle : les sols présentent souvent un caractère dilatant et lorsque la pointe est déplacée, il est inévitable de produire une surpression interstitielle autour de la pointe pendant la pénétration dans des sols ;
- le refus dépend de la puissance de l'appareil. Pour le pénétromètre dynamique à énergie constante, l'énergie de battage étant constante, le refus a toujours lieu pour une même résistance de sol. Selon l'appareil, le refus se produit pour des résistances de pointe de l'ordre de 10 MPa à 100 MPa. Toutefois, dans la pratique, à cause des effets du frottement latéral le long de tiges, on peut observer des refus pour des résistances de pointe inférieures.

Comme cela sera abordé sur les sections qui suivent, de nombreux chercheurs ont essayé d'améliorer cette technique en changeant le protocole d'essai et la technique de mesure. A l'heure actuelle, la plupart de travaux convergent sur le fait que l'instrumentation de l'essai au pénétromètre dynamique et l'intégration d'une analyse ondulatoire permettent de réduire considérablement l'aspect empirique de la technique (Clayton 1990; Gonin 1979; Schmertmann 1979). En effet, une meilleure instrumentation du pénétromètre dynamique permet de connaître l'énergie réellement délivrée lors de l'impact. On peut ainsi faire varier l'énergie de battage afin de l'adapter au milieu ausculté et par conséquent améliorer la précision des résultats obtenus (pénétromètre à l'énergie variable). La mesure de l'énergie de battage au cours de l'essai sera développée dans les sections I.2.

### ***1.1.3.2 Essai de pénétration au carottier***

L'essai pénétration standard ou au carottier (connu sous l'acronyme anglais SPT pour *Standard Penetration Test*) est un essai de pénétration dynamique à énergie constante qui, en plus d'une mesure de résistance du sol, permet de prélever des échantillons remaniés du terrain. Utilisé pour la première fois aux Etats-Unis dans les années 1930, cet essai a été largement développé par Terzaghi qui a défini son mode opératoire pour ce qui n'était, au début, qu'une habitude de chantier (Gonin, Vandangeon, and Lafeuillade 1992; Schnaid 2008).

L'essai consiste à compter le nombre de coups nécessaires pour enfoncer un carottier normalisé sur 30 cm de profondeur à l'aide d'un marteau de 63,5 kg tombant en chute libre d'une hauteur de 76 cm. Ce nombre de coups est connu comme indice  $N_{SPT}$  (NF P94-116 (AFNOR 1991) (Figure I.3).

Parmi les différentes méthodes d'investigation actuellement pratiquées dans le monde, le SPT reste la technique *in situ* la plus répandue et largement utilisée. Initialement recommandé pour les sols granulaires difficiles à échantillonner et à tester en laboratoire, le SPT est utilisé pour l'exploration préliminaire dans pratiquement toutes les conditions de sol. Il fournit une évaluation des paramètres de dimensionnement des fondations (Mitchell, Guzikowski, and Villet 1978; Peck, Hanson, and Thornburn 1974) et du risque de liquéfaction (Seed et al. 1985; Seed and De Alba 1986). Il est considéré relativement peu coûteux dans certaines régions notamment en Amérique du Sud ce qui explique en partie sa large acceptation par les praticiens (Schnaid 2008).

Cet essai, qualifié souvent de rustique, donne cependant des résultats raisonnablement fidèles et présente certains avantages à signaler :

- il dispose d'une large base de données permettant la mise au point de corrélations empiriques avec divers paramètres du sol ;

- il est le seul essai qui associe, à une mesure *in situ* de résistance, un prélèvement permettant une identification des terrains (Gonin et al. 1992). Malgré la mauvaise qualité des échantillons prélevés, ceux-ci permettent d'étudier la minéralogie, la forme et la distribution des grains, ainsi que la couleur et la stratigraphie du terrain.
- Il est intégré dans la plupart de codes et normes de calcul géotechnique

L'interprétation de l'essai est basée sur l'indice  $N_{SPT}$ . Cet indice est sujet à différentes corrections afin de remédier l'influence de la longueur de train de tiges, le type de carottier, l'énergie transmise... En effet, des variations de l'énergie délivrées lors de l'impact entraînent une dispersion considérable des mesures de l'indice  $N_{SPT}$ . La normalisation de la valeur  $N$  mesurée par une valeur de référence de 60% de l'énergie potentielle du marteau SPT comme suggéré par (Seed et al. 1985; Skempton 1986) a représenté une importante évolution réduisant la dispersion des résultats. Cependant, même une valeur  $N_{SPT}$  normalisée à une énergie de référence n'est pas une garantie de résultats fiables, car l'énergie au niveau du carottier peut être significativement inférieure à celle transmise par l'impact. Une analyse plus réaliste de l'essai doit s'appuyer sur l'énergie véritablement transmise au sol (Odebrecht et al. 2005). Au cours des dernières décennies, des nombreux travaux ont tenté d'améliorer cette technique à partir de l'instrumentation et d'une interprétation plus rationnelle des signaux mesurés (Cavalcante 2002; Lukiantchuki, Bernardes, and Esquivel 2017; Schnaid, Odebrecht, and Rocha 2007). Ce sujet sera abordé dans le chapitre suivant.

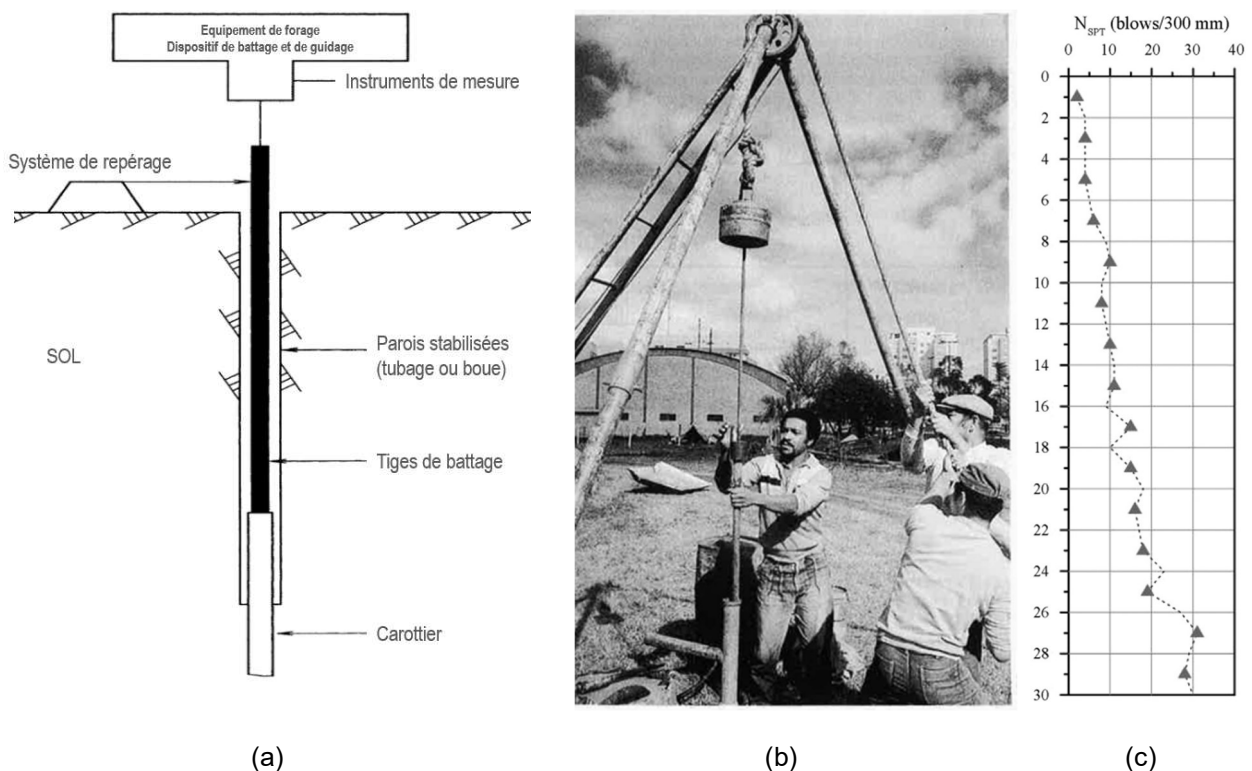


Figure 1.3. (a) Schéma de l'appareillage de l'essai de pénétration au carottier (AFNOR 1991), (b) exécution de l'essai SPT au Brésil (Clayton 1990) et (c) exemple de profil issu du SPT à Bauru (Brésil) (Lukiantchuki et al. 2017)

Un état de l'art plus approfondi sur la technique est présenté par (de Mello 1971), (Nixon 1982), (Décourt 1989) et (Schnaid 2008).

### 1.1.3.3 PANDA® : pénétromètre léger instrumenté à énergie variable

PANDA®<sup>6</sup> est un acronyme signifiant *Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté par ordinateur*. Il a été développé en 1989 au laboratoire LERMES-CUST (Gourvès 1991). L'essai au pénétromètre dynamique à énergie variable consiste à substituer une masse frappante non guidée à la masse calibrée du mouton (Figure I.4a). L'utilisation d'une énergie de battage variable permettant d'accélérer la masse frappante et ainsi de diminuer considérablement son importance est une des bases fondamentales de conception et la principale originalité donnée à l'appareil (Zhou 1997).

La résistance de pointe  $q_d$  est obtenue à partir de la formule des Hollandais (Eq. I.1), mais à la différence des pénétromètres à énergie constante, celle-ci est obtenue à partir de l'instrumentation de l'appareil. L'enfoncement nécessaire pour le calcul de  $q_d$  est mesuré à l'aide de capteurs de déplacement. L'énergie d'impact est aussi obtenue à partir des mesures au niveau de la tête. Dans la première version de l'appareil, l'énergie d'impact était obtenue à partir de l'énergie cinétique du marteau tandis que dans la version actuelle, celle-ci est obtenue à partir de l'énergie élastique de déformation d'un corps d'épreuve installé dans la tête de battage (Figure I.4b). La déformation entraînée par l'impact est mesurée à l'aide des jauges de déformation installées sur le corps d'épreuve.

En effet, le transfert d'énergie lors du battage se fait sous forme d'ondes de contrainte. Le mode de mesure actuel fait de cet appareil le premier et le seul capable d'enregistrer l'onde de contrainte transmise lors de l'impact et ainsi de calculer l'énergie réellement transmise au pénétromètre lors d'un sondage.

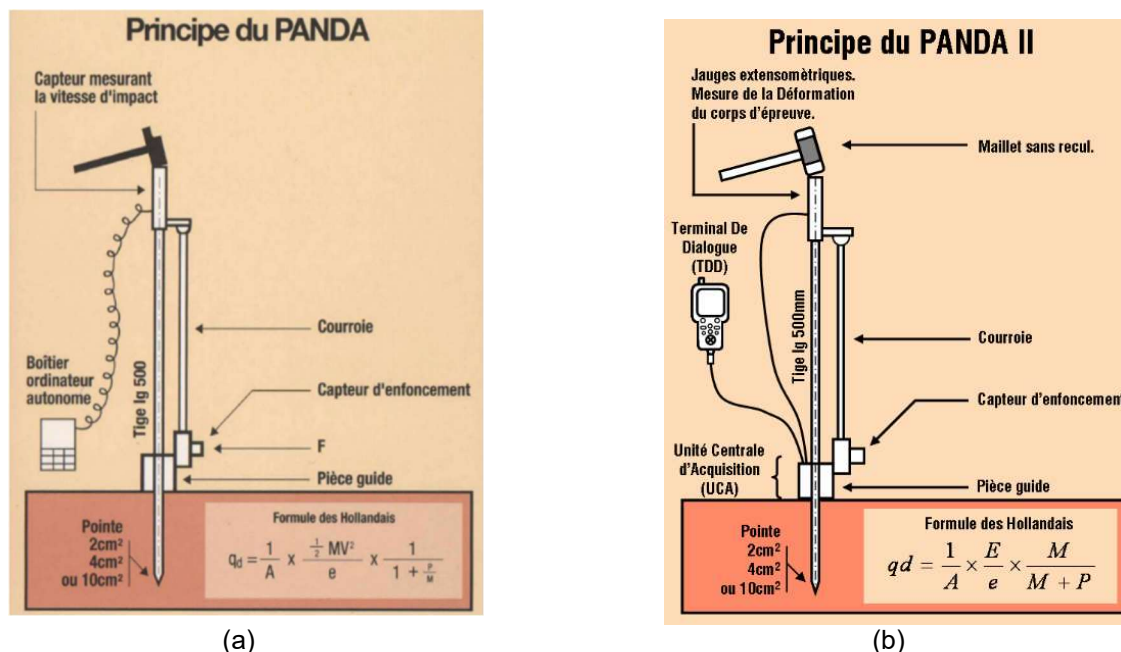


Figure I.4. Principe du pénétromètre dynamique léger à énergie variable Panda : (a) première version de l'appareil et (b) version actuelle

Le pénétromètre Panda est composé de six éléments : le marteau standardisé, la tête de battage instrumentée, le train de tiges (de diamètre de 14 mm), la pointe conique avec angle au sommet de

<sup>6</sup> Dorénavant noté Panda

90° (de sections variables : 2 cm<sup>2</sup>, 4 cm<sup>2</sup> ou 10 cm<sup>2</sup>), l'Unité Centrale d'Acquisition (UCA) et le boîtier calculateur nommé Terminal De Dialogue (TDD).

L'UCA est un appareil électronique destiné à centraliser les informations de différents capteurs du Panda, puis elle les traite avant de les transmettre au TDD. Le TDD est le dispositif électronique assurant la communication entre l'opérateur et l'appareil. Ceci permet de définir des sites et des sondages, de mémoriser les mesures, de définir différents paramètres et configurations et de visualiser le pénétrogramme en temps réel (graphique de la résistance de pointe en fonction de la profondeur) (Figure I.5b).

Lors du sondage, il est recommandé d'obtenir des enfoncements compris entre 2 mm et 20 mm par coup, ceci pour que les hypothèses de la formule des Hollandais soient vérifiées sans erreurs significatives (Chaigneau 2001; Zhou 1997). Cette recommandation fait que les mesures sont quasi-continues en profondeur. Par conséquent, l'appareil constitue un outil puissant pour l'identification des épaisseurs de couches traversées et pour déterminer les insuffisances de compactage, associées aux variations de la résistance dynamique mesurée ( $q_d$ ). L'appareil est employé principalement pour la reconnaissance des sols et pour le contrôle de compactage des remblais, des tranchées, des digues ou des barrages en terre. Par ailleurs, (Lepetit 2004) a proposé une méthode évaluant le risque de liquéfaction des sols. D'autres travaux ont montré l'intérêt de cette technique afin d'évaluer la stabilité mécanique des barrages basé sur la résistance dynamique de pointe issue de l'essai (Villavicencio 2009; Villavicencio et al. 2011, 2016).

A l'heure actuelle, en France, l'utilisation de l'appareil pour le contrôle de compactage des sols est normalisée (NF P 94-105, (AFNOR 2012)). Celle-ci est basée sur le protocole d'étalonnage proposé par (Chaigneau 2001). Le principe consiste à trouver la relation entre résistance de pointe  $q_d$  et le poids volumique sec  $\gamma_d$  pour un matériau dans un état hydrique donné :  $\gamma_d = f(q_d, w)$ . Une fois cette relation établie, on peut estimer la résistance dynamique  $q_d$  que le sol devrait avoir s'il était compacté au bon poids volumique et la comparer à la résistance obtenue *in situ*.

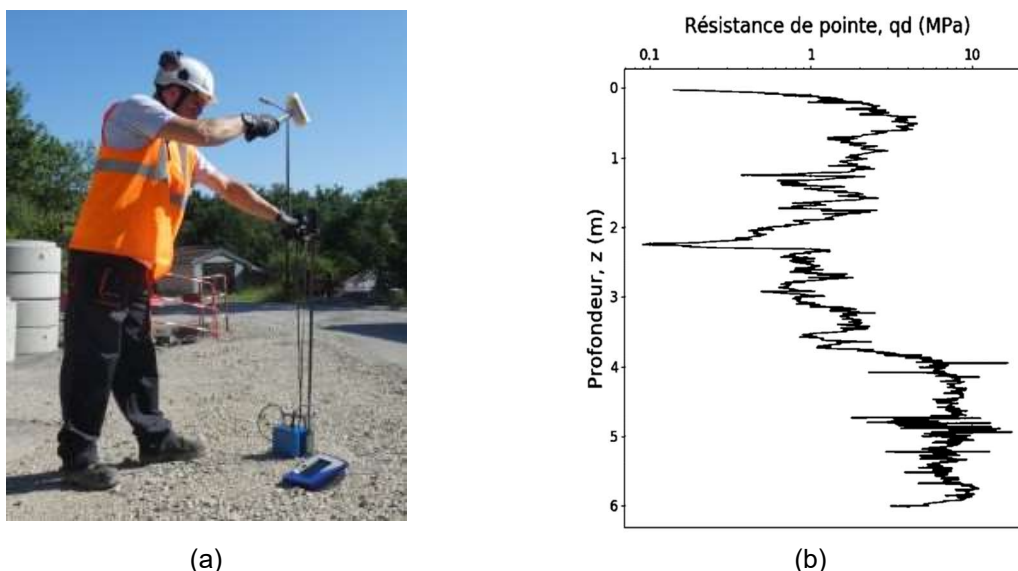


Figure I.5. Pénétration dynamique légère à énergie variable Panda : (a) Exécution de l'essai et (b) exemple de pénétrogramme obtenu *in-situ* avec l'appareil

Le principe de l'essai et le mode de mesure permettent de répondre à deux critiques souvent faites aux pénétromètres dynamiques classiques (e.g. DPT, SPT) : le manque de précision dans les milieux

peu résistants (l'énergie de battage étant adaptative) et la méconnaissance de l'énergie délivrée par l'impact (celle-ci étant mesurée pour chaque impact).

Du fait de sa facilité de mise en œuvre simple et de sa portabilité, cet appareil permet d'effectuer des essais dans des contextes difficiles d'accès. L'appareil permet de réaliser des sondages jusqu'à environ 6 m de profondeur en fonction de la résistance du sol ( $< 50\text{MPa}$ ) et du frottement qu'il provoque sur les tiges. Les sols pour lesquels il est applicable sont limités en fonction de la taille maximale des particules ( $D_{\text{max}} \leq 50\text{ mm}$ ). Son domaine d'application est suffisant pour des ouvrages et des remblais de taille moyenne ou des tranchées (Reiffsteck, 2002).

Une limitation des essais pénétrométriques courants (DPT, DCP, CPT) est leur caractère « aveugle ». Dans la mesure où l'essai Panda crée une cavité dans le sol, l'introduction d'un vidéo-endoscope souple dans le sondage a été proposé afin d'acquérir des images et ainsi de compléter cet essai (Breul 1999). L'application d'une méthodologie basée sur l'analyse des images permet de caractériser les matériaux traversés et aussi d'estimer la distribution granulométrique de ces derniers (Breul and Gourvès 2000; Haddani 2004). Par ailleurs, des travaux récents ont montré l'intérêt indéniable de cette technique afin d'étudier la variabilité spatiale des sols et de mettre en œuvre des méthodes statistiques en vue d'élaborer le modèle de terrain (Jurado et al. 2020, 2021).

Le lecteur souhaitant avoir un état de l'art exhaustif sur cette technique pourra se reporter aux travaux suivants : (Zhou 1997), (Chaigneau 2001), (Benz-Navarrete 2009) et (Benz-Navarrete et al. 2019).

## I.1.4 Bilan

Les essais de pénétration constituent une des techniques plus anciennes d'auscultation de sol. Ceux-ci restent à l'heure actuelle parmi les plus utilisés au niveau mondial pour la détermination des caractéristiques de résistance des sols ou encore pour l'estimation des épaisseurs des couches des formations superficielles des sols. Dans ce chapitre, on a présenté un bref aperçu des principaux essais de pénétration utilisés en géotechnique. Les essais de pénétration présentés ici ne constituent pas une liste exhaustive de l'ensemble des pénétromètres existant actuellement. Les techniques abordées ont été choisies pour leur caractère universel ou particulièrement pour leur importance dans la compréhension de la problématique de ce travail de recherche lié au pénétromètre français Panda. De façon à synthétiser ce qui a été présenté, le Tableau I.1 rappelle les différentes techniques ainsi que leurs principaux avantages et limitations.

Tableau I.1. Techniques pénétrométriques présentées et leurs principaux avantages et limitations

Classification	Essai de pénétration			
	Dynamiques			Statique
	A énergie constante		A énergie variable	
Technique	DPT (PDA, PDB, DCP)	SPT	Panda	CPT
Avantages	Coût Simplicité	Base de données Coût Prélèvement d'échantillon	Coût Simplicité Précision Portabilité Accessibilité	Fiabilité Répétabilité Précision Base de données
Limitations	Sans prélèvement « Aveugle »	Répétabilité Précision	Sans prélèvement	Coût Encombrement Sans prélèvement Accessibilité « Aveugle »

On constate que l'ensemble de pénétromètres fournissent uniquement des mesures de résistance (e.g. nombre de coups par enfoncement, DCPI,  $N_{SPT}$ ,  $q_d$ ,  $q_s$ ) dont l'interprétation reste dans la plupart des cas très empirique. En effet, aucune de ces techniques ne permet d'établir des relations effort-déplacement lors de la pénétration afin de remonter à des paramètres rhéologiques du sol. Même si le pénétromètre Panda a permis de réduire le niveau d'empirisme de la technique en intégrant les mesures de l'énergie d'impact et en augmentant la précision de l'essai, il fournit uniquement une mesure de résistance globale :  $q_d$ . *A priori*, aucun paramètre de déformabilité n'est déterminé au cours de l'essai, même si dans la pratique des corrélations sont souvent appliquées.

Par la suite on abordera les travaux réalisés autour des essais de pénétration qui ont cherché à améliorer ou à compléter ces techniques. Ceux-ci proposent des modifications au niveau du protocole d'essai ou de la technique de mesure afin d'obtenir, entres autres, des courbes de chargement du sol *in situ*. Ces courbes de chargement, riches en information sur le comportement des sols, sont par la suite exploitées à l'aide de méthodes et de modèles mécaniques. Ceci afin de remonter aux paramètres du sol caractérisant son comportement plus uniquement à la rupture mais aussi en déformation.

## I.2 Instrumentation et exploitation des essais de chargement

### I.2.1 Introduction

L'essai de pénétration a une place très importante dans la reconnaissance des sols. Dans le Chapitre 1, on a présenté les principales techniques d'essais pénétrométriques utilisées par les géotechniciens afin de caractériser les sols en surface. Parmi la palette d'essais de pénétration, au niveau mondial, les essais dynamiques représentent un moyen économique et simple de caractérisation des sols. Au-delà des différences en termes de géométrie, puissance et protocole d'essai, la majeure partie des essais dynamiques présentent une limitation commune : une analyse basée sur l'approche newtonienne permettant de remonter uniquement à une mesure de rupture, dite résistance de pointe dynamique,  $q_d$ .

Au cours des dernières décennies, les développements dans le domaine de la mesure, de l'acquisition de données et de l'informatique ont contribué à la sophistication des essais de pénétration favorisant l'apparition de nouvelles techniques.

Ce chapitre présente une synthèse des travaux concernant l'amélioration de l'exploitation des techniques pénétrométriques. Ceux-ci ont tenté, en introduisant des modifications au niveau du protocole d'essai ou de la technique de mesure, de compléter ou d'améliorer les essais de pénétration en vue d'établir une relation effort-déplacement lors de l'essai. Ces travaux ont permis d'une part de réduire l'empirisme de la technique (mesures de l'énergie réellement transmise) et d'autre part ils ont donné lieu à l'application de différents modèles et méthodes basés sur le comportement du sol en déformation et en rupture.

### I.2.2 Essai de chargement en pointe pénétrométrique

Cette technique a été introduite dans le but de compléter un essai pénétrométrique classique (Panda, CPT, ...). Elle consiste à interrompre un essai pénétrométrique classiquement réalisé à différentes profondeurs et à effectuer des chargements à faible vitesse. En suivant un protocole de chargement défini et en intégrant une instrumentation permettant de suivre la force et le déplacement vertical en cours de la pénétration, l'essai permet de tracer une courbe de chargement.

Avant, d'autres tentatives de proposer une méthode d'essai permettant d'établir la relation contrainte-déplacement au cours de la pénétration (Haefeli and Fehlmann 1957; Ladanyi 1976) et finalement l'essai de chargement de pointe a été mis au point. Cet essai a évolué depuis l'idée d'origine où les auteurs (Faugeras 1979; Gourvès and Mirat 1977) l'appelaient « essai de compressibilité des sols au pénétromètre statique ». Ensuite, il a été appelé « essai de déformabilité » par (Arbaoui 2003; Arbaoui et al. 2006). Des travaux plus récents adoptant l'appellation « Essai de chargement de pointe (pénétrométrique) » ou essai CLT (acronyme anglais pour « *Cone Loading Test* ») (Ali 2011; Reiffsteck et al. 2009; Reiffsteck, Graaf, and Jacquard 2017).

L'essai CLT consiste à arrêter l'essai de pénétration à une profondeur donnée et, après une phase de dissipation des pressions interstitielles, à réaliser le chargement à faible vitesse ( $\approx 0,01$  mm/s) par



paliers. Le nombre de paliers dépend de la nature et de la consistance du sol. Ils varient généralement entre 10 pour les sols peu à moyennement dense et 20 ou plus pour des sols denses à très denses. Pour chaque palier, on enregistre la charge appliquée et le déplacement de la pointe. Lorsque la charge limite est atteinte, charge qui se manifeste par le passage à un comportement plastique (formation d'un palier généralement observé pour des déplacements supérieurs à 3 mm), le déchargement peut se faire, par paliers ou de façon continue. Comme présenté dans la Figure I.6a, en plus du pénétromètre, trois éléments sont indispensables à la réalisation de l'essai CLT : un système de chargement, un système de guidage et un système d'acquisition des mesures (force et déplacement).

La courbe de chargement, désormais notée simplement courbe CLT, relie la pression appliquée sur la pointe au déplacement vertical mesuré en tête du train de tiges à la fin de chaque palier de chargement (Figure I.6b). Différents travaux ont montré la reproductibilité et la répétabilité de l'essai CLT en laboratoire ainsi qu'*in situ* (Ali 2011; Arbaoui et al. 2006; Reiffsteck et al. 2009, 2017). La courbe CLT est constituée de deux parties : une partie pseudo-linéaire et une seconde partie de passage à la plasticité sous forme d'un palier plastique. L'analyse de la courbe CLT est riche en renseignement sur la déformabilité des sols (Ali 2011).

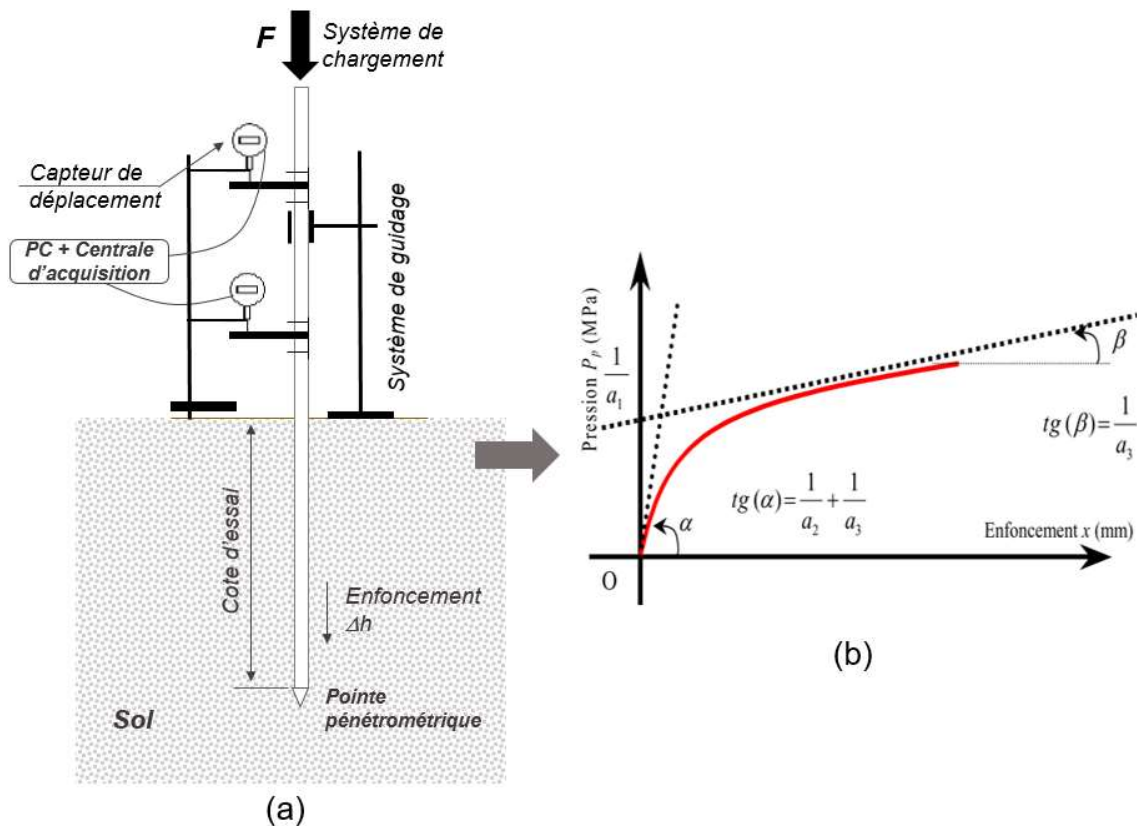


Figure I.6. (a) Principe de l'essai CLT (b) Courbe CLT et modèle hyperbolique appliqué par (Arbaoui 2003)

Zhou (1997) et Arbaoui (2003) proposent une méthode d'interprétation de la courbe CLT à l'aide d'un modèle hyperbolique à trois paramètres :  $a_1$ ,  $a_2$  et  $a_3$ . Ces paramètres sont par la suite reliés au module pénétrométrique ( $E_{pn}$ ) et à la résistance limite ( $q_{ult}$ ). La résistance ultime est par la suite interprétée afin d'estimer les paramètres de rupture du sol ausculté, à savoir : l'angle de frottement et la cohésion drainée.

Pour la détermination du module de déformation  $E$ , défini classiquement comme le rapport entre la contrainte ( $\sigma$ ) et la déformation ( $\varepsilon$ ) (Eq. 1.2), la mesure de la déformation n'est parfois pas triviale. Si dans l'essai triaxial, la déformation est obtenue directement à partir de la hauteur initiale de l'échantillon et des déplacements mesurés au cours de l'essai (Eq. 1.3), pour un essai de pénétration, son obtention n'est pas directe étant donné que le champ de déformations n'est pas homogène.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Eq. 1.2}$$

Soit

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h_0}} \quad \text{Eq. 1.3}$$

De manière analogue à l'essai triaxial, (Faugeras 1979) propose l'obtention du module pénétrométrique  $E_{pn}$  à partir de l'Eq. 1.4.

$$E_{pn} = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h_{ee}}} \quad \text{Eq. 1.4}$$

Soit

$\Delta\sigma$  : variation de contrainte

$\Delta h$  : enfoncement associé à cette variation de contrainte

$h_{ee}$  : hauteur élastique équivalente (définie par la suite)

(Faugeras 1979) a introduit la notion de hauteur élastique équivalente ( $h_{ee}$ ) pour rendre la valeur de  $E_{pn}$  homogène à une contrainte. Cette hauteur correspond à la hauteur équivalente d'un échantillon cylindrique de 10 cm<sup>2</sup> de section, soumis à la même pression verticale, à une pression latérale égale à la pression des terres au repos à la profondeur de l'essai et qui aurait une déformation  $\Delta h$ . Il doit tenir compte de la forme et des dimensions de la plaque (représenté dans ce cas par le cône).

Afin d'estimer cette hauteur équivalente, on considère que le cône est assimilable à une plaque circulaire de rayon  $R$  dans un milieu élastique semi-infini de module  $E$  et de coefficient de Poisson  $\nu$ . L'application de la formule de Boussinesq permet de relier le tassement  $h$  à la contrainte  $\sigma$  (Eq. 1.5).

$$\Delta h = \frac{\pi R}{2} (1 - \nu^2) \frac{\sigma}{E} \quad \text{Eq. 1.5}$$

Soit

$$E = \frac{\pi R}{2} (1 - \nu^2) \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} \quad \text{Eq. 1.6}$$

A la différence d'une plaque chargée en surface, l'essai CLT est effectué avec un encastrement qui peut être considéré comme infini. En effet, dans l'essai CLT réalisé avec un Panda (diamètre de 22,5 mm) ou avec un CPT, le diamètre de la pointe  $D$  est tel que la profondeur d'essai  $z$  est très supérieure à  $D$  ( $z \gg D$ ). L'utilisation de formule de Boussinesq en profondeur requiert ainsi l'application d'un coefficient d'encastrement. (Mindlin 1936) a montré que ce coefficient d'encastrement, ici noté  $k_M$ , vaut 2 pour un encastrement considéré infini. Ainsi, si on reprend l'Eq. 1.6, on peut exprimer le module pénétrométrique  $E_{pn}$  à l'aide de l'Eq. 1.7. Le coefficient de Poisson est supposé égal à 0,33.

$$E_{pn} = \frac{\pi R}{2} (1 - \nu^2) \frac{\Delta\sigma}{\Delta h} \frac{1}{k_M} \quad \text{Eq. 1.7}$$

En égalant les expressions Eq. 1.7 et Eq. 1.4 ( $E = E_{pn}$ ), on peut déduire  $h_{ee}$  (Eq. 1.8).

$$h_{ee} = \frac{\pi R}{2} (1 - \nu^2) \frac{1}{k_M} \quad \text{Eq. 1.8}$$

Soit  $\Delta\sigma/\Delta h$  la pente de la tangente à l'origine de la courbe CLT. La pente à l'origine est déduite par calage mathématique de la courbe expérimentale. Pour ce faire, on admet que la courbe CLT peut être correctement approchée par une fonction à trois paramètres  $a_1$ ,  $a_2$  et  $a_3$  (Eq. 1.9) (Zhou 1997).

$$\sigma = \frac{h}{a_1 h + a_2} + \frac{1}{a_3} h \quad \text{Eq. 1.9}$$

Soit la pente de la tangente à l'origine de la courbe CLT donnée par l'Eq. 1.10 :

$$\frac{\Delta\sigma}{\Delta h} = \text{tg } \alpha = \left( \frac{1}{a_2} + \frac{1}{a_3} \right) \quad \text{Eq. 1.10}$$

La résistance de rupture ou ultime, notée  $q_{ult}$ , est définie comme l'ordonnée du point d'intersection de l'asymptote à l'infini avec l'axe des contraintes. Celle-ci est prise dans ce cas égale à l'inverse du coefficient mathématique  $a_1$  explicité précédemment ( $q_{ult} = 1/a_1$ ) (Arbaoui 2003).

La résistance obtenue a été par la suite interprétée à l'aide de différentes approches afin d'estimer des paramètres de rupture (angle de frottement  $\phi'$  et cohésion drainée  $c'$ ). (Zhou 1997) a proposé d'interpréter les résultats à l'aide de la théorie de la capacité. L'asymptote à l'infini dont la pente notée " $m = \text{tg } \beta$ " ( $m$  est l'inverse du coefficient mathématique  $a_3$ ) étant fortement corrélée à l'angle de frottement interne du sol testé, il l'exprime en fonction du facteur de  $N_q$ .

$$m = \text{tg } \beta = \gamma_h N_q \quad \text{Eq. 1.11}$$

Avec

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + \gamma_h (D + \Delta h_i) N_q \quad \text{Eq. 1.12}$$

En assimilant le pénétromètre à un pieu isolé, on utilise l'Eq. 1.12 pour évaluer la résistance de pointe ( $q_{ult}$ ) avec  $D$  la profondeur d'essai. Les facteurs de capacité portante,  $N_q$  et  $N_c$ , sont respectivement le terme de profondeur, dépendant uniquement de l'angle de frottement, et le terme de cohésion. Le poids volumique humide du sol  $\gamma_h$  peut être supposé égal à 18 kN/m<sup>3</sup>. Une fois la valeur du coefficient  $N_q$  déterminée par Eq. 1.11, on peut déduire l'angle de frottement grâce à l'Eq. 1.13 due à Caquot et Kérisel (Costet and Sanglerat 1982)

$$N_q = 10^{N \text{ tg } \phi} \quad \text{Eq. 1.13}$$

Avec le coefficient  $N$  variant de 3,7 pour les petits à très petits diamètres à 2,7 pour les diamètres de 32 cm et plus, pour le cas analysé  $N$  est supposé égal à 3,7. On obtient  $\phi'$  à partir de l'Eq. 1.14.

$$\phi' = \arctg \left( \frac{\ln N_q}{N \ln 10} \right) \quad \text{où} \quad N_q = \frac{m}{\gamma_h} \quad \text{Eq. 1.14}$$

Une fois que l'on a obtenu  $\phi'$ , le terme de profondeur  $N_q(\phi')$  et la cohésion drainée  $c'$  sont calculés (Eq. I.15).

$$c' = \frac{1}{1,3} \frac{q_u - \gamma_h D N_q}{N_q - 1} \operatorname{tg} \phi' \quad \text{Eq. I.15}$$

(Arbaoui et al. 2006) a obtenu une bonne correspondance entre l'angle de frottement calculé en suivant cette approche et la valeur obtenue à la boîte de cisaillement pour les sables denses testés. Les résultats pour les sables lâches ont été considérablement plus élevées que les valeurs issues de l'essai triaxial. L'auteur conclut que la détermination de l'angle de frottement selon cette approche mériterait des développements supplémentaires.

Une autre approche est appliquée par (Reiffsteck et al. 2009) afin d'estimer l'angle de frottement pour des essais *in situ* dans un site argileux comme proposé par (Burland and Twine 1988). Pour ce faire, ils supposent une cohésion  $c'$  nulle du fait de l'installation du pénétromètre. L'angle de frottement est exprimé en fonction de la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) (Eq. I.16), de la contrainte horizontale ( $\sigma_h$ ). Le coefficient des terres au repos  $K_0$  est supposé égal à 1 du fait du remaniement entraîné par l'installation du cône au sein de l'argile et de la contrainte verticale ( $\sigma_v$ ) (Eq. I.17).

$$\tau = \sigma_h \operatorname{tg} \phi \quad \text{Eq. I.16}$$

$$\tau = K_0 \sigma_v \operatorname{tg} \phi \quad \text{Eq. I.17}$$

Pour les cas analysés, les valeurs d'angle de frottement obtenues ont présenté une bonne correspondance avec des résultats issus de l'appareil triaxial.

Comme montré, la courbe CLT exprimant la réponse contrainte-déplacement donne lieu à différentes méthodes d'interprétation afin de remonter aux paramètres caractérisant le comportement du sol en rupture et aussi en déformation. Les paramètres de déformabilité et de rupture obtenus se sont montrés sensibles aux matériaux testés et confirment l'intérêt de cette technique (Arbaoui 2003; Reiffsteck et al. 2009; Zhou 1997). Toutefois, la nécessité d'un système de réaction et le temps de réalisation d'essai assez long, rendent cette technique moins attractive qu'un essai de pénétration dynamique. En effet, pour l'instant l'application de cet essai reste pour la plus part limitée à des travaux de recherche.

### I.2.3 Essais dynamiques instrumentés

Dans le cas des essais de pénétration dynamiques, l'énergie entraînant l'enfoncement dans le sol résulte de l'impact d'une masse frappante (e.g. mouton, marteau). Le transfert d'énergie entre la masse frappante et le train de tiges puis le sol a été pendant longtemps expliqué à partir d'une analyse newtonienne (théorie de chocs). Toutefois, ce transfert d'énergie ne se fait pas de manière instantanée en une seule fois à toutes les parties du corps. Il se fait, lors du battage, sous forme d'onde de contrainte. C'est pourquoi, pour interpréter correctement le phénomène, on doit faire intervenir le temps et l'analyser à l'aide l'équation d'ondes (Fairhurst 1959; Smith 1960).

Même si la solution au problème de la propagation d'une onde de compression dans un corps élané a été proposée depuis le XIX<sup>e</sup> siècle (Saint-Venant 1867), son application aux essais dynamiques est beaucoup plus récente. La plupart des travaux appliquant l'analyse d'ondes au battage dynamique ont été réalisés soit pour le SPT (Clayton 1990; Goble and Aboumatar 1992; Odebrecht et al. 2005;

Schmertmann and Palacios 1979; Schnaid et al. 2007) soit pour les essais de chargement dynamique de pieux (Goble, Rausche, and Likins 1975; Isaacs 1931; Smith 1960).

En France, l'application de l'analyse d'ondes à l'essai pénétrométrique a été introduit par (Aussedat 1970; Meunier 1974). Plus tard, (Gonin 1979, 1996, 1999) a insisté sur l'importance d'intégrer l'analyse d'ondes à l'essai pénétrométrique ainsi qu'aux essais de chargement dynamique de pieux. On rappelle par la suite certains principes importants de la théorie de la transmission et propagation d'ondes longitudinales dans les corps élastés. On verra plus tard que, appliqués aux essais de pénétration dynamique ces principes ont permis de mieux comprendre les résultats obtenus et qu'ils ont produit d'importantes améliorations de la technique.

### 1.2.3.1 L'impact et l'onde de compression

On considère le système présenté dans la Figure I.7. Il est composé par une masse frappante (mouton) de section transversale  $A_m$  et longueur  $L_m$  qui heurte l'extrémité supérieure d'un train de tiges avec une vitesse d'impact  $v_{imp}$ . Le train de tiges est caractérisé par une section transversale  $A_t$  et une longueur  $L_t$ . Au niveau du plan de contact entre ces deux corps, deux conditions sont vérifiées : les forces d'action et de réaction sont de même intensité et l'intensité de la vitesse de la masse frappante est égale à celle de l'extrémité de la tige, ces deux surfaces étant en contact (Eq. I.18).

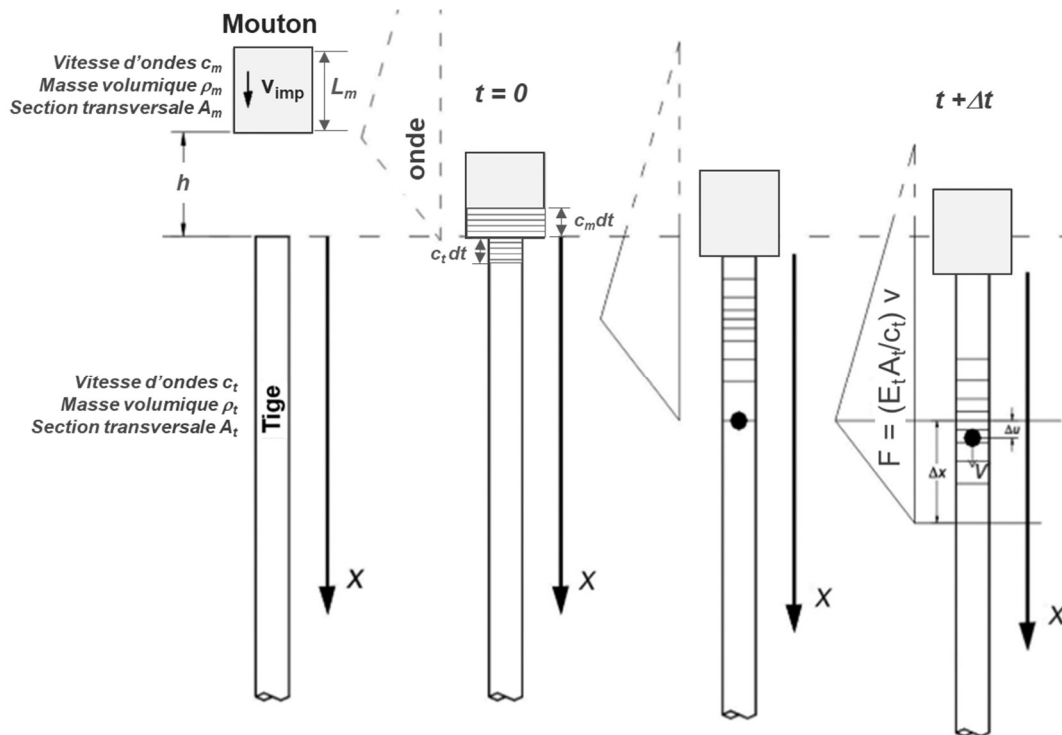


Figure I.7. Schéma représentant de l'action de la masse frappante (mouton) dans le train de tige (modifié de (Schnaid 2008))

Ainsi, on peut exprimer les vitesses particulières (Eq. I.18).

$$v_{imp} + v_{m,0} = v_{t,0} \tag{Eq. I.18}$$

Soit

$v_{m,0}$  = vitesse particulière dans l'extrémité de la masse juste après l'impact

$v_{t,0}$  = vitesse particulière dans l'extrémité heurtée du train de tiges juste après l'impact

A l'instant  $dt$  juste après l'impact, les ondes  $u_t(x,t)$  et  $u_m(x,t)$  commencent à se propager au sein de la tige et de la masse, respectivement. En appliquant la théorie de la conservation de la quantité de mouvement dans les deux corps, on peut aussi écrire l'Eq. 1.19.

$$L_m A_m \rho_m v_{imp} = (L_m - c_m dt) A_m \rho_m v_{imp} + c_m dt A_m \rho_m (v_{imp} + v_m) + c_t dt A_t \rho_t v_t \quad \text{Eq. 1.19}$$

$$v_{m,0} = - \frac{A_t \rho_t c_t}{A_m \rho_m c_m} v_{t,0} \quad \text{Eq. 1.20}$$

L'impédance mécanique de la masse frappante étant exprimée  $Z_m = c_m \rho_m A_m$  et celle de la tige  $Z_t = c_t \rho_t A_t$ , on peut écrire l'Eq. 1.20 de façon simplifiée en fonction du rapport  $r = Z_t/Z_m$ . On obtient :

$$v_{m,0} = - r v_{t,0} \quad \text{Eq. 1.21}$$

Par ailleurs, en substituant l'Eq. 1.21 dans l'Eq. 1.18, on peut exprimer  $v_{t,0}$  et  $v_{m,0}$  en fonction de  $v_{imp}$  (Eq. 1.22 et Eq. 1.23).

$$v_{t,0} = v_{imp} \left( \frac{1}{1+r} \right) \quad \text{Eq. 1.22}$$

$$v_{m,0} = v_{imp} \left( \frac{r}{1+r} \right) \quad \text{Eq. 1.23}$$

Lorsque l'onde atteint l'extrémité libre de la masse frappante à l'intervalle de temps  $\Delta t = L_m/c_m$  après l'impact, elle est réfléchiée en onde de traction qui se propage à nouveau vers le plan de contact. L'onde de traction se superpose à l'onde de compression et la contrainte résultante au sein du mouton devient nulle. Dans l'intervalle de temps de l'impact, l'onde effectue divers cycles aller-retour au sein de la masse frappante. Ainsi, en suivant le trajet de l'onde dans le mouton et en appliquant les formules de transmission et de réflexion des ondes, on obtient la vitesse particulière au sommet du train de tiges pour le  $n^{\text{ième}}$  cycle aller-retour d'onde (Eq. 1.24).

$$v_{t,n} = v_{t,0} \left( \frac{1-r}{1+r} \right)^n \quad \text{Eq. 1.24}$$

$$\text{avec } \frac{2nL_m}{c_m} < t < \frac{2(n+1)L_m}{c_m}$$

L'onde résultante est traduite par une onde créneau décroissante dont l'intervalle entre chaque valeur est de  $2L_m/c_m$ . En plus de la vitesse d'impact, les caractéristiques (valeur au pic, durée) de cette onde dépendent de la géométrie, de la masse du marteau et du rapport  $r$ .

Une fois l'onde de contrainte introduite par l'impact au sommet de la tige, celle-ci se propage au sein du train de tiges. Ainsi, afin de mieux comprendre ce phénomène, on rappelle par la suite certains aspects théoriques importants sur la propagation d'ondes longitudinales au sein d'un corps élastique.

### 1.2.3.2 La propagation unidimensionnelle d'ondes longitudinales

Le battage d'un pieu comme le battage d'un pénétromètre constitue un problème de propagation unidimensionnelle d'ondes longitudinales. Juste après l'impact de la masse frappante, une onde de compression  $u(x,t)$  est engendrée et commence son déplacement le long des tiges (ou le long du

pieu) à vitesse constante  $c_t$  (Figure I.7). On admet qu'aucune énergie n'est dissipée en chaleur et que les tiges n'étaient animées d'aucune vitesse initiale. Le train de tige, au repos initialement, a une masse volumique  $\rho_t$  et une section  $A_t$ . La déformation entraînée par le passage de cette onde peut être exprimée par l'Eq. I.25.

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{Eq. I.25}$$

En appliquant la relation de la deuxième loi de Newton ( $\Sigma F = ma$ ), avec la masse  $m = A_t \rho_t dx$  et l'accélération  $a = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$  à une portion comprimée de la tige, on obtient :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \rho_t \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{Eq. I.26}$$

Par ailleurs, en supposant la tige élastique,  $\sigma = E_t \varepsilon$ , avec  $\varepsilon$  donné par l'Eq. I.25, on obtient l'équation différentielle qui gouverne la propagation de l'onde  $u(x,t)$ , connue simplement comme équation de l'onde (Eq. I.27).

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c_t^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{Eq. I.27}$$

Il est possible de résoudre l'équation de l'onde analytiquement (transformée de Laplace, séparation des variables, méthode des caractéristiques) ou numériquement. Ces méthodes sont décrites en détail par (Verruijt 2009). Dans le cadre de ce travail, on retient la solution obtenue par la méthode des caractéristiques proposée par (Saint-Venant 1867). Selon celle-ci, l'Eq. I.27 correspond à la superposition de deux ondes  $u_d(t-x/c_t)$  (descendante) et  $u_u(t+x/c_t)$  (remontante) se propageant le long des tiges de manière continue et à une vitesse constante  $c_t$  (Eq. I.28).

$$u(x,t) = u_d\left(t - \frac{x}{c_t}\right) + u_u\left(t + \frac{x}{c_t}\right) \quad \text{Eq. I.28}$$

La vitesse de propagation d'une onde de compression  $c$  dans un milieu solide infini est déterminée par l'équation Eq. I.29. La vitesse de propagation  $c$  étant une fonction des caractéristiques matérielles du milieu traversé (module d'Young  $E$ , coefficient de Poisson  $\nu$  et densité  $\rho$ ).

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho} \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \text{Eq. I.29}$$

Pour le cas des tiges élancées, la vitesse de propagation de l'onde de compression  $u(x,t)$  est indépendante du coefficient de Poisson  $\nu$ . On peut ainsi écrire :

$$c_t = \sqrt{\frac{E_t}{\rho_t}} \quad \text{Eq. I.30}$$

Soit pour le cas de tiges,  $c_t$  la vitesse de propagation de l'onde,  $E_t$  le module d'Young et  $\rho_t$  la densité respectivement. Le passage de l'onde  $u(x,t)$  à un instant  $t$  engendra des variations de déformation et de vitesse particulière  $v(x,t)$  en un point donné de la tige  $x$ . La vitesse particulière  $v(x,t)$  est obtenue par dérivation de l'équation en fonction du temps.

$$v(x,t) = v_d\left(t - \frac{x}{c_t}\right) + v_u\left(t + \frac{x}{c_t}\right) \quad \text{Eq. I.31}$$

La déformation entraînée par le passage de l'onde  $u(x,t)$  est obtenue en dérivant par rapport à  $x$  l'équation Eq. I.31. Cette déformation  $\varepsilon(x,t)$  peut être exprimée en fonction de la vitesse particulière des ondes  $c_t$ , incidente et remontante, afin d'obtenir l'Eq. I.32.

$$\varepsilon(x,t) = -\frac{1}{c_t} \left[ v_d \left( t - \frac{x}{c_t} \right) + v_u \left( t + \frac{x}{c_t} \right) \right] \quad \text{Eq. I.32}$$

En tenant compte de l'élasticité des tiges, c'est-à-dire de  $F = \varepsilon A_t E_t$ , on obtient l'Eq. I.33.

$$F(x,t) = -\frac{A_t E_t}{c_t} \left[ v_d \left( t - \frac{x}{c_t} \right) - v_u \left( t + \frac{x}{c_t} \right) \right] \quad \text{Eq. I.33}$$

Comme constaté sur l'équation Eq. I.33, dans le problème de la propagation longitudinale d'une onde mécanique dans un milieu élastique, la force  $F(x,t)$  et la vitesse particulière  $v(t,x)$  sont proportionnelles. Le rapport de proportionnalité entre ces deux grandeurs étant  $A_t E_t / c_t$ , c'est-à-dire, l'impédance mécanique de la tige  $Z_t$ .

La propagation d'une onde mécanique dans un milieu élastique, tel qu'une tige, est caractérisée par le transport d'énergie. Pour une onde dont toutes les composantes se propagent dans une même direction, l'énergie totale transmise  $E_{tr}$  est divisée également en deux parties : l'énergie cinétique  $E_K$  (Eq. I.34) et l'énergie potentielle de déformation  $E_U$  (Eq. I.35).

$$E_K = \frac{1}{2} \frac{A_t E_{tr}}{c_t} \int v(x,t)^2 dt \quad \text{Eq. I.34}$$

$$E_U = \frac{1}{2} \frac{c_t}{A_t E_{tr}} \int F(x,t)^2 dt \quad \text{Eq. I.35}$$

L'énergie totale transmise étant le double de  $E_U$ , celle-ci peut être obtenue à partir des signaux de force mesurés expérimentalement à l'aide des jauges de déformation installés sur la tige. Cette méthode d'obtention de l'énergie, connue comme EF2, a été appliquée à l'essai SPT afin de connaître l'énergie réellement transmise par l'impact (Eq. I.36).

Du fait de la proportionnalité entre les signaux de force et de vitesse, (Sy and Campanella 1991) proposent le calcul de l'énergie transmise à partir des signaux de force (obtenu à l'aide des jauges de déformation) et de vitesse particulière (obtenu à l'aide d'un accéléromètre). Cette méthode d'obtention de l'énergie est connue comme méthode EFV (Eq. I.37).

$$E_{tr}^{EF2} = \frac{c_t}{A_t E_t} \int_0^{2L/c} [F(x,t)]^2 dt \quad \text{Eq. I.36}$$

$$E_{tr}^{EFV} = \int_0^{\infty} F(x,t) v(x,t) dt \quad \text{Eq. I.37}$$

L'énergie réellement transmise  $E_{tr}$ , obtenue à l'aide de mesures effectuées dans l'extrémité de la tige, est aussi connue comme ENTHRU. Ce terme a été introduit initialement par (Housel 1965) pour les essais de chargement dynamique des pieux afin de désigner l'énergie transmise mesurée à l'aide de capteurs de force à l'extrémité du pieu. Il est actuellement étendu aux essais de pénétration dynamique instrumentés, notamment pour le SPT.



Les travaux pionniers intégrant des mesures de l'énergie à l'essai pénétrométrique (SPT), comme ceux de (Schmertmann and Palacios 1979), appliquent la méthode EF2. Cela, entre autres, car les mesures issues d'accéléromètres n'étaient pas assez fiables à l'époque de ces travaux. Toutefois, cette méthode a l'inconvénient de n'être applicable que pour l'intervalle de temps avant le premier retour d'onde ( $t_0 + 2L/c$ ), c'est-à-dire avant l'arrivée de l'onde réfléchie dans l'extrémité inférieure au point de mesure. Ainsi, elle considère uniquement l'énergie de la première onde de compression. C'est pourquoi, cette méthode est sujet à de fortes critiques et notamment de ne pas tenir compte des coups suivants et aussi car pour les tiges courtes la transmission d'énergie n'est pas complète pour cet intervalle de temps.

Actuellement, la majeure partie de travaux sur ce sujet recommandent l'application de la méthode EFV (Abou-Matar and Goble 1997; Howie et al. 2003; Odebrecht et al. 2005; Schnaid 2008; Sy and Campanella 1991; Youd, Bartholomew, and Steidl 2008).

Pour la plupart des essais de chargement dynamique (pieu battu, pénétromètre dynamique), la durée du chargement dépasse le temps d'un cycle d'aller-retour de l'onde. L'onde de compression introduite par l'impact se superpose souvent à l'onde réfléchie depuis l'extrémité inférieure de la tige. On verra dans les sections qui suivent qu'une analyse plus complète des signaux mesurés consiste à séparer ces ondes afin de pouvoir en déduire la réaction du sol.

On s'intéresse par la suite à deux domaines dans lesquels l'application de cette analyse d'ondes a produit d'importantes avancées : les essais de chargement dynamiques de pieux et l'essai SPT.

### ***1.2.3.3 Application à l'essai de chargement dynamique de pieux***

Pour des raisons pratiques et économiques, les essais dynamiques de pieux sont effectués de plus en plus souvent. Toutefois, si la détermination de la capacité portante des pieux à partir d'essais de chargement statiques est simple et directe, l'interprétation des essais dynamiques a toujours été plus difficile, exigeant une analyse dynamique sophistiquée (Salgado, Bisht, and Prezzi 2018).

Historiquement, comme pour les essais de pénétration dynamique, l'interprétation des essais de chargement dynamiques de pieux reposaient sur des formules de battage (Lowery et al. 1968; Sanglerat 1972). Les chercheurs ont remarqué les limites de ces formules et il est devenu évident qu'une analyse appropriée nécessite que le battage de pieux soit traité comme un problème de transmission des ondes (Gonin 1979). En effet, du fait des incertitudes liées à ces formules, les facteurs de sécurité recommandés peuvent aller jusqu'à six (Bowles 1996). Même si les remarques faites par (Isaacs 1931) aient mis en évidence l'intérêt de l'application de l'équation d'ondes au cas du battage d'un pieu, il était difficile d'effectuer des mesures expérimentales à l'époque. Ce n'est qu'à partir des années 1960 que ce type de mesures s'est multiplié.

Depuis, de nombreux auteurs ont travaillé sur l'implémentation numérique et pratique de l'équation d'onde afin d'améliorer la prédiction de la capacité portante des pieux (Aussedat 1970; Goble et al. 1975; Gonin 1979, 1996; Meunier 1974; Rausche 1970; Rausche, Goble, and Likins 1985; Smith 1960). Parmi ces différents travaux tentant d'améliorer l'analyse des mesures dynamiques, on a vu apparaître la célèbre méthode d'analyse CASE (Goble et al. 1975; Rausche et al. 1985) et le code d'analyse inverse des signaux mesurés CAPWAP<sup>7</sup> (Rausche, Moses, and Goble 1972).

---

<sup>7</sup> Acronyme anglais pour *Case Pile Wave Analysis Program*

Pour les essais de chargement dynamiques des pieux, les signaux de force et de vitesse sont obtenus par le biais des mesures des jauges de déformation et des accéléromètres installées à proximité de la tête de pieu. En assimilant le pieu à une barre élastique de section uniforme, on applique la théorie de la propagation d'ondes présentée dans la section précédente. La rigidité du pieu étant largement supérieure à la rigidité du sol autour, l'onde de compression créée par l'impact se déplace sur tout le long du pieu. Cette onde, dite onde incidente, se propage vers la pointe du pieu. La vitesse particulière  $v_d(t)$  dans une section transversale du pieu est exprimée par l'Eq. I.38.

$$v_d(t) = \frac{c}{EA} F(t) = \frac{F(t)}{Z} \quad \text{Eq. I.38}$$

Dans le problème de la propagation unidirectionnelle et longitudinale d'une onde mécanique dans un milieu élastique, la force  $F(t)$  et la vitesse particulière  $v(t)$  sont proportionnelles, le rapport de proportionnalité entre ces deux grandeurs étant l'impédance mécanique  $Z$ . Celle-ci est exprimée en fonction de la section transversale  $A$  et de la vitesse de l'onde de compression  $c$  :  $Z = AE/c$ . En revanche, une onde réfléchie dans la pointe et se propageant vers la tête du pieu aura une vitesse particulière  $v_u(t)$ .

$$v_u(t) = -\frac{F(t)}{Z} \quad \text{Eq. I.39}$$

La réflexion d'une onde de compression en pointe, dans le cas d'une extrémité libre, produit une onde de traction d'amplitude égale se déplaçant vers la tête du pieu. Une extrémité libre peut donc être considérée comme un endroit où deux ondes se rencontrent : une onde descendant le pieu et l'autre remontant le pieu. En utilisant les équations Eq. I.38 et Eq. I.39, la vitesse à une extrémité libre d'un pieu peut être déterminée comme étant le double de  $v_d(t)$ . L'intervalle de temps total mis pour une onde pour effectuer un cycle aller-retour le long d'un pieu de longueur  $L$  est de  $2L/c$ . Ainsi, pour un pieu possédant des extrémités libres, la vitesse  $v(t)$  en tête peut être exprimée par Eq. I.40.

$$v(t) = -\frac{1}{Z} \left( F(t) + 2F\left(t - \frac{2L}{c}\right) + 2F\left(t - \frac{4L}{c}\right) + \dots \right) \quad \text{Eq. I.40}$$

Par ailleurs, la résistance du sol  $R_i(t)$  agissant sur le pieu à l'emplacement  $z_i$  produit une onde de compression qui est réfléchie vers la tête du pieu et une onde de traction qui descend le pieu. La vitesse particulière d'ondes est exprimée par Eq. I.41.

$$v(t) = \frac{R(t)}{2Z} \quad \text{Eq. I.41}$$

Le signal de vitesse mesuré en tête de pieu correspond donc à la somme des vitesses particulières des ondes réfléchies de chaque position  $i$  (Eq. I.42).

$$v(t) = -\frac{1}{Z} \sum_i R_i \left( H\left(t - \frac{2z_i}{c}\right) + H\left(t - \frac{2z_i + 2L}{c}\right) + \dots \right) \quad \text{Eq. I.42}$$

Avec  $H$  la fonction échelon définie par l'Eq. I.43.

$$H(t - a) = \begin{cases} 0; & t < a \\ 1; & t \geq a \end{cases} \quad \text{Eq. I.43}$$

Les ondes réfléchies se propageant vers la tête du pieu correspondent à la réaction du sol en pointe  $R_i$ . Les vitesses particulières de ces ondes sont exprimées par l'Eq. I.44.

$$v(t) = -\frac{1}{Z} \sum_i R_i \left( H\left(t - \frac{2L}{c}\right) + H\left(t - \frac{4L}{c}\right) + \dots \right) \quad \text{Eq. 1.44}$$

Ainsi, la vitesse résultante  $v(t)$  en tête de pieu est donnée par la superposition des vitesses définies par l'Eq. 1.40, l'Eq. 1.42 et l'Eq. 1.44. Si on prend la vitesse pour le premier aller-retour, c'est-à-dire  $v(t+2L/c)$  et qu'on soustrait de la vitesse  $v(t)$ , on obtient l'Eq. 1.45.

$$\begin{aligned} v\left(t + \frac{2L}{c}\right) - v(t) &= \left[ \frac{1}{Z} \left( F\left(t + \frac{2L}{c}\right) + 2F(t) - F(t) \right) \right] + \left[ -\frac{1}{Z} \sum_i R_i(H(t)) \right] \\ &+ \left[ -\frac{1}{Z} \sum_i R_i(H(t)) \right] \end{aligned} \quad \text{Eq. 1.45}$$

En réorganisant, on obtient l'Eq. 1.46.

$$R(t) = \frac{1}{2} \left[ F(t) + F\left(t + \frac{2L}{c}\right) \right] + \frac{Z}{2} \left[ v(t) - v\left(t + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad \text{Eq. 1.46}$$

La réaction totale  $R(t)$  correspondant à la capacité portante totale du pieu est donnée par l'Eq. 1.47. Cette réaction est par suite interprétée selon l'approche introduite par (Smith 1960) dans lequel la réaction totale peut être décomposée en deux parties : statique  $R_s$  et dynamique  $R_d$ .

$$R(t) = R_d(t) + R_s(t) \quad \text{Eq. 1.47}$$

La composante dynamique ( $R_d$ ) vise à tenir compte de l'augmentation de réaction du sol dans le cas des sollicitations dynamiques. Selon (Smith 1960), l'augmentation de la résistance est fonction de la vitesse et du coefficient d'amortissement ( $J_s$ ). Pour la méthode CASE, (Rausche et al. 1985) on suppose que la composante dynamique est due entièrement à la réaction en pointe et que celle-ci est proportionnelle à la vitesse particulière en pointe. Le facteur de proportionnalité étant connu comme l'amortissement CASE ( $J_c$ ).

$$R_d(t) = J_c v_p R_s \quad \text{Eq. 1.48}$$

Ainsi, pour déterminer la composante dynamique de la réaction, on détermine la vitesse en pointe ( $v_p$ ). Celle-ci est donnée par la superposition des ondes incidentes (Eq. 1.40) et d'ondes générées par la réaction du sol (Eq. 1.39). Ceci est donné par l'Eq. 1.49.

$$v\left(t + \frac{L}{c}\right) = v(t) + \frac{1}{Z} [F(t) - R(t)] \quad \text{Eq. 1.49}$$

En remplaçant la vitesse particulière en pointe (Eq. 1.49) dans l'Eq. 1.48, la résistance statique peut être déterminée à l'aide de l'équation Eq. 1.50.

$$R_s = \frac{1}{2} \left[ (F - Zv)(1 + j_c) \Big|_{t+\frac{2L}{c}} + (F - Zv)(1 - j_c) \Big|_t \right] \quad \text{Eq. 1.50}$$

La résistance statique ( $R_s$ ) obtenue à partir de l'Eq. 1.50 est connue comme résistance statique de la méthode CASE. En appliquant les mêmes principes, (Rausche 1970) a proposé la technique

d'ajustement des signaux et a développé le logiciel CAPWAP (Rausche et al. 1985). Le logiciel CAPWAP effectue une analyse dynamique unidimensionnelle (basée sur le modèle de Smith). Le logiciel CAPWAP fait la distinction entre les résistances statiques et dynamiques et permet ainsi la prédiction de la capacité portante statique à partir des mesures dynamiques. Actuellement, CAPWAP constitue la méthode la plus reconnue pour l'interprétation des essais de charge dynamique des pieux.

Bien que célèbres, ces travaux n'ont pas été les seuls à proposer des méthodes pour découpler des ondes unidimensionnelles superposées au sein d'un corps élastique élané. D'autres travaux importants se sont intéressés au découplage d'ondes unidimensionnelles notamment dans le domaine d'essais de choc (barres de Hopkinson) et des problèmes de percussion des roches (Bussac et al. 2002; Casem, Fourney, and Chang 2003; Jung and Park 2005; Othman et al. 2001). Ces travaux ont montré qu'à travers de l'instrumentation et de l'analyse des ondes pendant le battage, il était possible d'estimer la réaction du sol. Cela a représenté un important pas en vue de passer à une analyse calée sur le comportement du sol sous chargement dynamique.

Dans un premier temps, ces travaux basés sur l'application de l'équation d'ondes aux pieux appliquaient des modèles simples, mais qui intègrent des aspects importants comme l'effet de la vitesse de chargement (Smith 1960). Plus tard, ces modèles traduisant la réaction du sol sont devenus de plus en plus réalistes en intégrant des aspects comme la non-linéarité du comportement de sol et différents types d'amortissement mis en jeu. Ces modèles seront abordés dans le chapitre 3.

De même que pour le battage des pieux, on verra par la suite que l'instrumentation et analyse d'ondes appliquées aux essais pénétrométriques ont été essentiels afin de mieux comprendre les résultats d'essai et ont ouvert le chemin à de nouvelles méthodes d'interprétation. Même si les constatations découlant de l'analyse d'ondes sont valables pour l'ensemble des pénétromètres dynamiques, c'était initialement autour du SPT que les principaux travaux ont été réalisés.

#### ***1.2.3.4 Application au cas du SPT***

Malgré sa popularité à niveau mondial, le SPT est depuis longtemps sujet à de fortes critiques à cause de la variabilité des résultats. L'instrumentation et l'analyse d'ondes appliquées au SPT ont contribué à réduire le niveau d'empirisme de la technique et à mieux contrôler la qualité des résultats de l'essai. De l'instrumentation et de l'analyse d'ondes découlent l'interprétation actuellement appliquée, basée sur l'énergie réellement transmise par le mouton lors de l'impact. Celle-ci se traduit par la normalisation de l'énergie à 60% de l'énergie théorique nominale ( $N_{60}$ ) et encore par la correction de l'effet de la longueur du train de tiges sur l'énergie transmise.

Les mesures d'énergie réalisées à l'aide des capteurs installés à proximité de l'enclume ont permis de constater que l'indice  $N_{SPT}$  était fonction de l'énergie véritablement transmise au système ( $E_{tr}$ ). Cette énergie était considérablement inférieure à l'énergie théorique et influencée par de nombreux facteurs (équipement utilisé, forme du mouton, longueur de la tige, systèmes de forage...). Par conséquent, la méconnaissance de l'énergie délivrée par l'essai SPT entraînait une dispersion importante des résultats.

Actuellement, la nécessité de normaliser l'indice  $N_{SPT}$  à une valeur d'énergie de référence est largement reconnue (Robertson, Campanella, and Wightman 1983; Seed et al. 1985; Skempton 1986). Cette correction s'effectue par l'application d'une relation linéaire simple considérant la valeur

d'énergie de référence  $E_{60}$  comme 60% de l'énergie théorique du mouton ( $\approx 474$  J), celle-ci associée à l'indice normalisé  $N_{60}$  (ISSMFE 1989) (Eq. I.51).

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} E_{tr}}{E_{60}} \quad \text{Eq. I.51}$$

Un essai SPT réalisé au Brésil par exemple, calibré à une énergie égale à 72% de l'énergie théorique et associé à un indice  $N_{SPT}$  de 20 équivaut à un  $N_{60}$  de 24 (Schnaid 2008). La valeur  $N_{60}$  étant reconnue comme la valeur de référence à niveau mondial. La Figure I.8 présente des profils  $N_{SPT}$  montrant la différence des résultats bruts et des valeurs corrigées. On constate l'importance de cette normalisation afin de réduire la dispersion des données.

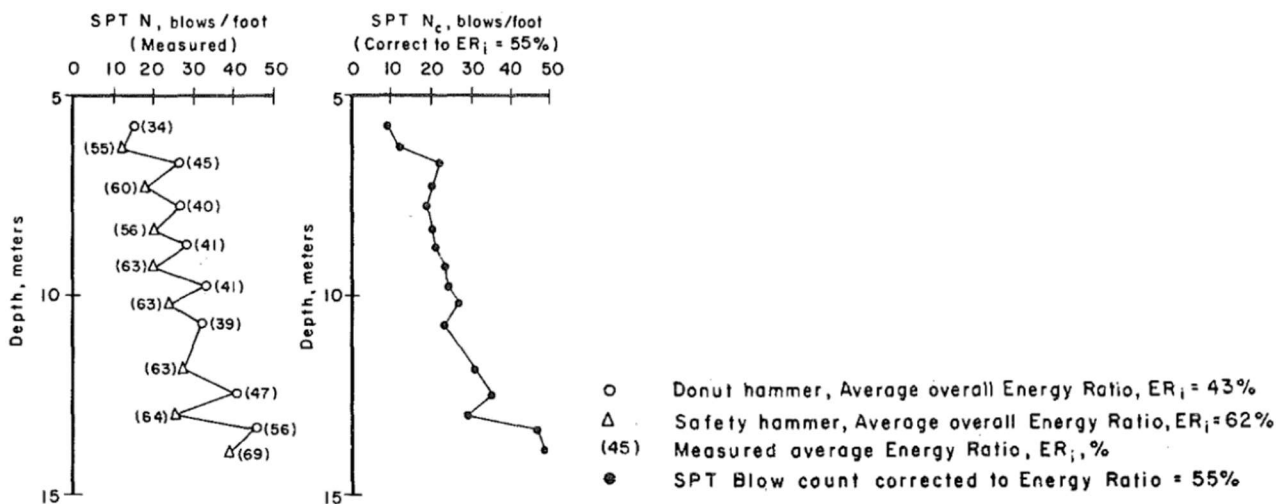


Figure I.8. Effet de correction de l'indice  $N_{SPT}$  (Robertson et al. 1983)

Par ailleurs, l'instrumentation de l'essai a permis d'introduire le concept d'efficacité de battage et l'utilisation du coefficient d'efficacité de battage ( $\eta$ ). Ce coefficient correspond au rapport entre l'énergie théorique du mouton (souvent obtenue à partir de l'énergie potentielle de pesanteur :  $mgH$ ) et l'énergie réellement transmise (issue de mesures) (Schmertmann and Palacios 1979) (Eq. I.52).

$$\eta = \frac{E_t}{E_{théorique}} = \frac{ENTHRU}{mgH} \quad \text{Eq. I.52}$$

L'intégration des mesures d'énergie de l'essai a montré que le coefficient  $\eta$  dépend, non seulement du système de battage mais aussi de la longueur du train de tiges employée. La Figure I.9 présente l'allure typique de la relation entre la longueur du train de tiges et le coefficient  $\eta$ . On constate que pour les tiges longues (supérieur à 15 m) la valeur maximale du coefficient est de l'ordre de 60% de l'énergie théorique associée à l'essai. Cet effet de réduction de l'énergie transmise avec la réduction de la longueur du train de tiges a abouti à l'application d'un coefficient de correction ( $C_R$ ) appliqué actuellement à l'indice  $N_{SPT}$  pour les tiges courtes ( $< 10$ m) (Abou-Matar and Goble 1997; Schmertmann 1979; Skempton 1986). Le Tableau I.2 synthétise les valeurs rapportées pour le coefficient de correction  $C_R$  dans différents travaux. A l'heure actuelle, cette correction est préconisée par la norme (NF-EN-ISO-22476-3 2005).

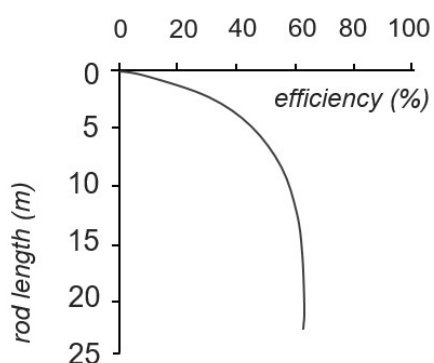


Figure 1.9. Schéma de l'allure typique de la relation entre coefficient d'efficacité de battage et la longueur du train de tiges (Aoki and Cintra 2000)

Tableau I.2. Gamme de valeurs du coefficient de correction  $C_R$  rapportées par différents travaux (modifié de Daniel et al., 2005)

Longueur des tiges (m)	Coefficient $C_R$			
	Seed et al. (1985)	Skempton (1986) NF EN ISO 22476-3 (2005)	ASTM (1986)	Youd et al. (2001)
> 10	1,00	1,00	0,98 - 1,00	1,00
6 - 10	1,00	0,95	0,89 - 0,98	0,95
4 - 6	1,00	0,85	0,76 - 0,89	0,85
3 - 4	1,00	0,75	0,69 - 0,76	0,80
< 3	0,75	0,75	0,69	0,75

L'importance de maîtriser l'énergie transmise lors du battage est reconnue au niveau européen et mondial par les spécifications recommandant un étalonnage fréquent de cette énergie pour les pénétromètres dynamiques (NF-EN-ISO-22476-2 2012). Le pénétromètre Panda, présenté dans le Chapitre 1, constitue un des rares exemples réalisant des mesures de l'énergie transmise de manière systématique pour chaque impact lors d'un sondage.

Dans les méthodes d'instrumentation conventionnelles appliquées aux essais dynamiques (SPT, Panda, chargement dynamique de pieux), l'énergie transmise est mesurée à l'extrémité supérieure de la tige (ou du pieu). Cependant, (Aoki and Cintra 2000) ont suggéré de redéfinir le coefficient d'efficacité de l'essai comme le rapport entre l'énergie transférée au système carottier-sol et l'énergie nominale. Selon ces auteurs, le rapport d'énergie au niveau du carottier est inversement proportionnel à la longueur de la tige de forage et le rapport d'énergie serait lié au travail effectué lors de la pénétration du carottier dans le sol et non à l'énergie transmise par le mouton. L'obtention de l'énergie réellement transmise et donc de la force au niveau du carottier ouvre le chemin pour de nouvelles interprétations de l'essai SPT comme l'estimation de la résistance non-drainée des argiles ou la résistance au cisaillement des sables (Aoki and Cintra 2000).

Cette constatation entre autres a poussé un certain nombre de chercheurs (Cavalcante, Danziger, and Danziger 2008; Chen 1991; Lukiantchuki et al. 2017; Odebrecht et al. 2005) à instrumenter une section de la tige juste au-dessus du carottier. Cependant, peu de données sont disponibles en raison des difficultés liées à l'installation de l'instrumentation à l'intérieur du forage. Le fait de mesurer l'énergie à la fois à proximité de l'enclume et au niveau du carottier permet d'estimer la partie de l'énergie introduite qui est véritablement transmise au sol.

Sur la base des résultats d'essais SPT instrumentés à différents emplacements du train de tiges, (Odebrecht et al. 2005) a proposé une relation afin d'exprimer l'énergie transmise au niveau du carottier. L'énergie transmise par l'impact (mesurée avec la méthode EFV) peut être exprimée en fonction de la hauteur de chute  $H$  et de la pénétration permanente de l'échantillonneur,  $\Delta\rho$ . Par conséquent, l'énergie réellement associée à la pénétration est fonction de trois jeux de paramètres : (1) les paramètres du sol, (2) les paramètres liés au choc (masse du mouton  $M_h$  et la hauteur de chute), et (3) les paramètres liés à la géométrie de la tige (longueur et section transversale) résultant

de la masse totale de la tige  $M_r$ . Par conséquent, l'énergie potentielle théorique ( $PE_{h+r}^*$ ) du système (considérant simultanément le marteau, les tiges et le sol) s'exprime par l'Eq. 1.53 (Odebrecht et al. 2005).

$$PE_{h+r}^* = (H + \Delta\rho)M_h g + \Delta\rho M_r g \quad \text{Eq. 1.53}$$

La relation présentée exprime l'énergie sans intégrer les pertes ayant lieu lors de la pénétration. Ces pertes dépendent des plusieurs facteurs liés à l'essai (type d'équipement, conception du mouton, longueur des tiges, géométrie du carottier, méthode de déclenchement de la chute du mouton...).

(Odebrecht et al. 2005) proposent d'exprimer les pertes d'énergie à l'aide de trois coefficients d'efficacité : le coefficient du mouton  $\eta_1$ , de la tige  $\eta_2$  et du système  $\eta_3$  (Eq. 1.54). Ainsi, cette relation définit l'énergie potentielle du carottier ( $E_{carottier}$ ).

$$E_{carottier} = \eta_3[\eta_1(H + \Delta\rho)M_h g + \eta_2\Delta\rho M_r g] \quad \text{Eq. 1.54}$$

L'énergie effectivement délivrée au sol, avec toutes les pertes prises en compte au moyen des coefficients d'efficacité correspond au travail ( $W$ ) des forces non-conservatives réalisé par le système sol-carottier. Ainsi, on peut calculer la force de réaction dynamique moyenne du sol ( $F_d$ ).

$$E_{carottier} = W = F_d \Delta\rho \quad \text{Eq. 1.55}$$

$$F_d = E_{carottier} / \Delta\rho \quad \text{Eq. 1.56}$$

En substituant l'Eq. 1.54 dans l'Eq. 1.56.

$$F_d = \frac{\eta_3\eta_1(0,75M_h g) + \eta_3\eta_1(\Delta\rho M_h g) + \eta_3\eta_2(\Delta\rho M_r g)}{\Delta\rho} \quad \text{Eq. 1.57}$$

Le coefficient d'efficacité du marteau  $\eta_1$  est obtenue à partir des mesures à proximité l'enclume. Le coefficient d'efficacité  $\eta_2$  peut être supposé égal à l'unité et le coefficient d'efficacité du système  $\eta_3$  est corrélé à la longueur des tiges.

Par ailleurs, (Schnaid et al. 2009) a montré que la force déterminée au niveau du carottier peut être interprétée à l'aide de la théorie de la capacité portante et de l'expansion de cavité afin de remonter à des paramètres de résistance du sol (angle de frottement des sables et résistance non-drainée des argiles).

Ces travaux ont montré qu'en appliquant une analyse basée sur l'énergie, il est possible d'estimer la réaction du sol et ainsi d'ouvrir le chemin à de nouvelles interprétations de l'essai SPT. Toutefois, la nécessité de calibration des coefficients  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  et  $\eta_3$  constitue une limitation à son application pratique.

Un des rares exemples rapportés sont les travaux de (Chen 1991; Goble and Aboumatar 1994) autour de l'essai SPT ou encore autour de pénétromètre dynamique et des pieux battus (Aussedat 1970). (Chen 1991) ont réalisé des essais pénétrométriques en instrumentant le train de tige à proximité de l'enclume et à proximité du carottier. En raison des difficultés liées à la réalisation des mesures dans le sol, les auteurs ont initialement testé des matériaux souples censés représenter le sol. Ils ont testé différents types de plastiques (e.g polyéthylène haute densité, poly-acétal). Au-delà de la mesure de l'énergie transmise lors de l'impact, ceux-ci se sont intéressés à l'obtention des signaux de force et de déplacement au niveau du carottier. Pour ce faire, des jauges de contrainte et des capteurs de déplacement ont été installés au niveau du carottier (Figure 1.10a). En exprimant la force en pointe

en fonction du déplacement en pointe, on obtient une courbe de chargement (Figure I.10b et c). Cette courbe traduit la réponse effort-déplacement des matériaux testés sous chargement dynamique.

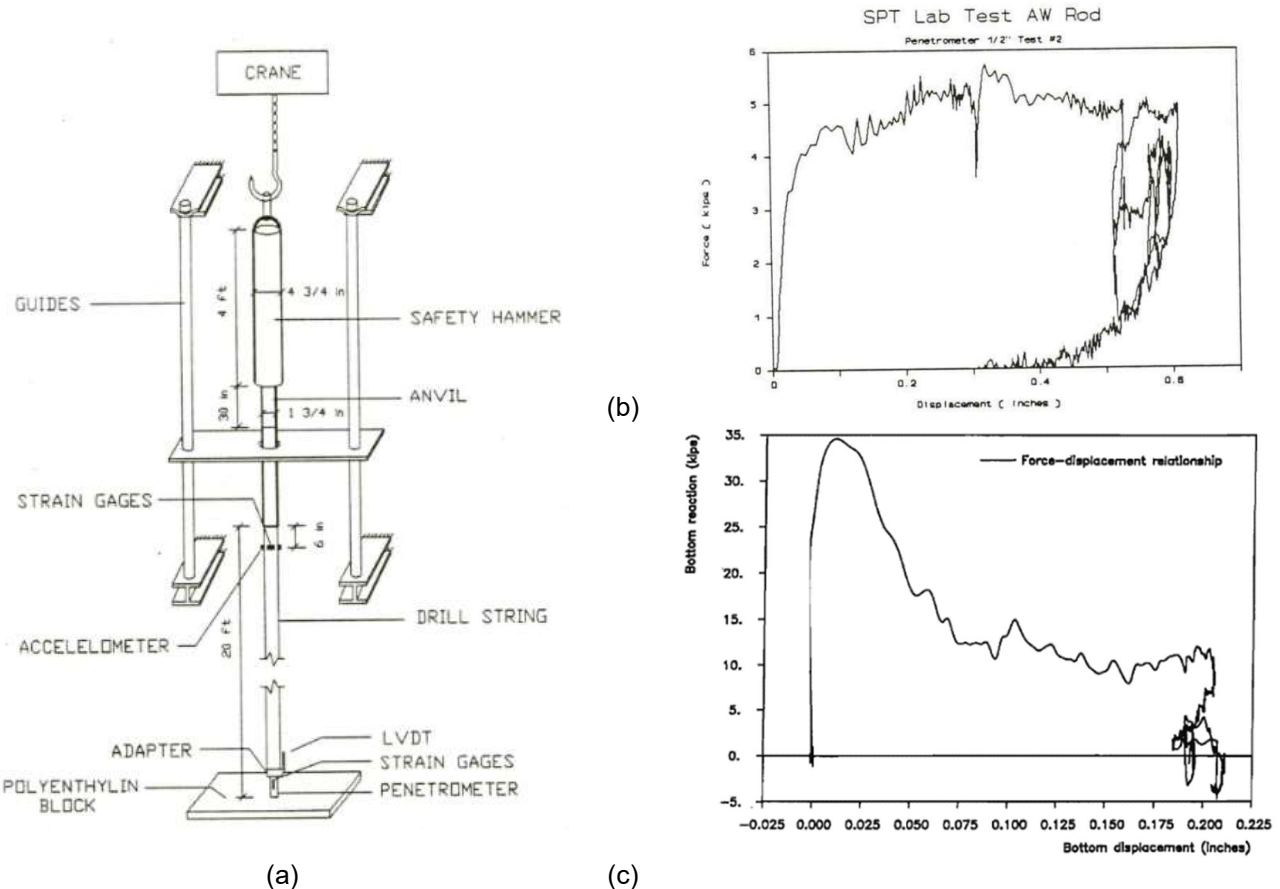


Figure I.10. (a) Schéma de l'appareillage utilisé et (b) exemple des grandeurs mesurées : force en pointe en fonction du déplacement en pointe (Chen 1991) et (c) exemple des grandeurs estimées : force en pointe en fonction du déplacement pour une roche tendre *in situ* (Goble and Aboumatar 1994)

(Chen 1991) a comparé les courbes dynamiques à des courbes de chargement statique réalisées avec le même dispositif sur les mêmes matériaux en laboratoire. Il a observé des valeurs du même ordre de grandeur en termes de résistance.

Plus tard, (Goble and Aboumatar 1994) ont appliqué *in situ* une approche similaire en testant deux matériaux (une roche tendre et une argile sableuse) (Figure I.10b). Cette fois-ci les auteurs ont montré, que pour le SPT tel que pour un pieu battu, il était possible d'estimer les signaux de force, de vitesse et de déplacement au niveau du carottier à partir des mesures réalisées à la proximité de l'enclume. Toutefois, à la différence d'un pieu battu, la résistance latérale le long des tiges du SPT est négligeable. L'essai SPT est ainsi considéré comme un essai de chargement dynamique en pointe. Cela signifie que pour le cas de l'essai SPT, l'estimation de signaux au niveau du carottier est *a priori* encore plus directe que pour un pieu, vu que la différence entre le signal de force mesuré en tête et le signal correspondant à l'extrémité libre est due à la réaction du sol. L'estimation des grandeurs au niveau du carottier permet de tracer la courbe de chargement dynamique en pointe sans l'installation d'une instrumentation supplémentaire au niveau du carottier.

Au-delà de traduire la réponse du sol au choc, celle-ci permet de déduire l'énergie délivrée au sol à partir du produit de la force et du déplacement. Les résultats ont démontré la faisabilité de l'application



de cette approche pour un essai pénétrométrique, mais, les résultats étant assez limités, aucune tentative n'a été faite afin d'étudier les propriétés du sol à partir de cette courbe (Goble et al. 1975).

On verra par la suite l'application de cette méthode de mesure lors d'un essai pénétrométrique. L'obtention de la courbe de chargement dynamique en pointe de manière simple, rapide et économique permet de multiplier les données et ouvre le chemin à l'application de nouveaux modèles et méthodes d'exploitation afin de mieux caractériser le sol ausculté.

## **I.2.4 Essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique**

Comme évoqué dans la section précédente, un certain nombre de travaux ont été dédiés à l'instrumentation des essais dynamiques (SPT instrumenté, pieux battus). Toutefois, les travaux s'intéressant aux mesures ou à l'estimation des grandeurs au niveau du carottier sont assez rares. Même si certains chercheurs ont montré qu'il était possible d'obtenir une courbe de chargement dynamique en pointe pour l'essai SPT, les expériences autour de cette technique sont souvent limitées à travaux de recherche.

Les études de la théorie de l'onde menées par (Benz-Navarrete, 2009) autour du pénétromètre Panda ont montré que l'intégration des mesures accélérométriques et l'application des méthodes de découplages et de reconstitution d'ondes se propageant dans la tige permettait d'estimer les signaux de force, de vitesse et d'enfoncement à l'interface sol-pointe. Cette technique est nommée « Essai de chargement dynamique en pointe pénétrométrique » et désignée par l'acronyme DCLT (de l'anglais *Dynamic Cone Loading Test*). Celle-ci permet d'obtenir une courbe de chargement dynamique en pointe (courbe DCLT) pour chaque impact.

Intégrée à un pénétromètre léger à énergie variable, elle a donné naissance au PANDA 3®<sup>8</sup> (Benz et al. 2013; Benz Navarrete, Breul, and Gourvès 2021; Escobar 2015). Plus tard, l'application de la même technique à un pénétromètre lourd type DPSH a abouti à la création du pénétromètre Grizzly 3®. La version lourde permet d'attendre des profondeurs de l'ordre de 15 m tandis que la version légère permet d'aller jusqu'à environ 7 m de profondeur.

---

<sup>8</sup> Dorénavant on note Panda 3 et Grizzly 3 pour Panda 3® et Grizzly 3®, respectivement.

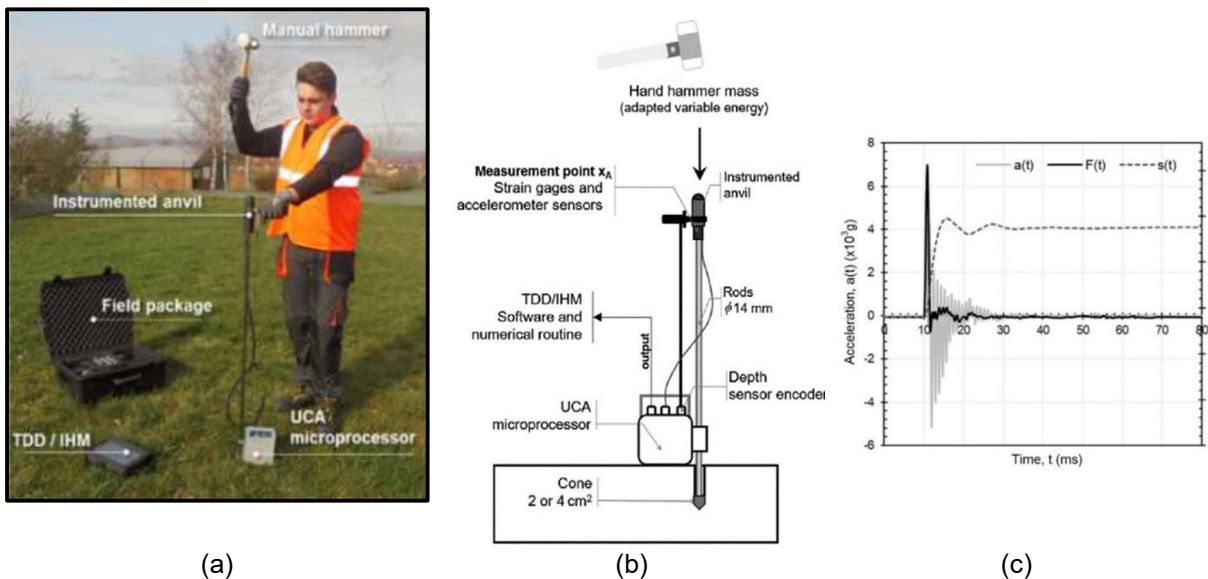


Figure 1.11. (a) Pénétrömètre dynamique Panda 3® exécution de l'essai *in situ* et (b) description de composants du pénétrömètre et (c) Exemple de signaux brutes obtenus : force  $F(t)$ , accélération  $a(t)$  et déplacement  $s(t)$

Dans le cadre de travail, on s'intéresse particulièrement à l'essai réalisé à l'aide du pénétrömètre Panda 3. Le principe de l'exécution l'essai reste le même que le Panda : le pénétrömètre est enfoncé manuellement par battage à l'aide d'un marteau standard (Figure 1.6a). La principale différence étant que dans cet appareil, en plus de mesurer la déformation et l'enfoncement pour chaque impact, on mesure également l'accélération. Les capteurs placés à proximité de la tête permettent d'enregistrer l'évolution de ces données au cours de l'essai de manière quasi-continue. Le signal de force  $F(x,t)$  est obtenu à partir de mesures des jauges de déformation (en appliquant la Loi de Hooke), tandis que le signal de vitesse  $v(x,t)$  est obtenu par l'intégration de signal d'accélération  $a(t)$ . Comme pour les versions antérieures de l'appareil, l'enfoncement est enregistré à l'aide d'une courroie crantée reliée d'un côté à la tête de battage et de l'autre à un codeur installé à l'intérieur de l'UCA, celle-ci placée au niveau du sol. L'UCA permet de centraliser et traiter les mesures des différents capteurs qui sont par la suite envoyées au TDD. Le TDD permet la communication entre l'opérateur et l'appareil, le conditionnement, le traitement et visualisation des résultats (signaux, courbes, pénétrogramme...). La Figure 1.11 présente les composants de l'appareil et un exemple des enregistrements effectués pour un impact. Une description plus détaillée de l'appareil est proposée par (Benz-Navarrete 2009; Escobar 2015).

Comme pour un essai SPT ou pour un pieu battu, à chaque impact, l'onde de choc engendrée parcourt le train de tige jusqu'à la pointe. Au niveau de la pointe, une partie est transmise au sol et une partie est réfléchiée vers le point de mesure, à proximité de l'enclume. Du fait de la pointe débordante de l'appareil, on suppose les efforts extérieurs (frottement latéral) négligeables. Par ailleurs, en supposant les tiges comme des corps élastiques, homogènes et de section uniforme, la propagation de l'onde de compression  $u(x,t)$  est décrite par l'équation de l'onde (Eq. 1.27) dont la solution correspond à la superposition de deux ondes : descendante  $u_d$  et remontante  $u_u$ . On a vu dans la section 1.2.3 que la connaissance des ondes  $u_d$  et  $u_u$  permet de décrire entièrement le phénomène. Toutefois, comme pour les essais de chargement de pieu et pour le SPT, la durée du chargement dépasse le temps d'un cycle d'aller-retour de l'onde ( $2L/c$ ) donc celles-ci se superposent au sein des tiges. Il s'avère nécessaire d'appliquer des méthodes de découplage afin de les séparer.

- **Découplage et reconstruction d'ondes : l'obtention de la courbe DCLT**

Différentes méthodes peuvent être employées pour réaliser le découplage des ondes (Casem et al. 2003; Jung and Park 2005; Lundberg, Carlsson, and Sundin 1990; Othman et al. 2001). Celles-ci diffèrent quant au type de mesure utilisée (déformation et/ou accélération), quant au nombre de capteurs utilisés ainsi que par l'imposition de certaines conditions aux limites. (Benz-Navarrete 2009) a montré que la méthode proposée par (Casem et al. 2003) et par (Jung and Park 2005) est celle qui s'adapte le mieux à cet essai. Souvent appliquée aux essais de chargement de pieux, cette approche utilise une mesure de déformation et une mesure de vitesse. Cette solution est assez précise et aucune condition aux limites ne doit être vérifiée. Elle consiste à mesurer dans une section donnée A le long des tiges la déformation  $\varepsilon_A(t)$  et la vitesse particulière  $v_A(t)$  entraînées par le passage de l'onde  $u(x,t)$ .

Ainsi, à partir des enregistrements de déformation  $\varepsilon_A(t)$  et de vitesse  $v_A(t)$  réalisés sur les tiges dans une section donnée A située au voisinage de l'enclume, les ondes  $\varepsilon_d$  et  $\varepsilon_u$  sont découplées selon les Eq. 1.58 et Eq. 1.59, respectivement.

$$\varepsilon_d(t) = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_A(t) - \frac{v_A(t)}{c_t} \right] \quad \text{Eq. 1.58}$$

$$\varepsilon_u(t) = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_A(t) + \frac{v_A(t)}{c_t} \right] \quad \text{Eq. 1.59}$$

En connaissant les signaux  $\varepsilon_A(t)$  et  $v_A(t)$ , il est possible de reconstruire les signaux de déformation  $\varepsilon(t)$ , de force  $F(t)$  et de vitesse particulière  $v(t)$  pour une section N située à une distance de  $\Delta x = x_N - x_A$  en dessous du point de mesure. Pour cela, les efforts extérieurs (frottement latéral, changement d'impédance...) doivent être nuls entre le point de mesure et la section N. Avec une tige homogène et de section constante  $A_t$  et d'impédance uniforme  $Z_t$ , la reconstruction des signaux de force  $F_N(t)$  et de vitesse  $v_N(t)$  est donnée par les Eq. 1.60 et Eq. 1.61, respectivement (Karlsson, Lundberg, and Sundin 1989).

$$F_N(t) = \frac{E_t A_t}{2} \left[ \varepsilon_A \left( t + \frac{2\Delta x}{c_t} \right) + \varepsilon_A(t) \right] + \left[ \frac{Z_t}{2} v_A(t) + v_A \left( t + \frac{2\Delta x}{c_t} \right) \right] \quad \text{Eq. 1.60}$$

$$v_N(t) = \frac{1}{2} \left[ v_A \left( t + \frac{2\Delta x}{c_t} \right) + v_A(t) \right] + \left( \frac{E_t A_t}{2Z_t} \right) \left[ \varepsilon_A \left( t + \frac{2\Delta x}{c_t} \right) + \varepsilon_A(t) \right] \quad \text{Eq. 1.61}$$

Le déplacement  $s_N(t)$  peut être aussi calculé par l'intégration du signal de vitesse  $v_N(t)$ .

$$s_N(t) = \int v_N(t) dt \quad \text{Eq. 1.62}$$

Dans le cas du Panda 3, les tiges étant élastiques et homogènes et considérant qu'il n'y a pas de changements d'impédance au niveau des sections de connexion ainsi qu'aucune force externe le long des tiges, le changement d'impédance majeur a lieu au niveau des sections tige/pointe et pointe/sol. L'atténuation des ondes à cause des connecteurs et la longueur des tiges est considérée négligeable. En effet, la dispersion de l'énergie de l'onde a été étudiée pour le cas de SPT et les pertes d'énergie observées n'étaient pas significatives pour des tiges allant jusqu'à 30 m de longueur (inférieures à 1,5 %) (Farrar et al. 1998); (Odebrecht et al. 2005).

La Figure I.12 présente des exemples de signaux obtenus pour un impact dans un sable dense (sable d'Allier). Les Figure I.12a et Figure I.12b présentent les signaux de force et le produit de la vitesse et de l'impédance ( $Zv(t)$ ) dans la pointe de mesure et les ondes incidentes et réfléchies après découplage. Les Figure I.12c et Figure I.12d présentent les grandeurs estimées en pointe (Eq. I.60, Eq. I.61 et Eq. I.62).

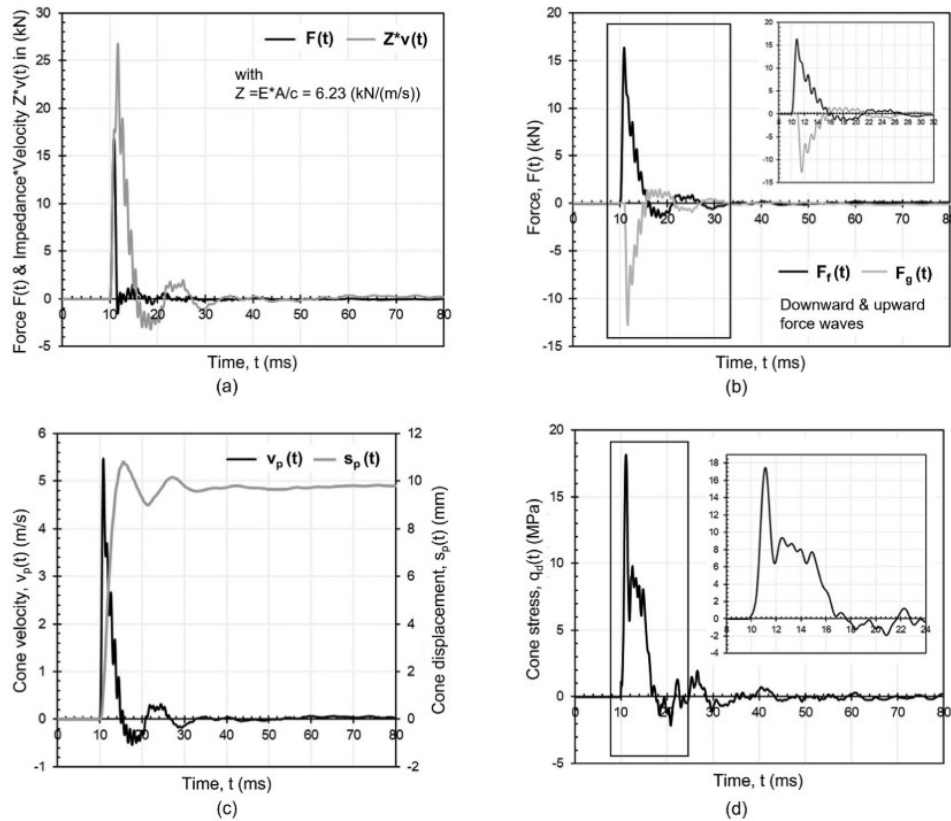


Figure I.12. Exemple de signaux pour le sable d'Allier dense : (a) force  $F(t)$  et produit de vitesse et impédance  $Zv(t)$  dans le point de mesure, (b) Ondes découplées : onde incidente  $F_i(t)$  et onde réfléchie  $F_r(t)$ , (c) Signaux calculés en pointe : vitesse  $v_p(t)$ , déplacement  $s_p(t)$  et (d) contrainte en pointe  $q_d(t)$  avec un zoom pour l'intervalle entre 8 ms and 24 ms (Benz Navarrete et al. 2021)

Le signal de contrainte en pointe, exprimé en fonction du déplacement en pointe, correspond à la courbe de chargement dynamique en pointe du pénétromètre (DCLT). (Benz Navarrete et al. 2021) a évalué la sensibilité et la répétabilité de la technique en testant différents matériaux (bois, béton, un sable et une argile sableuse) en laboratoire. Les essais ont été réalisés en faisant varier l'énergie de battage, à l'exception de l'argile qui a été soumise à une énergie de battage quasi-constante (masse de 5 kg et hauteur de chute de 50 cm). Les courbes DCLT déterminées sont présentées dans la Figure I.13.

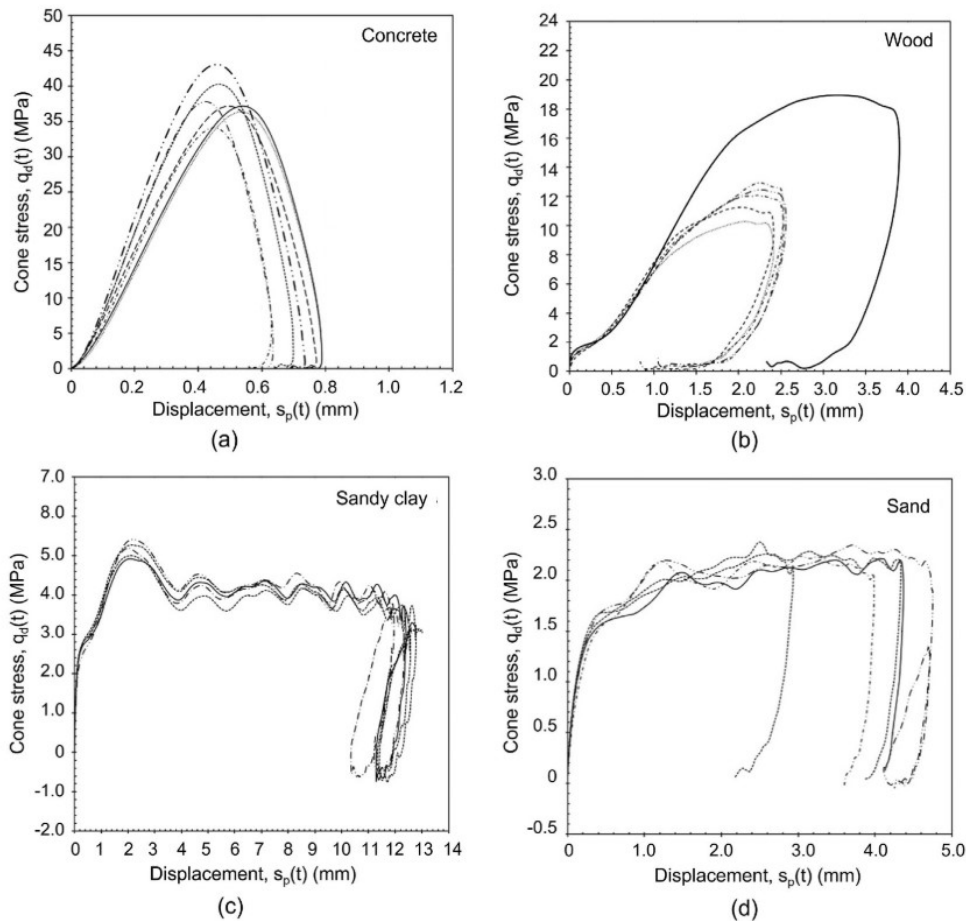


Figure I.13. Courbes DCLT obtenues à partir de la méthode présentée pour différents matériaux (a) béton, (b) bois, (c) argile sableuse et (d) sable (Benz Navarrete et al. 2021)

Dans la Figure I.13, on constate que les résultats sont bien sensibles aux matériaux testés. Par ailleurs, les résultats pour l'énergie de battage constante (Figure I.13c) présentent une très bonne répétabilité. D'autres travaux ont montré la répétabilité des mesures et la fiabilité de l'appareil en laboratoire ainsi qu'*in situ* (Benz Navarrete et al. 2021; Escobar 2015; Escobar, Benz Navarrete, et al. 2016; Escobar, Navarrete, et al. 2016).

Comme présenté dans la section précédente, d'autres travaux ont réussi à obtenir la courbe DCLT soit par le biais des mesures directes (Chen 1991) soit par l'estimation de signaux en pointe. L'aspect innovant de l'essai DCLT au Panda 3 (et au Grizzly 3) consiste à l'application d'une instrumentation et d'une méthode d'analyse des ondes permettant d'estimer les signaux à l'interface sol-pointe de manière économique et simple dans le cadre d'un sondage courant. Cela veut dire qu'on peut obtenir une courbe de chargement *in situ* de manière rapide et pour chaque impact.

De même que la courbe chargement issue de l'essai CLT, l'analyse de la courbe DCLT est potentiellement riche en renseignements sur la déformabilité des sols. Toutefois, l'interprétation de cette courbe DCLT n'est pas simple car, à la différence de la courbe CLT, il est nécessaire de tenir compte du caractère dynamique et transitoire de la sollicitation. En observant une courbe DCLT typique (Figure I.13d), on constate que celle-ci est composée de différentes phases qui décrivent la réponse du sol à la sollicitation dynamique :

- Phase I (accélération) : augmentation rapide des contraintes avec la transmission des ondes de la tige au sol de manière assez stable pour une courte période. Cette phase est caractérisée par une accélération négative (vers de bas) et se termine lorsque la vitesse particulaire atteint sa valeur maximale et que l'accélération change de signe.
- Phase II (décélération) : la résistance du sol réduit la vitesse particulaire à une valeur quasi-constante. La vitesse diminue jusqu'à zéro et l'enfoncement se stabilise. On observe certaines variations de la résistance de pointe qui atteint sa valeur maximale.
- Phase III (déchargement-rechargement) : phase composée par un ou plusieurs cycles décharge-recharge. Le pénétromètre vibre avec le sol et le chargement n'est plus monotone. Cette dernière phase permet d'analyser le comportement élastique du sol. Enfin, la pointe se stabilise à l'enfoncement final.

Les phases décrites correspondent à des phénomènes bien différents et, par conséquent, donnent lieu à différentes méthodes d'exploitation au cours de l'intervalle analysé après l'impact.

### **I.2.5 Bilan**

Les essais de pénétration, à un niveau mondial, représentent un moyen économique et simple de caractérisation des sols en surface. Toutefois, ceux-ci fournissent uniquement une mesure de résistance. Au cours de ce chapitre, on a présenté des travaux qui cherchent à compléter les essais de pénétration dans le but d'améliorer leur exploitation et d'avoir plus d'information notamment sur le comportement effort-déformation du sol.

Une de ces approches est la technique CLT. En modifiant le protocole d'essai, cette technique permet d'obtenir une courbe de chargement en pointe. Cette courbe, exploitée à l'aide d'un modèle hyperbolique permet d'accéder à des paramètres caractérisant le comportement du sol en rupture et en déformation. Bien qu'intéressante, cette approche s'avère plus encombrante et lente comparée à un essai de pénétration dynamique.

Une autre approche consiste à instrumenter et à appliquer l'analyse des ondes aux essais de pénétration dynamique (SPT, pieux battus). Au-delà de fournir une analyse plus réaliste du phénomène de battage, cette approche permet de mieux maîtriser l'énergie véritablement transmise lors du battage. Appliquée à l'essai SPT, celle-ci a permis de proposer certaines corrections actuellement appliquées à cet essai et ainsi de réduire la dispersion des résultats. Appliquées aux essais de chargement de pieux, l'instrumentation et l'analyse des ondes ont permis de proposer de nouvelles méthodes d'interprétation afin de déterminer la capacité portante des pieux de manière plus rapide et fiable.

Les développements autour des essais dynamiques ont montré qu'il est possible d'estimer la réaction du sol à partir de l'application de méthode EFV et de méthodes de découplages d'ondes mesurées dans la tige (ou en tête du pieu). L'obtention des grandeurs (force, vitesse et déplacement) au niveau du carottier SPT, initialement par le biais de l'instrumentation au niveau du carottier et plus tard par découplage d'ondes, a montré qu'il était possible d'établir la réponse charge-déplacement du sol en cours de l'essai. Exploité à partir de cette approche, l'essai de pénétration dynamique peut être vu comme un essai de chargement dynamique en pointe.

Cette technique nommée DCLT est à l'heure actuelle intégrée au pénétromètre léger Panda 3 et au pénétromètre lourd Grizzly 3. Elle permet d'obtenir, pour chaque impact, une courbe de chargement de façon simple et économique (Benz Navarrete et al. 2021; Escobar et al. 2013). S'il est maintenant possible d'obtenir la courbe DLT dans le cadre d'un sondage courant, il s'avère nécessaire de proposer une méthodologie d'interprétation adaptée à l'essai. Dans le Chapitre 3, on s'intéresse aux modèles et méthodes pouvant être ainsi appliqués à cet essai.

## I.3 Modélisation et interprétation des essais de chargement en pointe

### I.3.1 Introduction

Comme discuté dans le chapitre précédent, grâce à l'instrumentation et à l'exploitation de signaux de force, de vitesse et de déplacement intégrés à l'essai DCLT, il est possible de tracer une courbe de chargement dynamique en pointe pour chaque impact, la courbe DCLT. Comme on a vu dans les chapitres précédents, l'obtention de ce type de résultats lors d'un essai de pénétration (CPT, SPT, DCP, PANDA) n'est pas courant. On peut citer comme des rares exemples la technique CLT et certains travaux autour du SPT. En effet, l'obtention de ce type de résultats dans le cadre d'un sondage courant ouvre le chemin à l'application des méthodes et modèles basés sur différentes approches pouvant fournir des nouvelles informations sur le comportement du sol à la rupture et mais aussi en déformation (Aoki and Cintra 2000; Benz Navarrete et al. 2021; Schnaid et al. 2009).

D'une part, par le type de sollicitation, sa géométrie et ses conditions aux limites, l'essai ressemble à un essai dynamique d'un pieu travaillant en pointe. Par conséquent, la courbe DCLT, comme une courbe de chargement dynamique de pieux, peut être interprétée à l'aide des modèles d'interaction. Ces modèles d'interaction, assez divers, cherchent à traduire la réponse contrainte-déplacement du sol en pointe sous chargement dynamique. Ceux-ci sont alimentés par des paramètres censés caractériser le sol ausculté (résistance ultime, des paramètres propres aux modèles ou encore des paramètres de déformabilité). Différentes méthodes peuvent être appliquées afin de déterminer les paramètres alimentant ces modèles.

D'autre part, comme un essai de choc, l'essai au pénétromètre dynamique entraîne une augmentation brusque de la contrainte et de la vitesse particulière dans le sol. Ainsi, comme pour un essai de choc, l'exploitation des signaux de contrainte et de vitesse dans le sol pour les premiers instants suivant l'impact permettrait d'étudier le comportement à faibles déformations et de déterminer une mesure de vitesse d'ondes (Aussedat 1970; Omidvar et al. 2015).

Par ailleurs, afin de remonter à des paramètres de rupture et s'agissant d'un essai de pénétration, celui-ci peut également être interprété d'après des méthodes traditionnellement appliquées à ce genre d'essais (e.g. théorie de la capacité portante, l'expansion de cavité).

Ainsi, dans un premier temps, on présente les modèles d'interaction existants, et dans un deuxième temps, on compare les méthodes permettant de déterminer les paramètres alimentant ces modèles, résistance ultime et module de déformation, à l'aide de l'essai DCLT. Enfin, on aborde brièvement les théories traditionnellement appliquées afin d'interpréter la résistance de pointe et comment celles-ci sont appliquées afin de remonter aux paramètres de cisaillement des sols. On se focalise sur l'approche appliquée aux sables propres, matériau d'étude dans ce travail.

Par ailleurs, même si on aborde des méthodes pouvant être appliquées à l'ensemble des essais de pénétration, l'accent a été mis sur les modèles et les méthodes appliquées aux essais dynamiques (battage de pieux ou pénétrométrie).



### I.3.2 Modèles d'interaction sol-pointe

Comme il a été discuté dans la Partie I.1, l'interprétation du battage des pieux ainsi que des pénétromètres était initialement basée sur les formules de battage découlant de la théorie des chocs et de la prise en compte de quelques hypothèses simplificatrices. Même si celles-ci sont encore très appliquées dans la pratique, il est actuellement reconnu que l'intégration de l'analyse de la propagation des ondes au battage pénétrométrique permet d'améliorer notablement la compréhension du phénomène (Gonin 1979, 1996; Holeyman 1988; Schnaid 2008; Smith 1960).

De l'intégration de l'analyse d'ondes au battage découle une nouvelle façon d'interpréter le battage, basée sur la modélisation du système pieux-sol comme un système de masse-ressort. Les modèles appliquant cette approche sont connus comme modèles d'interaction. Selon ceux-ci, la réaction totale ( $R_T$ ) obtenue lors du battage est égale à la somme de la réaction latérale ( $R_L$ ) et de la réaction en pointe ( $R_B$ ). (Eq. I.63) qui sont modélisées de manière indépendante. Cette hypothèse est plus réaliste vis-à-vis du phénomène de pénétration dynamique car en effet les réactions en pointe ( $R_B$ ) et latérale ( $R_L$ ) sont gouvernées par des phénomènes bien différents.

$$R_T(t) = R_B(t) + R_L(t) \tag{Eq. I.63}$$

Qu'il s'agisse de modéliser la réaction latérale ou en pointe, ces modèles d'interaction se basent sur l'équation du mouvement, dont la relation générique employée par les modèles d'interaction est donnée par l'Eq. I.64.

$$R_i(t) = M_i a(t) + C_i v(t) + K_i s(t) \tag{Eq. I.64}$$

Soit  $K_i$ ,  $C_i$  et  $M_i$  les coefficients de raideur, d'amortissement et de masse, où  $i$  indique l'indice des coefficients. Soit  $i = L$  pour les coefficients des modèles d'interaction de la réaction latérale et  $i = B$  pour les coefficients des modèles d'interaction de la réaction en pointe. Les grandeurs cinématiques sont indiquées : accélération  $a(t)$ , vitesse  $v(t)$  et déplacement  $s(t)$ .

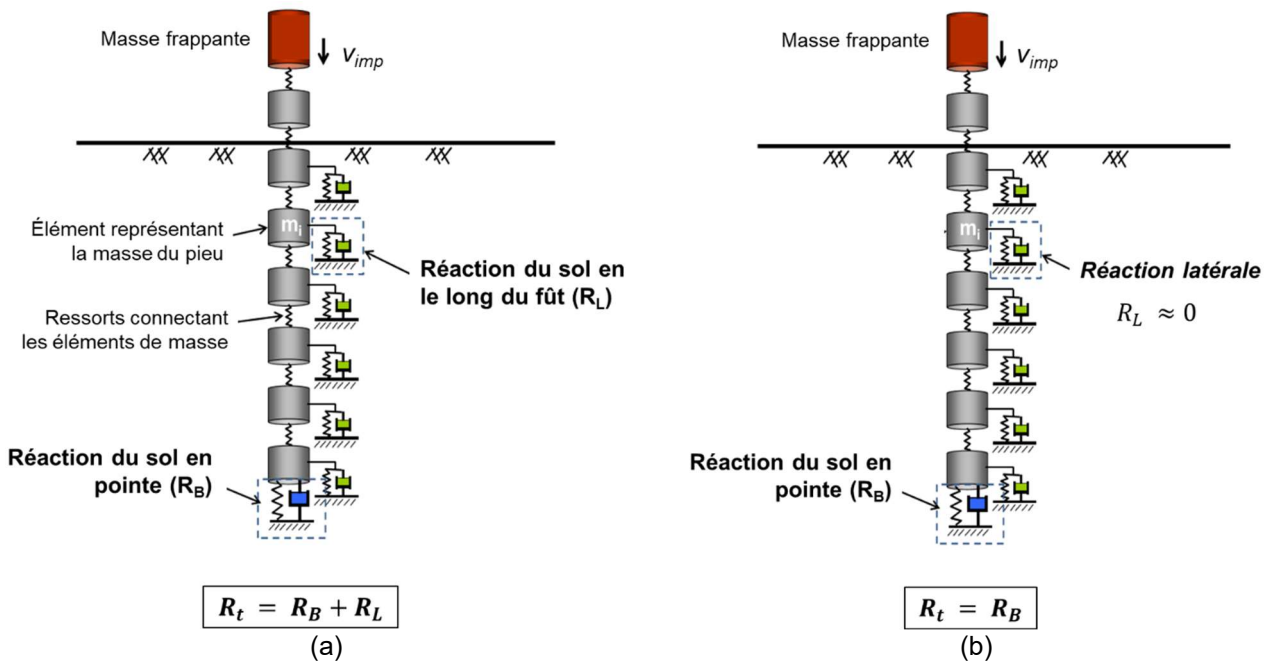


Figure I.14. Représentation du système ressort-amortisseur adopté par les modèles d'interaction : (a) cas des pieux et (b) cas de l'essai DCLT (modifié d'après (Salgado et al. 2015))

Si une approche continue est souvent appliquée par ces modèles analytiques afin de traduire la réaction latérale, celle-ci n'est pas adaptée à la réponse en pointe. En effet, la réaction développée en pointe ne peut pas être dissociée des mécanismes du milieu adjacent à la pointe. En plus, la réaction en pointe, a contrario de celle latérale, est un problème à deux dimensions (Figure I.15).

Lors de la pénétration, la zone de déformation plastique autour de la pointe s'étend sur une zone qui varie entre 1 et 2 fois le diamètre du pieu (Salgado and Prezzi 2007). Le mécanisme plastique est très proche de celui de la capacité portante d'une semelle. Vu que le pieu possède une pointe plate, on observe la formation d'une zone conique rigide immédiatement au-dessous de la pointe. Le sol situé à l'intérieur de cette région constitue une zone passive qui reste dans le domaine élastique, pouvant être considérée comme étant un prolongement de la géométrie du pieu. Les déformations plastiques sont observées au-delà de cette région conique. La réaction au-delà de la zone plastifiée est horizontale. Les ondes de compression et de cisaillement se propagent au-delà de cette région et l'énergie est dissipée graduellement (Figure I.15a).

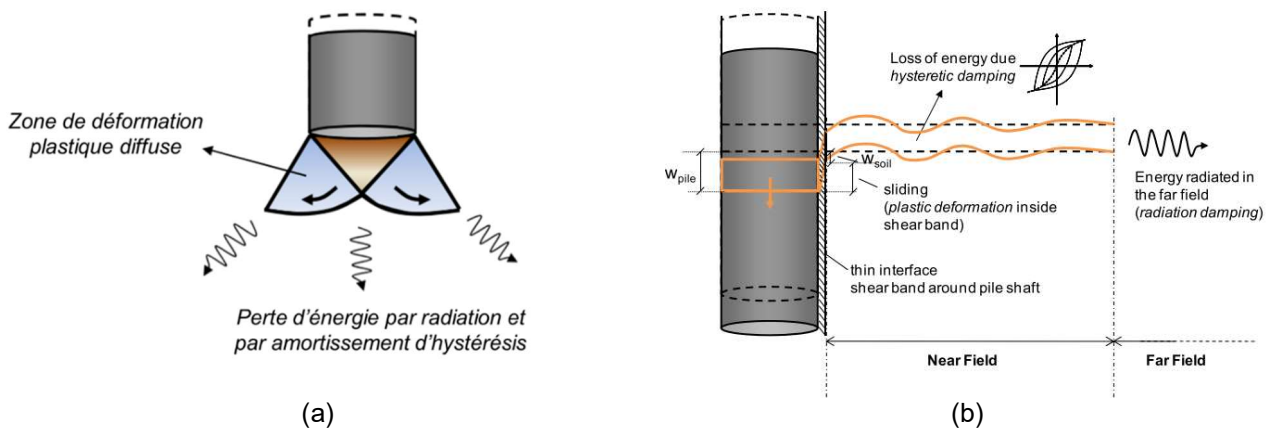


Figure I.15. Mécanismes de la réaction du sol (a) en pointe et (b) le long du fût (latéralement) (Loukidis, Salgado, and Abou-Jaoude 2008)

Par ailleurs, dans la plupart des problèmes dynamiques, deux types principaux d'amortissements interviennent : l'amortissement géométrique (aussi appelé radiatif) et l'amortissement matériel. L'amortissement géométrique est résultant de l'atténuation des ondes lorsque celles-ci se propagent dans un milieu. L'amortissement matériel correspond à l'absorption de l'énergie dû au comportement hystérétique (dit aussi amortissement structural) du matériau soumis à des oscillations. Les effets visqueux par exemple, peuvent être classifiés comme un type d'amortissement matériel car ceux-ci entraînent la réduction de l'amplitude des ondes. L'amortissement matériel est normalement plus important en grandes déformations qu'en petites déformations. L'amortissement géométrique est un phénomène essentiellement géométrique, il est ainsi indépendant du niveau de déformation (Kim 2010; Loukidis et al. 2008).

On s'intéresse par la suite à certains modèles d'interaction proposés pour la réaction en pointe. En se basant sur l'Eq. I.64 et sur différentes hypothèses concernant le comportement du sol, ceux-ci cherchent à exprimer la réaction du sol en pointe en fonction des grandeurs cinématiques et des paramètres caractérisant le sol.

Etant donné la multitude des modèles existants, on a choisi de se concentrer sur certains qui semblent les plus pertinents soit par leur caractère universel (Smith, 1960 ; Lysmer, 1966), soit par

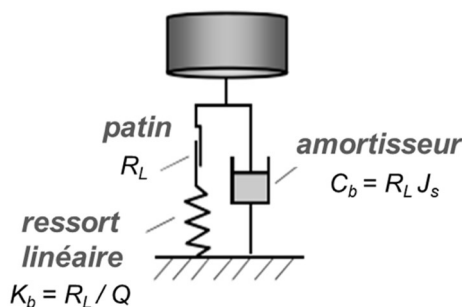
leur niveau de réalisme vis-à-vis des mécanismes mis en jeu lors de la pénétration (Loukidis et al. 2008; Salgado et al. 2015). Pour un état de l'art plus complet sur des modèles d'interaction sol-pointe, le lecteur peut s'adresser, par exemple, à (Loukidis et al. 2008).

### 1.3.2.1 Modèle de (Smith 1960)

Le modèle proposé par (Smith 1960) est à l'origine des modèles d'interaction développés pour l'analyse des pieux battus avec l'équation de l'onde. Il reste le plus répandu dans ce domaine. Son ambition était de remplacer les formules de battage, basées sur le nombre de coups par enfoncement, par une approche numérique plus précise.

Selon (Smith 1960), la réaction totale en pointe ( $R_B$ ) est égale la somme de la composante dynamique ( $R_s$ ) et statique ( $R_d$ ) (Eq. I.65). La composante statique est proportionnelle au déplacement  $s(t)$  jusqu'à atteindre la résistance limite  $R_L$ . Le coefficient de proportionnalité entre le déplacement et la résistance statique est l'enfoncement élastique (ou *quake*  $Q$ ).

La composante dynamique ( $R_d$ ), celle-ci est proportionnelle à la vitesse  $v(t)$ . Le coefficient de proportionnalité entre la vitesse et la résistance dynamique étant le produit entre l'amortissement de Smith  $J_s$  et la résistance limite  $R_L$ . Ainsi, la réaction totale en pointe  $R_B$  est donnée par l'Eq. I.67. Le modèle est illustré dans la Figure I.16.



$$R_B = R_s + R_d \quad \text{Eq. I.65}$$

$$R_B = \min[K_b s(t), R_L] + C_b v(t) \quad \text{Eq. I.66}$$

$$R_B = \min[K_b s(t), R_L] + R_L J_s v(t) \quad \text{Eq. I.67}$$

Figure I.16. Représentation du système adopté par le modèle de (Smith 1960)

Smith (1960) a proposé les valeurs 2,5 mm et 0,492 s/m pour les paramètres  $Q$  et  $J_s$ , respectivement. Toutefois, il a été montré que ces paramètres ne sont pas constants. Généralement, les valeurs  $J_s$  pour les argiles et les limons sont supérieures à celles des sables. Certains travaux ont d'ailleurs tenté d'établir des corrélations entre les paramètres du modèle et les caractéristiques des sol (Charue 2004). Toutefois, comme ces paramètres présentent une très grande variabilité, les corrélations obtenues demeurent très peu fiables. Par ailleurs, il a été montré que ceux-ci ne dépendent pas uniquement des caractéristiques du sol mais aussi de l'énergie de battage (Aoki and de Mello 1992).

En effet, si le modèle de Smith a représenté un important pas pour la technique vers une méthode d'interprétation moins empirique que les formules de battage, celui-ci présente certaines limitations, à savoir :

- les pertes d'énergie dues aux différents types d'amortissements mis en jeu (radiatif, l'hystérésis et à viscosité) ne sont pas considérés de manière isolée, mais combinées sur un seul paramètre ( $J_s$ ) manquant de sens physique ;

- les paramètres du modèle ( $Q$  et  $J_s$ ) sont difficiles à obtenir en laboratoire et demeurent très empiriques donc très peu appliqués en géotechnique.

Ainsi, d'autres modèles ont été proposés afin de pallier ces limitations. Un point commun des modèles proposés par la suite est le fait de se baser sur des paramètres plus courants du sol ayant une signification physique et pouvant être déterminés en laboratoire (e.g. densité, module, coefficient de Poisson) (Holeyman 1988). C'est pourquoi, ces modèles d'interaction sont parfois dits « modèles d'interaction basés sur le sol » afin de les distinguer du modèle de Smith et des formules de battage. On s'intéresse par la suite au plus célèbre de ces modèles, celui proposé par (Lysmer 1965).

### 1.3.2.2 Modèle de Lysmer (1965)

Le modèle de (Lysmer 1965) qui porte originellement sur les fondations superficielles, est souvent à la base des modèles d'interaction appliqués aux pieux. Un atout important de ce modèle est le fait qu'il soit alimenté uniquement par des paramètres physiques et mécaniques du sol.

En effet, (Lysmer, 1965) cherchait à déterminer des tassements d'une semelle circulaire rigide posée sur un massif semi-infini élastique parfait, homogène et isotrope soumis à un chargement vertical transitoire. Même si d'autres travaux se sont intéressés à ce problème, la solution présentée par Lysmer a la particularité d'être valable pour toutes les fréquences de sollicitation, tandis que les solutions précédentes s'appliquent à des gammes de fréquences de chargement spécifiques.

Sa solution intègre la notion d'amortissement radiatif introduite par (Reissner 1936). Selon, (Reissner 1936), lorsqu'une fondation est enfoncée dans le sol, les ondes de contraintes créées au niveau du contact sol-fondation se propagent sous la forme d'ondes de volumes et de surface. Ces ondes transportent une partie de l'énergie transmise de la fondation au sol. Ce phénomène se traduit par une augmentation de la réaction en pointe qui ressemble à l'absorption d'énergie due aux effets visqueux. C'est pourquoi il a été nommé « amortissement » radiatif (ou géométrique) (Gazetas 1983).

Selon Lysmer (1965), la réaction du sol sur la base de la semelle correspond à la somme de la réaction statique  $R_s$  (du ressort, fonction du déplacement) et de la réaction dynamique  $R_d$  (de l'amortisseur, fonction de la vitesse). La réaction statique est proportionnelle au déplacement et augmente jusqu'à atteindre la résistance limite  $R_L$ . Le coefficient de proportionnalité entre la réaction statique et le déplacement est le coefficient du ressort  $K_{b,Lys}$ , donné par l'Eq. 1.70.

En revanche, la réaction dynamique est proportionnelle à la vitesse en pointe. Le coefficient de proportionnalité entre la résistance dynamique et la vitesse en pointe est le coefficient de l'amortisseur  $C_{b,Lys}$ , donné par l'Eq. 1.71. La Figure 1.17 illustre le système adopté par le modèle de (Lysmer 1965).

$$R_B = R_s + R_d \quad \text{Eq. 1.68}$$

$$R_B = \min[K_{b,Lys} s(t), R_L] + C_{b,Lys} v(t) \quad \text{Eq. 1.69}$$

$$K_{b,Lys} = \frac{4GR}{1-\nu} \quad \text{Eq. 1.70}$$

$$C_{b,Lys} = \frac{3,4R^2}{1-\nu} \rho c_s = \frac{3,4R^2}{1-\nu} \sqrt{G\rho} \quad \text{Eq. 1.71}$$

Soit

$G$  = le module de cisaillement à faibles déformations en Pa ;

$R$  = rayon de la semelle (du pieu) en mètres ;

$\nu$  = coefficient de Poisson ;

$\rho$  = masse volumique en  $\text{kg/m}^3$

$c_s^9$  = vitesse d'ondes de cisaillement du sol en m/s.

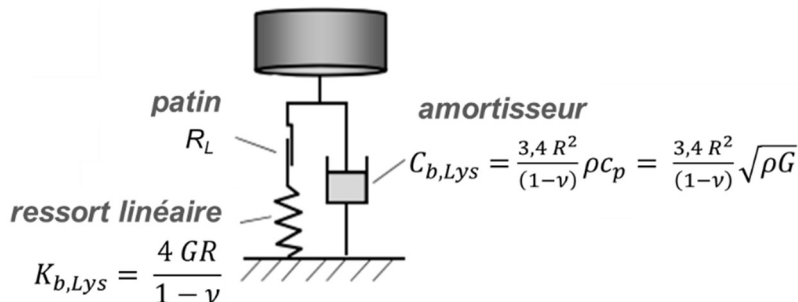


Figure I.17. Représentation du système adopté par le modèle de (Lysmer 1965)

Au-delà de sa simplicité, cette solution a représenté un important pas pour l'interprétation des problèmes des milieux semi-infinis. Ceci car elle permet de traiter ce problème à partir d'une approche rationnelle et aussi simple que les anciennes approches empiriques basées sur des abaques.

La solution de Lysmer (1965) est basée sur l'hypothèse d'un comportement élastique parfait pour le sol. Par conséquent, le module alimentant ce modèle d'interaction est donc *a priori* le module à faibles déformations ( $G_{\max}$ ). Toutefois, dans la pratique, certains chercheurs suggèrent l'utilisation du module associé à la gamme de déformation du problème traité, même si la détermination de la gamme de déformation associée au problème n'est pas simple (e.g. fonction de la distance de la source, du temps...) (Loukidis et al. 2008; Salgado et al. 2015). Quant au module permettant de déterminer le coefficient d'amortissement ( $C_{b,Lys}$ ), celui-ci correspond au module à faibles déformations car il est censé traduire l'effet géométrique lié à l'étalement des ondes dans le milieu.

Un exemple récent de l'application de ce modèle au pénétromètre dynamique est le travail de (Lee and Byun 2020). Dans ce travail, l'amortissement radiatif modélisé par (Lysmer 1965) est appliqué afin de dissocier la composante dynamique de la résistance totale mesurée ( $q_d$ ) à l'aide d'un DCP instrumenté. Les auteurs ont montré qu'une fois la partie dynamique soustraite de la résistance totale, la résistance obtenue était assez proche de la résistance du cône  $q_c$  obtenue au CPT (avec  $q_c = 1,01 q_d$  et  $R^2 = 0,85$ ).

Si la solution présentée par Lysmer a permis de réduire davantage le niveau d'empirisme du modèle de Smith en utilisant des paramètres courants du sol, ceci ne tient pas compte des certains aspects importants du mécanisme de pénétration. On peut citer notamment la non-linéarité de la réponse du sol et les effets visqueux dans la résistance qui est non-négligeable pour certains matériaux. Plus tard, d'autres travaux ont été proposés afin de corriger certaines de ces limitations.

(Holeyman 1988; Loukidis et al. 2008; Naggar and Novak 1994; Salgado et al. 2015) ont proposé, entre autres, d'intégrer les amortissement géométrique et d'hystérésis de manière indépendante ainsi que la non-linéarité du comportement des sols.

<sup>9</sup> On adopte la notation  $c_s$  et  $c_p$  pour la vitesse d'ondes de cisaillement et de compression respectivement. Ceci car la notation  $v_p$  est adopté pour la vitesse particulière en pointe.

Une autre limitation est que la solution de Lysmer est valable tant que l'encastrement est nul ( $z = 0$ ). Cela requiert attention car pour la plupart des fondations et surtout pour le cas des fondations profondes, l'encastrement  $z$  est supérieur au diamètre  $D$  de la semelle ou du pieu ( $z \gg D$ ). Il a été observé que pour les fondations profondes, le coefficient  $K_{b,Lys}$  observé est supérieur à la valeur théorique modélisée par Lysmer. La Figure I.18 présente un schéma de l'évolution du coefficient  $K_{b,Lys}$  en profondeur pour le cas d'une fondation rigide (Das and Ramana 2011).

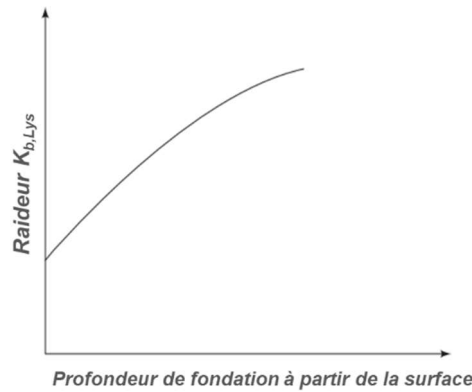


Figure I.18. Schéma de l'effet de l'augmentation de la raideur  $K_{b,Lys}$  avec la profondeur (modifié de Whitman & Richart, 1969)

Parmi la diversité de modèles d'interaction proposés par la suite (Deeks and Randolph 1995; Holeyman 1988; Naggar and Novak 1994), celui proposé par (Loukidis et al. 2008) demeure le seul intégrant la correction de l'effet de la profondeur sur la rigidité et sur l'amortissement radiatif.

### 1.3.2.3 Modèle de (Loukidis et al. 2008; Salgado et al. 2015)

Un modèle d'interaction assez complet vis-à-vis des différents phénomènes mis en jeu lors de la pénétration (non-linéarité, différents amortissement...) est celui proposé par (Loukidis et al. 2008; Salgado et al. 2015). Ceci tient compte de la non-linéarité de la réponse du sol en pointe, de l'effet visqueux dans la résistance et fait la distinction entre les différents types d'amortissement (radiatif et d'hystérésis) qui sont intégrés de manière indépendante. Comme dans les modèles précédents, la réponse totale en pointe  $R_B$  est la somme des réactions statique  $R_s$  et dynamique  $R_d$ . La réaction statique est fonction du coefficient du ressort  $K_b$  et la composante dynamique est fonction du coefficient de l'amortisseur (Eq. I.73).

$$R_B = R_s + R_d \quad \text{Eq. I.72}$$

$$R_B = K_b s(t) + C_b v(t) \quad \text{Eq. I.73}$$

Toutefois, à la différence des modèles précédents, la raideur ressort  $K_b$  est modélisée par une loi hyperbolique afin d'intégrer la non-linéarité de la réponse en pointe (Eq. I.74). Cette raideur est dégradée à partir d'une valeur maximale  $K_{b,max}$  selon l'Eq. I.74.

$$K_b = \frac{dR_s}{ds} = \frac{K_{b,max}}{\left(1 + b_f \frac{|R_s - LI \times R_{b,rev}|}{(LI + 1)|R_{bf} - R_s|}\right)^2} \quad \text{Eq. I.74}$$

Soit  $K_{b,max}$  la raideur maximale du ressort,  $R_b$  la force en pointe,  $R_{b,rev}$  la réaction du ressort à la dernière inversion du déplacement et  $LI$  le facteur de chargement ( $LI = 0$  pour un chargement vierge,

1 pour les autres cas). Le coefficient  $b_f$  contrôle le taux de dégradation de la constante du ressort de base. Dans le domaine des pieux, ce coefficient dépend du type de pieux et du sol. Pour les pieux battus,  $b_f$  varie entre 1 et 2. En phase de déchargement, l'allure de la courbe est gouvernée par la raideur maximale qui est fonction du module maximal.

La réaction en pointe tend asymptotiquement vers la résistance en pointe  $R_{bf}$ . L'effet visqueux dans la résistance est pris en compte d'après la relation proposée par (Coyle and Gibson 1970) (Eq. I.75).

$$R_{bf} = Q_{b,L} \left[ 1 + m \left( \frac{v}{v_{ref}} \right)^n \right] \quad \text{Eq. I.75}$$

Avec  $m$  et  $n$  des coefficients adimensionnels contrôlant l'effet de la vitesse et  $v_{ref}$  est la vitesse de référence pris égal à 1 m/s. Le coefficient  $n$  présente une variation assez petite quel que soit la nature du sol et il est souvent pris égal à 0,2. Le coefficient  $m$  varie entre 0,34 et 0,56 pour les sables et entre 0,95 et 1,55 pour les argiles.

Pour une vitesse en pointe nulle,  $R_{bf}$  est égal à  $Q_{b,L}$ , qui correspond à la résistance limite sous chargement statique. La force  $Q_{b,L}$  est égale au produit de la résistance unitaire en pointe  $q_{bL}$  et de la section transversale  $A_p$ , c'est-à-dire  $Q_{bL} = q_{bL} A_p$ . La détermination de  $q_{bL}$  requiert des déplacements très importants afin de mobiliser complètement la réaction en pointe ce qui dans le cas des essais de chargement dynamique de pieux n'est pas toujours praticable. Néanmoins, (Salgado 2008) a montré que cette résistance unitaire en pointe  $q_{bL}$  est approximativement égale à la résistance à la pénétration obtenue au cône ( $q_c$ ).

La raideur maximale du ressort ( $K_{b,max}$ ) et le coefficient de l'amortissement ( $C_b$ ) sont basés sur les coefficients de Lysmer ( $K_{b,Lys}$  et  $C_{b,Lys}$ ). Comme évoqué, la solution de Lysmer a été proposée pour le problème d'une semelle chargée en surface. Dans le cas d'une fondation à une profondeur  $z$ , celle-ci va transmettre le chargement au sol placé en profondeur, généralement plus rigide. Par conséquent, cette profondeur  $z$  entraîne l'augmentation du coefficient  $K_{b,max}$  (Das and Ramana 2011; Gazetas, Dobry, and Tassoulas 1985; Whitman and Richart 1969). Cette augmentation de  $K_{b,Lys}$  peut être exprimée à travers d'un coefficient  $D_f$  (Eq. I.76).

$$K_{b,max} = K_{b,Lys} D_f = \frac{4GR}{1-\nu} D_f \quad \text{Eq. I.76}$$

Afin de quantifier cet effet, les auteurs l'ont étudié à l'aide d'un modèle numérique en différences finies (FLAC<sup>2D</sup>). Le coefficient d'encastrement  $D_f$  est déduit en comparant  $K_{b,max}$  des courbes obtenues à différentes profondeurs. Pour ce faire, une série de simulations a été réalisée à différentes profondeurs dans un massif de sol parfaitement élastique.

Les résultats numériques ont montré qu'au-delà de la profondeur  $z$ ,  $D_f$  est aussi fonction du coefficient de Poisson  $\nu$  et du type de sollicitation (statique ou dynamique). Pour des profondeurs telle que  $z/D > 8$ ,  $D_f$  varie très peu pour une valeur  $\nu$  donnée (Figure I.19). En plus d'une valeur typiquement appliquée pour les sols ( $\nu = 0,33$ ), les auteurs ont testé deux valeurs supplémentaires afin de couvrir l'intervalle assez large de  $\nu$  pour les sols courants (0,49 pour les argiles saturées et 0,15 pour certains sables). Sur la base des résultats obtenus, une relation est proposée exprimant  $D_f$  en fonction de  $\nu$  et de la profondeur, ceci pour le cas des sollicitations statiques (Eq. I.77).

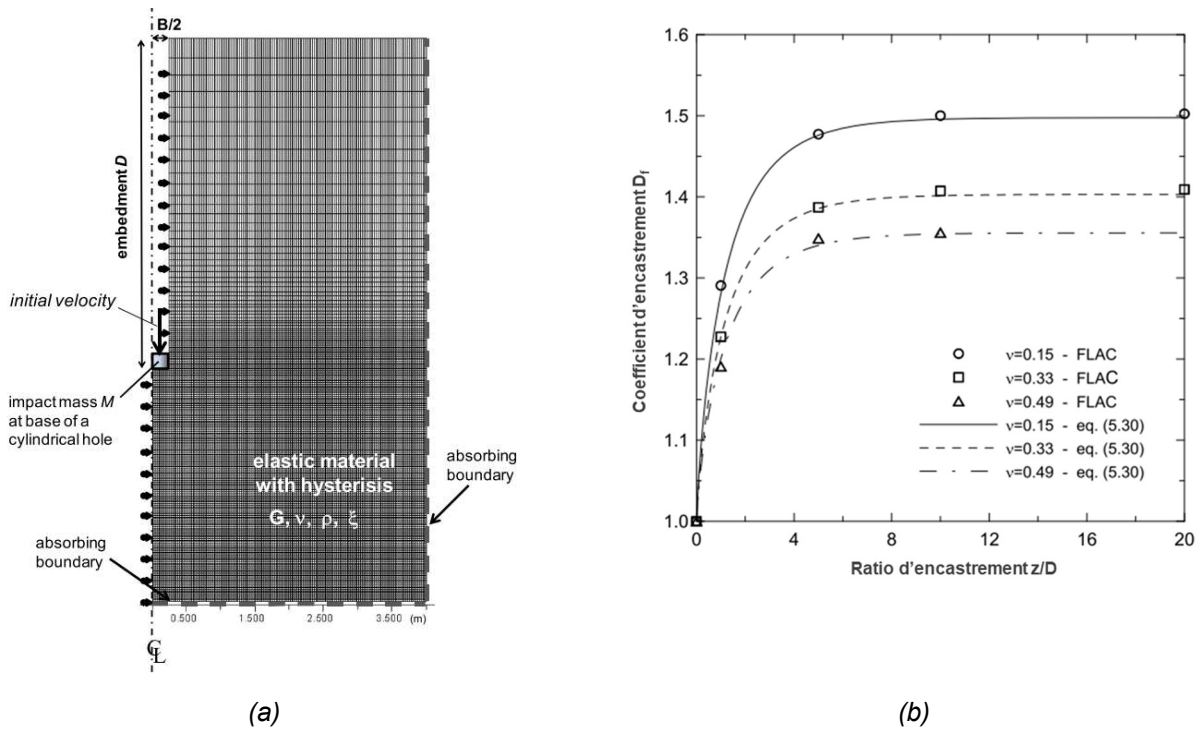


Figure 1.19. Etude paramétrique sur l'évolution du coefficient d'encastrement  $D_f$  pour un chargement statique : (a) modèle numérique conçu à l'aide de FLAC<sup>2D</sup> et résultats numériques montrant l'évolution de  $D_f$  en fonction du ratio d'encastrement  $z/D$

$$D_f = (1,27 - 0,12) - (0,27 - 0,12 \ln v) \exp \left[ -0,83 \left( \frac{D}{B} \right)^{0,826} \right] \quad \text{Eq. 1.77}$$

Pour les sollicitations dynamiques, les auteurs ont observé que ce coefficient s'élève à 1,7. Ainsi, on peut exprimer le coefficient pour les sollicitations dynamiques  $D_{f,dyn}$  en fonction de la solution du cas statique  $D_f$  (Eq. 1.78). Globalement, pour des profondeurs importantes ( $z/D > 8$ ) et dans le cas statiques,  $D_f$  varie entre 1,36 et 1,50. Pour les sollicitations dynamiques,  $D_{f,dyn}$  varie entre 1,68 et 1,99 pour les valeurs de  $v$  courants. La quantification de ce coefficient permet d'appliquer la solution de Lysmer ( $K_{b,Lys}$  et  $C_{b,Lys}$ ) aux problèmes de fondations profondes et des essais pénétrométriques, entre autres.

$$D_{f,dyn} = (D_f)^{1,7} \quad \text{Eq. 1.78}$$

En plus de l'effet de la profondeur, les auteurs proposent d'intégrer l'effet de l'amortissement d'hystérésis dans le coefficient  $C_b$  à l'aide d'un facteur  $c_{hys}$ .

$$C_b = C_{b,Lys} c_{hys} D_{f,dyn} \quad \text{Eq. 1.79}$$

Le facteur  $c_{hys}$  a été exprimé en fonction des coefficients ( $K_{b,max}$ ,  $C_b$ ) du modèle, de la fréquence naturelle du pieu  $\omega$  et d'amortissement hystérétique  $\xi$  (Dobry, Gazetas, and Stokoe 1987).

$$c_{hys} = 1 + \frac{2 \left( \frac{K_{b,max}}{C_b} \right)}{\omega} \xi \quad \text{Eq. 1.80}$$

Avec  $\omega$  la fréquence naturelle du pieu.



$$\omega = \mu \frac{\sqrt{E_{\text{pieu}}/\rho_{\text{pieu}}}}{L_{\text{pieu}}} \quad \text{Eq. 1.81}$$

Soit  $E_{\text{pieu}}$ ,  $\rho_{\text{pieu}}$  et  $L_{\text{pieu}}$  respectivement le module d'élasticité, la densité et la longueur du pieu, et  $\mu$  est un coefficient qui dépend des conditions aux limites aux deux extrémités du pieu. Si le pieu est supposé être une tige avec une extrémité fixe et l'autre extrémité libre, alors  $\mu$  est égal à 1,57. Si le pieu est supposé avoir les deux extrémités libres, alors  $\mu$  est égal à 3,14. Les conditions aux extrémités du pieu se situant en réalité entre ces deux extrêmes, (Loukidis et al. 2008) supposent  $\mu$  égal à 2,4. Le coefficient d'amortissement hystérétique  $\xi$  est souvent supposé entre 2% et 5% pour les fondations de machines vibrantes. Dans ce modèle, les auteurs suggèrent une valeur de 5 %, comme dans le cas de battage des pieux, car l'amplitude de la déformation quasi-élastique dans le sol est très probablement supérieure à celle qui se produit sous les fondations des machines.

La Figure I.20 illustre le modèle proposé par (Loukidis et al. 2008) qui, comme celui de Lysmer, est classifié comme un modèle basé sur le sol, c'est-à-dire alimenté par des paramètres caractérisant le sol.

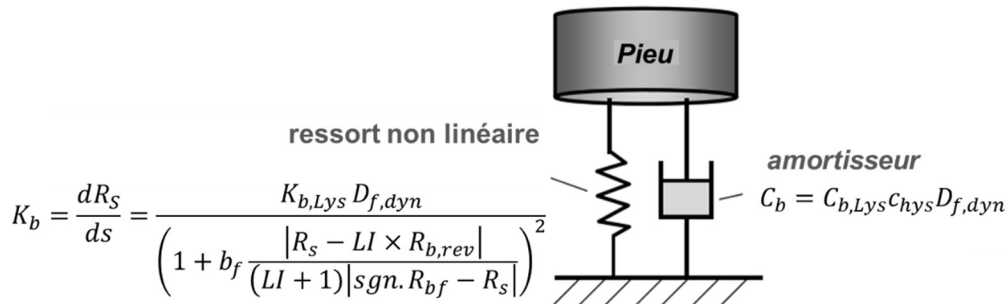


Figure I.20. Représentation du système adopté par le modèle de (Lysmer 1965)

### 1.3.2.4 Bilan des modèles d'interaction en pointe

On a vu que les modèles d'interaction introduits afin de remplacer les formules empiriques de battage, cherchent à exprimer la réaction du sol en fonction des grandeurs cinématiques ( $a(t)$ ,  $v(t)$ ,  $s(t)$ ) et des paramètres censés caractériser le sol.

Cette approche, originalement proposée par Smith (1960) a permis de réduire l'empirisme de l'interprétation de l'essai de chargement dynamique des pieux. Le modèle proposé par cet auteur reste pourtant assez simple et alimenté par des paramètres manquant de sens physique.

D'autres modèles ont été proposés plus tard, ceux-ci alimentés par des paramètres physiques et mécaniques du sol d'usage plus courants et connus comme « modèles d'interaction basés sur le sol ». Le Tableau I.3 présente une synthèse et une comparaison des approches et des modèles abordés.

Tableau I.3. Synthèse des approches appliquées aux essais de chargement dynamique des pieux

		Approche	Consistance avec le phénomène	Alimenté par des paramètres courants du sol	Non-linéarité	Amortissement radiatif	Effet de l'encastrement	Commentaires et limitations
		Formules de battage						Considérées non-rationnelles (équation d'onde pas prise en compte)
								Aucun paramètre rhéologique déterminé
	Modèles d'interaction	Smith (1960)						Paramètres d'entrée manquant de sens physique et peu courant dans la pratique géotechnique
Modèles basés sur le sol		Lysmer (1966)	✓	✓		✓		
		Loukidis et al. (2008)	✓	✓	✓	✓	✓	Pas très précis sur l'intégration de l'amortissement d'hystérésis dans le coefficient $C_b$

On verra par la suite les méthodes basées sur différentes approches permettant d'obtenir les principaux paramètres alimentant les modèles d'interaction basés sur le sol : résistance ultime et module de déformation.

### I.3.3 Détermination des paramètres de déformabilité à partir des essais de chargement

Les paramètres de déformabilité sont le module ou la vitesse d'ondes. Les modules à faibles déformations ( $G_{max}$ ,  $E_{max}$ ) sont souvent obtenus à partir des mesures de vitesse d'ondes ( $c_s$  ou  $c_p$ ) et de la connaissance de la masse volumique du milieu  $\rho$  (Eq. I.82 et Eq. I.83).

$$G_{max} = c_s^2 \rho \quad \text{Eq. I.82}$$

$$E_{max} = c_p^2 \rho \quad \text{Eq. I.83}$$

Les vitesses d'ondes ( $c_s$  et  $c_p$ ) peuvent être obtenues en laboratoire à l'aide des capteurs piézoélectriques (*bender elements* ou *extender elements*). *In situ*, celles-ci peuvent être déterminées par des essais de forage (e.g. *cross-hole*, *down-hole*) ou encore par des techniques alternatives aux méthodes classiques (sismocône *sCPT*, dilatomètre sismique *sDMT*).

Toutefois, pour des raisons économiques et pratiques, ces paramètres sont rarement déterminés dans la majeure partie des projets courants. Ces essais sont généralement effectués dans le cadre

de la recherche ou de projets importants, notamment dans des régions sismiques. Dans la pratique, lorsque des informations ne sont pas disponibles, celles-ci sont souvent estimés par le biais de corrélations (Loukidis et al. 2008). Toutefois, lorsque cela est possible, les déterminations directes de  $c_s$  (ou  $c_p$ ) sont à privilégier à ces estimations.

Dans les sections qui suivent, on présente deux approches appliquées aux essais de chargement dynamique pour l'obtention du module de déformation des sols :

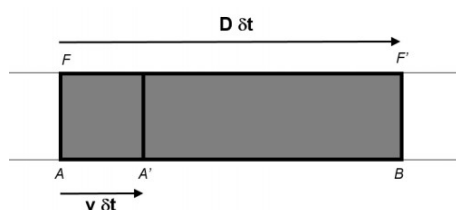
- Approche 1 : approche appliquée aux essais de choc permettant d'obtenir une valeur de vitesse d'ondes et par la suite, en connaissant la masse volumique, d'estimer le module à faibles déformations (Eq. I.83).
- Approche 2 : exploitation de phase de déchargement des courbes de chargement en pointe DCLT.

### ***1.3.3.1 Paramètres de déformabilité à faibles déformations : approche appliquée aux essais de choc***

Depuis les années 1950 les essais de choc à l'aide des barres de Hopkinson sont effectués afin de caractériser le comportement dynamique des différents matériaux (métaux, céramiques, maçonnerie) (Marsh 1980; Walsh and Christian 1955). L'application de cette relation au pénétromètre dynamique a été introduite en France dans les années 1970 par (Aussedat 1970) et (Meunier 1974).

La méthode d'obtention de la vitesse d'ondes appliquée est basée sur l'exploitation des signaux de contrainte et de vitesse particulière dans le sol en s'appuyant sur des principes des ondes de chocs et sur les équations d'état qui régissent leur propagation. A l'aide des équations de la mécanique classique (conservation de la masse et conservation de la quantité de mouvement) et des lois de comportement, on peut déduire la relation entre les contraintes et les vitesses (nommé polaire de choc) lors de la propagation d'une onde dans le sol.

Suite au choc, l'onde est une surface qui se déplace dans le milieu avec une célérité  $D$ . Le passage de l'onde de choc entraîne un changement de volume dans le milieu et par conséquent un changement de sa masse volumique. Pour une onde longitudinale, on suppose que la variation de volume  $\Delta V$  est essentiellement axiale. Elle est exprimée en fonction des masses volumiques initiale  $\rho_0$  et finale  $\rho$  (Eq. I.84).



$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_{xx} = 1 - \frac{\rho_0}{\rho} \quad \text{Eq. I.84}$$

*Figure I.21. Conservation de la masse lors du passage d'onde de choc*

On analyse un tube cylindrique dans un milieu infini de masse et de section constantes lors du passage de la surface d'onde de choc (coupe présentée dans la Figure I.21). A un instant  $t$  donné, lorsque l'onde vient juste de passer le plan A, l'élément AB présente une masse volumique  $\rho_0$ . Lors

du passage de l'onde, toute la matière initialement comprise entre A et B sera comprise entre A' et B. En appliquant la conservation de la masse à cet élément et puis en exprimant les longueurs de ces régions en fonction de la vitesse des particules  $v$  et de la vitesse d'ondes  $D$ , on obtient l'Eq. 1.85.

$$\rho_0 SAB = \rho SA'B \quad \therefore \quad \rho_0 D = \rho(D - v) \quad \text{Eq. 1.85}$$

$$\frac{\rho_0}{\rho} = \frac{D - v}{D} \quad \text{Eq. 1.86}$$

En appliquant l'Eq. 1.84 à Eq. 1.86, on conclut que la déformation axiale est égale au rapport entre la vitesse des particules et la vitesse de propagation de l'onde.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{v}{D} \quad \text{Eq. 1.87}$$

Par la suite, les principes de la conservation de la quantité de mouvement et de l'énergie lors du passage de l'onde permettent de relier les contraintes aux vitesses de particules (Eq. 1.88).

$$\sigma_{xx} = D\rho_0 v \quad \text{Eq. 1.88}$$

Les contraintes et les déformations dans le milieu sont reliées par une loi rhéologique propre. Dans le domaine élastique linéaire, les contraintes principales sont exprimées en fonction de coefficients de Lamé  $\lambda$  et  $\mu$  (Eq. 1.89 et Eq. 1.90). Ceux-ci sont, pour le domaine élastique, constants et exprimés par l'Eq. 1.91 et l'Eq. 1.92. Soit  $\nu$  le coefficient de Poisson,  $E$  le module de compression et  $G$  le module de cisaillement.

$$\sigma_{xx} = (\lambda + 2\mu)\varepsilon_{xx} \quad \text{Eq. 1.89}$$

$$\sigma_{yy} = \lambda \varepsilon_{xx} \quad \text{Eq. 1.90}$$

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} = G \quad \text{Eq. 1.91}$$

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Eq. 1.92}$$

En combinant l'Eq. 1.85 (conservation de la masse) et l'Eq. 1.89 (loi élastique), on conclut que la célérité d'ondes  $D$  est indépendante de la vitesse des particules  $v$ . Pour ce domaine, celle-ci dépend uniquement du milieu au sein duquel l'onde se propage. La célérité d'ondes  $D$  est égale à la vitesse d'onde de compression du milieu traversé, c'est-à-dire,  $c_p$ . En substituant  $D$  par  $c_p$ , dans l'Eq. 1.88, on obtient l'Eq. 1.93.

$$D = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho_0}} = c_p \quad \text{Eq. 1.93}$$

$$\sigma_{xx} = c_p \rho_0 v \quad \text{Eq. 1.94}$$

Ainsi, la vitesse d'ondes de compression  $c_p$  est donné par l'Eq. 1.95.

$$c_p = \frac{\sigma_{xx}}{\rho_0 v} \quad \text{Eq. 1.95}$$

Dans le domaine élastique, la vitesse de l'onde  $c_p$  étant constante, cette relation entre la contrainte et la vitesse particulaire est donc exprimée par une droite.

L'application de cette approche à l'essai DCLT est basée sur l'exploitation des signaux de force et de vitesse mesurés dans la tige lors de l'impact. L'impact du marteau produit une onde de contrainte qui se propage le long de la tige, l'onde incidente  $\sigma_I(t)$ . Au niveau de la pointe, à l'interface entre la pointe et le sol, on suppose que le sol et la pointe sont séparés par une surface plane normale à la vitesse de propagation. Une partie de l'onde incidente est réfléchiée  $\sigma_R(t)$  vers la tige, tandis qu'une autre partie est transmise au sol, onde transmise  $\sigma_T(t)$ . Dans la tige, l'onde réfléchiée  $\sigma_R(t)$  s'ajoute à l'onde incidente  $\sigma_I(t)$  (Eq. 1.96). Tant que les deux milieux adjacents restent collés, leurs particules situées des deux côtés de la surface de l'onde de choc, présentent la même vitesse et des contraintes normales de même intensité (principe d'action et réaction) (Figure 1.22).

En connaissant la polaire de choc des tiges (onde incidente et onde réfléchiée), on peut déduire celle du sol (onde transmise) :  $\sigma_T = c_p \rho v_T$ . Ensuite, en connaissant la masse volumique du sol  $\rho$ , on obtient la vitesse d'ondes du sol  $c_p^{DCLT}$  comme montre l'Eq. 1.98.

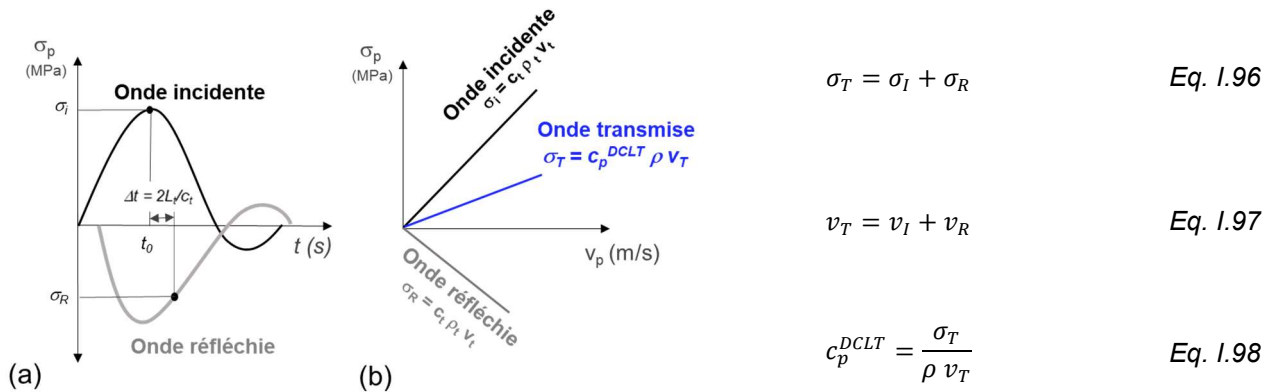


Figure 1.22. Diagramme présentant le principe d'obtention de  $c_p^{DCLT}$  : (a) signaux de force incidente et réfléchiée et (b) polaire de choc

Toutefois, dans des milieux granulaires comme les sols, une surface d'onde de choc est relativement rare, à savoir qu'une augmentation brusque des contraintes et des vitesses ne dépasse pas quelques grains du sol. Ainsi l'exploitation des signaux de force doit se faire pour les premiers instants suivant l'impact, correspondant au premier cycle aller-retour d'onde ( $2L_t/c_t$ ). Pour une tige d'un mètre en acier (vitesse d'ondes de compression  $c_t$  de 5088 m/s), par exemple, ceci correspond aux 390 premières millisecondes après l'impact.

L'obtention de  $c_p^{DCLT}$  s'appuie sur un certain nombre d'hypothèses pour cet intervalle de temps analysé ( $\Delta t = 2L_t/c_t$ ), à savoir :

- le contact entre le sol et la pointe pendant la transmission de l'onde est plan et perpendiculaire ;
- les effets de dispersion et d'amortissement de l'onde le long des tiges sont négligeables ;
- les efforts extérieurs le long des tiges, notamment le frottement latéral sont négligeables ;
- la déformation radiale dans le sol est négligeable (pas de formation de bulbe de déformation) pour l'intervalle de temps analysé ;
- la connaissance de la masse volumique du sol.

Si la masse volumique du sol est un paramètre souvent connu en laboratoire, *in situ*, nous disposons en général de peu d'informations sur ce paramètre. Dans le cas des essais Panda, différents travaux ont étudié la relation entre la résistance de pointe et le poids volumique (Chaigneau 2001; Morvan and Breul 2016). (Chaigneau 2001) a démontré que pour un sol donné et pour un l'état hydrique connu, il existe une relation biunivoque entre la résistance de pointe  $q_d$  mesurée et le poids volumique sec  $\gamma_d$ . Cette relation, du type logarithmique, a été établie en laboratoire pour différents sols et constitue une alternative pour la détermination de la densité *in situ* à l'aide du Panda.

Depuis que (Benz-Navarrete 2009; Benz Navarrete et al. 2021) a introduit l'application des polaires de choc à l'essai DCLT, différents comparatifs entre les valeurs  $c_p^{DCLT}$  et la vitesse d'ondes de compression ont été réalisés (Benz Navarrete et al. 2021; Escobar 2015; Oliveira et al. 2020). Ceux-ci ont montré que globalement les ordres de grandeurs  $c_p^{DCLT}$  correspondent à ceux rapportés dans la littérature pour différents matériaux (bois, acier, béton) et notamment pour les sols. Cependant, ces comparatifs n'ont pas été concluants, cela pour différentes raisons :

- les conditions d'essais (densité relative, contrainte verticale des éprouvettes) n'étaient pas comparables (Benz Navarrete et al. 2021; Oliveira et al. 2020) ;
- la technique de référence choisie (MASW) ne fournissait pas une détermination de  $c_p$ , mais des estimations de  $c_s$  et dont la précision n'est pas comparable aux résultats DCLT.

### **1.3.3.2 Obtention du module à partir des courbes de chargement**

Comme décrits dans les modèles d'interaction présentés (Loukidis et al. 2008; Lysmer 1965; Salgado et al. 2015), les coefficients des ressorts et d'amortisseurs des modèles d'interaction sont fonction des paramètres élastiques du sol (exprimé en termes de vitesse d'ondes ou de modules maximaux).

Selon ces modèles, en phase de chargement la raideur de la courbe suppose la valeur maximale. En effet, au cours de cette phase, la vitesse diminue jusqu'à devenir nulle et les composantes dynamiques sont donc négligeables. Ainsi, comme pour une courbe de chargement dynamique de pieux, l'exploitation de la courbe DCLT en phase de déchargement permettrait *a priori* de déterminer le module maximal  $G_{max}$  et par la suite  $E_{max}$  (Eq. 1.99).

$$E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu) \quad \text{Eq. 1.99}$$

Toutefois, ces modèles d'interaction ne fournissent pas de détail sur la définition de la raideur calculée à partir de la courbe de chargement permettant de remonter au module.

Des protocoles proposés pour d'autres techniques sont parfois plus précisément définis. Pour la technique CLT, par exemple, (Arbaoui 2003) propose le calcul du module sécant de déchargement à partir de la raideur entre le point du début de la phase de déchargement et la contrainte minimale.

La norme (ISO 22476-5 2009), concernant l'essai au dilatomètre flexible, définit la procédure d'obtention du module de déchargement à partir des courbes effort-déformation issues de cette essai. Selon cette norme, le module de déchargement est un module sécant calculé à partir des raideurs à 70% et 30% de la contrainte maximale en phase de déchargement de la courbe.

De même, en laboratoire, à partir de la courbe effort-déformation monotone issue de l'essai triaxial, différents modules sont définis. Le module sécant est la pente de la droite qui joint l'origine au point

correspondant à une déformation donnée ou à un niveau de contrainte. Les modules les plus souvent utilisés sont calculés pour 1 % ou 5 % de déformation et pour 50 % de la résistance au cisaillement, notés conventionnellement  $E_{1\%}$ ,  $E_{5\%}$  et  $E_{50}$ , respectivement.

### **I.3.4 Détermination de la résistance ultime à partir des essais de chargement**

Un des paramètres alimentant tous les modèles d'interaction présentés jusqu'ici est la résistance ultime du sol. Les essais de pénétration sont parmi les techniques *in situ* les plus utilisées au niveau mondial afin d'évaluer la résistance des sols (Gonin et al. 1992; Schnaid 2008).

Différents critères ou méthodes sont appliqués aux essais de chargement statique et dynamique afin d'obtenir la résistance ultime du sol. Si dans les essais de chargement statique la définition de la résistance ultime est basée sur l'exploitation de la courbe de chargement, dans le cas des essais de chargement dynamique celle-ci est souvent basée sur de concepts reliés à l'énergie transmise lors du battage.

Certaines des principales approches sont discutées par la suite, où l'accent a été mis sur les critères appliqués aux courbes obtenus par le biais des essais de chargement statique de pieux.

#### ***I.3.4.1 Critères appliqués aux essais de chargement statique***

Les résistances de pointe et latérale d'un pieu augmentent en profondeur mais le taux d'augmentation diminue avec la profondeur. A partir d'un certain déplacement, la résistance atteint la valeur maximale. Le déplacement nécessaire permettant d'atteindre cette valeur limite pour la résistance latérale ( $Q_{L,lim}$ ) est relativement faible (de l'ordre de 0,25 à 1% du diamètre). Ainsi un modèle rigide-plastique peut correctement représenter la réaction latérale. Par conséquent, il est courant d'admettre que  $Q_L$  soit complètement mobilisée à l'état ultime de dimensionnement, à l'exception des pieux dont la contribution latérale est très importante (Charue 2004; Franke 1993).

Contrairement à la résistance latérale, la résistance de pointe limite  $Q_{b,lim}$  est mobilisée uniquement pour des déplacements importants, parfois supérieurs à 20% du diamètre (Figure 1.23). Pour la plupart, il est impossible d'atteindre  $Q_{b,lim}$  car cela demande des déplacements très importants, ce qui nécessite l'utilisation d'un système de réaction non-viable économiquement. Par ailleurs, les structures courantes auraient dépassé leur l'état ultime avant que le déplacement nécessaire pour atteindre  $Q_{b,lim}$ . Dû aux difficultés techniques permettant d'atteindre  $Q_{b,lim}$  et aux déplacements excessifs qui finiraient aussi pour entraîner l'état ultime, la résistance ultime  $Q_{b,ult}$  est plus utilisée que la résistance limite  $Q_{b,lim}$ .

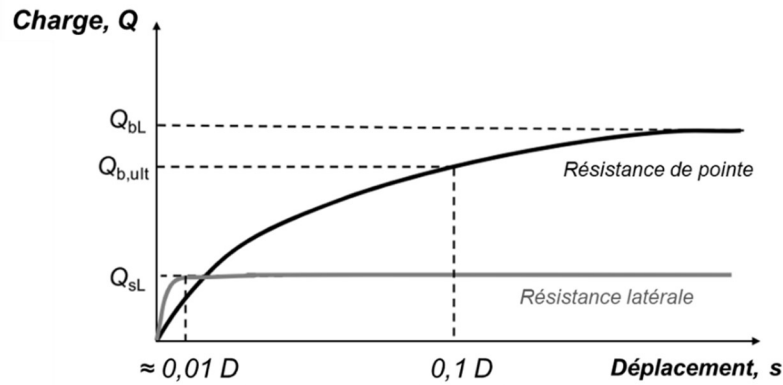


Figure 1.23. Allure typique de la résistance latérale et de la résistance en pointe des pieux

Des critères pour déterminer  $Q_{b,ult}$  sont souvent fixés afin d'éviter l'endommagement des structures. Plusieurs critères existent, une partie de ceux-ci basés sur l'extrapolation ou le calage de modèles à la courbe charge-déplacement (De Beer 1968; Chin 1970; Van der Veen 1953) et une autre partie basés sur l'enfoncement (Davisson 1972; Terzaghi 1942).

On peut citer aussi des critères spécifiques à certaines techniques qui, comme les essais de pieux, fournissent une courbe de chargement statique. C'est le cas du critère proposé pour l'essai CLT (Arbaoui 2003). Dans le Tableau 1.4 on présente les principaux critères appliqués aux essais de chargement statique des pieux ainsi que celui proposé pour l'essai CLT.

Tableau 1.4. Critères définissant la résistance ultime en pointe à partir des courbes de chargement statique

Critère	Approche	Résistance ultime
Critère de (Terzaghi 1942)	Charge correspondante à un déplacement de 10% du diamètre du pieu D.	$Q_{ult} = Q(s), (s = 10\%D)$
Critère de (Davisson 1972)	Charge correspondante au déplacement ultime $s_{ult}$ définit par : $s_{ult} = 3,8 + \frac{D}{120} + \frac{Q_{ult}L}{A_p E_p}$ Où L est la longueur du pieu en mètres, $A_p$ sa section transversale en $m^2$ et $E_p$ son module d'élasticité en Pa.	$Q_{ult} = Q(s_{ult})$
Critère de (Chin 1970)	Calage d'un modèle hyperbolique simple à la courbe charge-déplacement : $Q(s) = \frac{s}{C_1 s + C_2}$ Où $C_1$ et $C_2$ sont les coefficients de calage du modèle.	$Q_{ult} = Q_{lim} = 1/C_1$
Critère de (De Beer 1968)	Calage d'un modèle exponentiel à la courbe charge-déplacement : $Q(s) = Q_{lim}(1 - e^{-s/\beta})$ Où $\beta$ est le coefficient de calage du modèle.	$Q_{ult} = Q_{lim}$



Critère de l'essai CLT (Arbaoui 2003)	Calage d'un modèle hyperbolique à la courbe charge-déplacement : $Q(s) = \frac{s}{a_1 x + a_2} + \frac{1}{a_3} s$ Où la charge ultime est l'ordonnée du point d'intersection de l'asymptote à l'infini avec l'axe des ordonnées.	$Q_{ult} = 1/a_1$
---------------------------------------	---	-------------------

Pour la plupart des applications, les critères basés sur le déplacement (Davisson 1972; Terzaghi 1942) fournissent des valeurs plus réalistes que ceux basés sur l'estimation de  $Q_{b,lim}$ . En effet, les critères basés sur l'estimation de la charge limite fournissent de valeurs trop importantes (Salgado 2008).

Un autre critère très répandu, notamment aux États-Unis, est celui proposé par (Davisson 1972). Ceci a été proposé pour des pieux battus de petit diamètre ( $D \approx 30$  cm). Il est souvent considéré trop conservateur car il est basé sur certaines considérations empiriques considérées parfois arbitraires.

Parmi les critères présentés, celui proposé par (Terzaghi 1942) est le plus répandu. Il est considéré comme celui qui s'adapte le mieux aux différents types de pieux (battus, forés, des différents diamètres...) et sols testés.

#### **1.3.4.2 Détermination de la résistance ultime à l'aide des pénétromètres dynamiques**

Le caractère dynamique des essais de pénétration dynamique rend plus complexe la définition de la valeur de résistance ultime associée à ces essais. Ceci car, comme décrits par les différents modèles d'interaction, la résistance mesurée lors de ces essais intègre une composante dynamique. Celle-ci est fonction, entre autres, de l'intensité de la sollicitation et des paramètres liés aux différents amortissements mis en jeu et non pas uniquement à la résistance à la rupture du sol (Coyle and Gibson 1970; Loukidis et al. 2008; Lysmer 1965; Smith 1960).

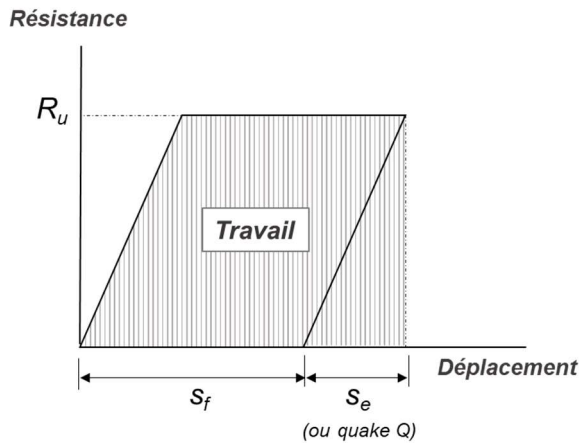
Traditionnellement, le principe de base d'obtention de la résistance ultime à l'aide des essais de pénétration dynamique consiste à lier la force nécessaire pour produire un enfoncement permanent ou plastique ( $s_f$ ) mesurée sous un nombre de coups  $N$ . Ces formules sont souvent basées sur un bilan énergétique de l'essai : énergie transmise  $E_{tr}$  par l'intermédiaire du marteau et du travail réalisé pour pénétrer le sol.

Ainsi, le résultat obtenu représente une résistance totale puisqu'il n'y a aucune distinction entre la résistance statique et la résistance dynamique. Selon la méthode appliquée, cette énergie est estimée comme étant l'énergie potentielle du marteau ou celle réellement transmise et mesurée grâce à l'instrumentation en tête. On verra qu'une analyse encore plus réaliste consiste à se baser sur l'énergie transmise au niveau de la pointe (ou au niveau du carottier pour le SPT). On expose par la suite comment cette approche générale, basée sur l'équilibre énergétique, est appliquée par différents chercheurs afin de calculer la résistance ultime du sol ausculté.

En plus de celles-ci, on présente aussi la méthode développée par (Middendorp, Bermingham, and Kuiper 1992) pour les essais de chargement dynamiques de pieux ainsi que celle introduite par (Aussedat 1970) basée sur l'exploitation des ondes découplées au sein d'une tige battue.

- **Méthode de (Paikowsky and Chernauskas 1992)**

Une partie de l'énergie transmise au pieu/pénétromètre lors de l'impact se transforme en énergie de déformation et énergie cinétique produisant l'enfoncement. Ainsi, le travail de pénétration est la somme des parties élastiques et plastiques qui sont limitées par la réaction du sol. Le bilan énergétique est ainsi donné par l'Eq. I.100 et il est représenté par la Figure I.24.



$$E_t = R_u \left( s_f + \frac{s_e}{2} \right) \quad \text{Eq. I.100}$$

Figure I.24. Représentation graphique de la résistance en fonction du déplacement selon l'approche de (Paikowsky et Chernauskas, 1992) (Eq. I.100)

$$R_u = \frac{E_t}{\left( s_f + \frac{s_e}{2} \right)} \quad \text{Eq. I.101}$$

Soit

$R_u$  = résistance ultime

$s_e$  = enfoncement élastique

$s_f$  = enfoncement final

Dans l'équation Eq. I.100, la partie gauche correspond à l'énergie transmise (estimée ou mesurée) par l'impact et la partie de droite représente le travail de pénétration. En suivant cette approche, la résistance du sol  $R_u$  peut être déduite par l'équation Eq. I.101. (Paikowsky and Chernauskas 1992) appliquent ce bilan énergétique en mesurant l'énergie transmise à l'aide de la méthode EFV. Les limites d'intégration (de 0 à l'infini) sont définies afin de prendre en compte toutes les ondes de compression engendrées par un impact. L'enfoncement élastique est la différence entre l'enfoncement maximum et l'enfoncement permanent. Ainsi, selon les auteurs, la résistance ultime peut être exprimée (Eq. I.102).

$$R_u = \frac{\int_0^{\infty} F(x, t)v(x, t) dt}{\left( s_f + \frac{s_e}{2} \right)} \quad \text{Eq. I.102}$$

- **Méthode de (Schnaid et al. 2007)**

Comme discuté dans la section I.2, de nombreux travaux ont été réalisés autour de l'instrumentation de l'essai SPT. Au-delà de l'intégration des mesures d'énergie, qui ont contribué à réduire l'empirisme associé à cette technique, certains travaux ont proposé des modèles analytiques permettant d'estimer les différentes pertes afin de déterminer l'énergie au niveau de l'interface sol-carottier. Ceci

ouvre le chemin à de nombreuses autres interprétations et applications pour cet essai (Aoki and Cintra 2000; Lobo et al. 2015; Schnaid et al. 2007).

En se basant sur l'énergie transmise à l'interface sol-carottier ( $E_{\text{carottier}}$ ), (Schnaid 2008) définit la résistance ultime du sol à l'avancement du carottier  $F_{\text{carottier}}$ . L'énergie transmise au carottier  $E_{\text{carottier}}$  est égale au travail de forces non-conservatives agissant sur le système carottier-sol.

$$E_{\text{carottier}} = W_s = F_{\text{carottier}} S_p \quad \text{Eq. I.103}$$

Soit  $W_s$  le travail des forces non-conservatives du système carottier-sol et  $s_f$  l'enfoncement permanent. Dans la pratique, l'application de cette approche au SPT requiert la calibration du modèle proposé afin de déterminer leur coefficients et donc la force au niveau du carottier (Odebrecht et al. 2005; Schnaid et al. 2007). En revanche, l'application de cette définition de la résistance ultime proposée est assez aisée pour le cas de l'essai DCLT puisque celui-ci permet de déterminer les signaux de force  $F_p(t)$  et de vitesse en pointe  $v_p(t)$ . Ainsi, l'énergie en pointe est calculée, pour chaque impact et la relation proposée (Eq. I.103) peut être appliquée (Eq. I.104).

$$R_u = F_{\text{carottier}} = \frac{\int_0^{\infty} F_p(t) v_p(t) dt}{S_f} \quad \text{Eq. I.104}$$

- **Méthode de (Middendorp et al. 1992)**

La méthode du point de déchargement ou UPM (acronyme l'anglais de *Unloading Point Method*) a été originalement proposée par (Middendorp et al. 1992) afin d'interpréter des essais de chargement rapide des pieux. Les essais de chargement rapide de pieux, moins courants que les essais dynamiques, diffèrent de ceux-ci par la durée du chargement. Dans les essais dynamiques, la durée est tellement petite que la propagation d'onde de contrainte au sein du pieu affecte le résultat. A cause des réflexions des ondes, une partie du pieu sera comprimée tandis que d'autres sont sous traction. Dans le cas des essais rapides de pieu, la durée étant nettement plus longue, le pieu se déplace comme un corps rigide (Hölscher et al. 2012).

Selon cette méthode, la résistance ultime correspond à la valeur de la force mesurée en phase de déchargement au moment où la vitesse devient nulle (déplacement maximum). La Figure I.25 présente l'identification de ce moment précis à partir de signaux de force, vitesse et de déplacement mesurés lors d'un essai de chargement de pieu. Selon cette approche, la résistance à ce moment pourrait être assimilée à celle de la courbe de chargement statique et le déplacement est tel que la réaction en pointe est complétement mobilisée.

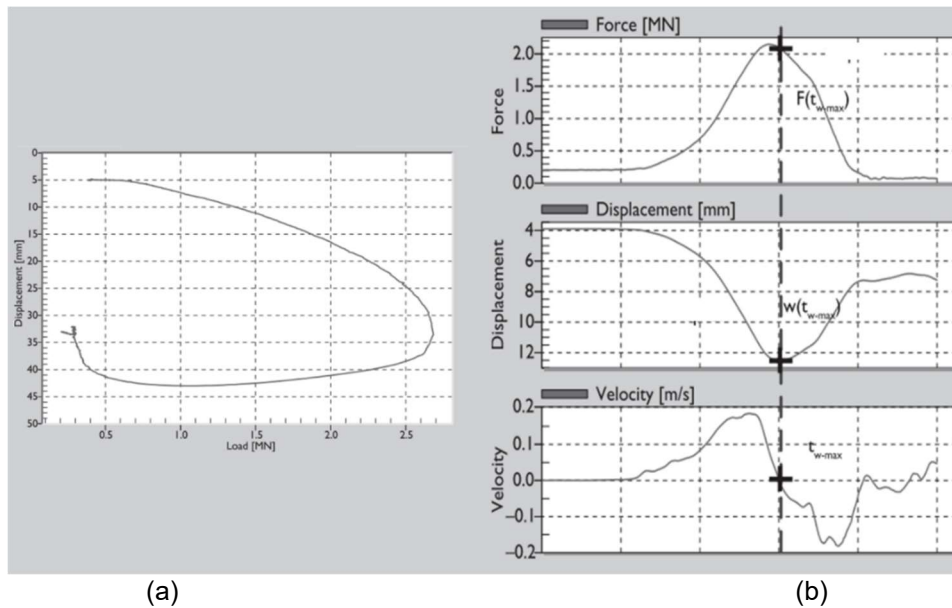
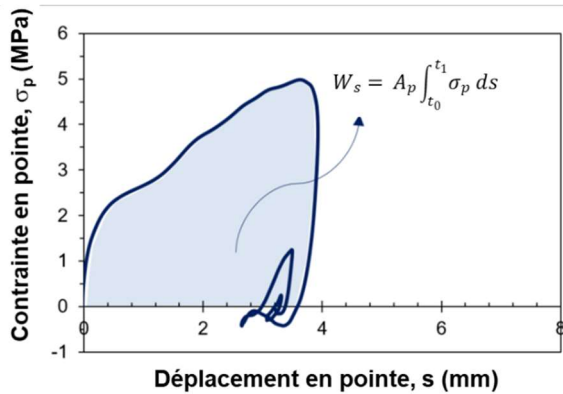


Figure I.25. Exemple de résultats d'un essai de chargement rapide de pieu : (a) courbe charge-déplacement et (b) signaux de force, de déplacement et de vitesse identifiant l'instant  $t_{w,max}$  où la vitesse est nulle (déplacement maximal) (Hölscher et al. 2012)

Cette supposition est en accord avec les différents modèles d'interaction sol-pointe qu'on trouve dans la littérature (Coyle and Gibson 1970; Holeyman 1988; Lysmer 1965; Smith 1960). D'après ces modèles, la composante dynamique dans la résistance totale (attribuée aux effets visqueux et/ou à l'amortissement géométrique), est toujours fonction de la vitesse. Ainsi, cette composante est, *a priori*, nulle lorsque que la vitesse est nulle.

- **Méthode de (Benz-Navarrete 2009; Escobar 2015)**

Au cours de l'essai DCLT, une fois que l'onde de compression créée par l'impact est arrivée à l'interface sol-pointe, une partie est réfléchiée et une autre partie est convertie en énergie potentielle de déformation. L'énergie atteint la valeur maximale lorsque la vitesse devient nulle. La représentation graphique de cette énergie correspond à l'aire sous la courbe représentant la force en fonction du déplacement. Le travail réalisé  $W_s$  correspond au produit de la force en pointe  $F_p$  et du déplacement  $s$  (Figure I.26). On considère l'intervalle entre le temps  $t_0$ , où l'onde de compression arrive à la pointe, et le temps  $t_1$ , où l'enfoncement est maximal, l'énergie totale  $W_s$  de pénétration est exprimée par l'Eq. I.105 avec  $A_p$  la section transversale de la pointe.



$$W_s = \int_{t_0}^{t_1} F_p ds \quad \text{Eq. 1.105}$$

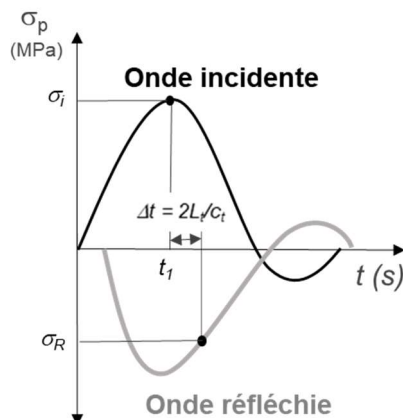
Figure 1.26. Représentation graphique de l'application de l'Eq. 1.105 à une courbe DCLT (courbe DCLT pour le sable d'Hostun sec moyennement dense)

La résistance de pointe  $q_{ult}$  est obtenue à partir de la force  $R_u$  nécessaire pour produire un enfoncement maximal  $s_{max}$  pour un impact donné (Eq. 1.106).

$$q_{ult} = \frac{R_u}{A_p} = \frac{1}{s_{max}} \int_{t_0}^{t_1} \sigma_p ds \quad \text{Eq. 1.106}$$

- **Méthode d'(Aussedat 1970)**

L'approche appliquée par (Aussedat 1970) définit la résistance ultime à partir des signaux de force incidente et réfléchi obtenus suite au découplage d'ondes. Selon le critère introduit par cet auteur, la résistance ultime est égale à la différence entre la contrainte maximale incidente ( $\sigma_i$ ) et la contrainte réfléchi ( $\sigma_R$ ) correspondant au retour l'onde ( $2L_t/c_t$ ).



$$q_{ult} = \sigma_i(t_1) + \sigma_R(t_1 + 2L_t/c_t) \quad \text{Eq. 1.107}$$

Figure 1.27. Méthode d'obtention de la résistance ultime proposée par (Aussedat 1970)

### I.3.5 Détermination de la résistance au cisaillement des sables

Pour les sables, la résistance drainée peut être décrite par le critère de Mohr-Coulomb à l'aide de l'angle de frottement interne à la rupture (Gibbs 1953; Hatanaka and Uchida 1996; Skempton 1986).

L'angle de frottement effectif à la rupture des sables ( $\phi'$ ) résulte de la combinaison de deux facteurs : (a) l'angle de frottement à l'état critique  $\phi_{cv}$  et (b) l'effet de dilatance  $\psi'$  (quantifié par l'angle de dilatance).

L'effet de la dilatance est fonction de l'état de densité (exprimé en termes de  $e$  ou  $DR$ ) et de l'état de contrainte, exprimé en termes de contrainte effective moyenne,  $p' = \frac{1}{3}(\sigma_v' + 2\sigma_h')$  ou plus couramment, en termes de contrainte verticale effective ( $\sigma_v'$ ). Ces deux facteurs se combinent pour produire l'angle de frottement à la rupture, souvent exprimé par l'Eq. I.108.

$$\phi' \approx \phi'_{cv} + \psi' \quad \text{Eq. I.108}$$

L'obtention de l'angle de frottement à la rupture des sables à l'aide des essais pénétrométriques (e.g. SPT, CPT, CLT) se base principalement sur les approches présentées dans le Tableau I.5.

Tableau I.5. Méthodes couramment appliquées aux essais de pénétration afin d'obtenir  $\phi'$

Approche		Exemple d'application
1	Utilisation de l'angle de dilatance et de la densité (estimée à partir de la résistance)	(Bolton 1986)
2	Théorie de la capacité portante	(Robertson 2009; Robertson and Campanella 1983)
	Théorie de l'expansion de cavité	(Lobo et al. 2015; Lukiantchuki 2012; Salgado and Prezzi 2007; Schnaid et al. 2009)
	Plasticité limite	(Reiffsteck et al., 2009)
3	Estimation l'angle de dilatance $\psi'$ à partir de la résistance	(Tokimatsu et al. 1995)
4	Relations basées sur les paramètres d'état (paramètre $\Psi$ )	(Jefferies and Been 2006)
5	Méthodes directes	(Hatanaka and Uchida 1996; Lunne et al. 1997)

L'évaluation de l'état de densité représente souvent l'étape intermédiaire pour l'estimation de l'angle de frottement de sables (approche 1). D'après (Schmertmann 1976), la densité relative ( $DR$ ) des sables propres normalement consolidés peut être relié à la contrainte effective ( $\sigma_v'$ ) et à la résistance de pointe au cône  $q_c$ , comme donnée par l'Eq. I.109.

$$DR = C_1 \ln \left[ \frac{q_c / p_{ref}}{C_2 (\sigma_v' / p_{ref})^{C_3}} \right] \quad \text{Eq. I.109}$$

Soit  $p_{ref}$  la pression de référence égale à la pression atmosphérique (100 kPa) et  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  les coefficients empiriques établis à l'aide des essais en laboratoire pour un sable donné.

On aborde par la suite des exemples d'approches simples appliquées dans la pratique afin d'estimer l'angle de frottement à partir des essais de pénétration.

### **I.3.5.1 Analyse inverse de la théorie de l'expansion de cavité (Salgado and Prezzi 2007)**

L'analogie entre l'expansion de la cavité et la pénétration du cône dans le sol a été introduite par (Bishop, Hill, and Mott 1945). Il postule que la pression nécessaire pour réaliser un trou profond dans un milieu élastoplastique est proportionnelle à celle nécessaire pour dilater une cavité de même volume dans les mêmes conditions. L'approche de l'expansion de cavité pour prédire la résistance de pointe suit deux étapes : (1) développer des solutions de pression limite théoriques (analytiques

ou numériques) pour l'expansion de la cavité dans les sols ; et (2) relier les pressions limites d'expansion de la cavité à la résistance à la pénétration du cône.

En utilisant des lois de comportement de plus en plus réalistes, des progrès significatifs ont été réalisés depuis l'année 1970 avec le développement de nombreuses solutions pour l'expansion de cavité (Salgado and Randolph 2001; Vesic 1972; Yu and Houlsby 1991).

Une solution assez répandue pour les sables propres est celle proposée par (Salgado and Randolph 2001). Celle-ci est basée sur une analyse numérique. Elle considère un sol élastoplastique avec discrétisation de la zone plastique. Les auteurs proposent d'exprimer la résistance à la pénétration en fonction des paramètres intrinsèques ( $\phi_{cv}$ ) et des paramètres d'état (DR et  $\sigma_h$ ) du sol. Plus tard, (Salgado and Prezzi 2007) ont démontré que la résistance à la pénétration  $q_L$  obtenue à partir de cette solution peut être correctement estimée (à  $\pm 10\%$ ) par l'Eq. I.110. Cette solution est adaptée pour la majeure partie de sables propres ( $29^\circ < \phi_{cv} < 36^\circ$  et  $0\% < DR < 90\%$ ).

$$q_L = 1,64 p_{ref} \exp [0,104 \phi_{cv} + (0,0264 - 0,0002 \phi_{cv})DR] \left( \frac{\sigma_h'}{p_{ref}} \right)^{0,841 - 0,0047DR} \quad \text{Eq. I.110}$$

Soit  $q_L$  la résistance limite en MPa,  $\phi_{cv}$  l'angle de frottement à l'état critique en degré, DR la densité relative en pourcentage,  $p_{ref}$  la pression de référence de 100 kPa et  $\sigma_h'$  la contrainte horizontale effective à la profondeur d'essai exprimé en kPa.

### ***1.3.5.2 Analyse inverse de la théorie de la capacité portante (Robertson 2009; Robertson and Campanella 1983)***

Même si les approches basées sur la théorie de la capacité portante restent très appliquées pour les calculs à la rupture, ses limitations principales sont : (a) les déformations du sol sont négligées et (b) elle ne prend pas en compte l'influence du mécanisme d'enfoncement sur les états de contrainte initiale du sol en pointe. En effet, la contrainte horizontale développée autour de la pointe augmente lorsque celle-ci s'enfonce dans le sol. Cet aspect est néanmoins négligé par la théorie de la capacité portante (Yu and Mitchell 1998).

Ainsi, on s'attendrait à ce que les estimations basées sur la théorie de la capacité portante ne puissent pas fournir des prédictions réalistes de l'angle de frottement. Cependant, les travaux de Villet et Mitchell (1981) ont montré que la théorie de la capacité portante développée par Durgunoglu et Mitchell (1975) fournissait des prédictions raisonnables pour une large variété de sables testés.

En effet, si la résistance à la pénétration est influencée par la résistance au cisaillement et par la compressibilité, les travaux d'Al-Awkati (1975) ont montré que pour certains sables, notamment pour les sables quartzeux, l'influence de la résistance au cisaillement est beaucoup plus prononcée que celle liée à la compressibilité. C'est pourquoi, les estimations basées sur la théorie de capacité portante pour ce type de matériau fournissent des valeurs assez réalistes, tandis que pour d'autres sables ces estimations souvent sous-estiment la valeur de  $\phi'$ .

Par ailleurs, une série d'essais CPT a été effectuée en chambre d'étalonnage afin de comparer les résistances à la pénétration du cône  $q_c$  à l'angle de frottement mesuré à partir d'essais triaxiaux drainés (Robertson and Campanella 1983). Les valeurs d'angle de frottement ont été obtenues à partir d'essais triaxiaux effectués à des contraintes de confinement approximativement égales à la

contrainte effective horizontale au sein de la chambre d'étalonnage avant la pénétration du cône. Au total, neuf sables propres d'angularité différente ont été testés. Sur la base de ses résultats, l'Eq. I.111 a été proposée afin d'estimer l'angle de frottement effectif à partir de la résistance du cône normalisée ( $q_{c,N}$ ) et de la contrainte verticale ( $\sigma_v'$ ) (Robertson and Campanella 1983).

$$\phi' = \arctan \left[ 0,1 + 0,38 \log \left( \frac{q_{c,N}}{\sigma_v'} \right) \right] \quad \text{Eq. I.111}$$

Soit

$$q_{c,N} = \frac{q_c}{(\sigma_v'/P_{ref})^{0,5}} \quad \text{Eq. I.112}$$

Où  $P_{ref}$  est la pression atmosphérique (100 kPa). En effet, l'Eq. I.111 n'est rien d'autre que la solution inverse de la théorie de la capacité portante appliquée à une fondation profonde dans un milieu non cohésif, c'est-à-dire  $N_q = q_c/\sigma_v' = f(\phi')$ .

### I.3.6 Bilan

Dans ce chapitre, on s'est intéressé aux modèles et aux méthodes d'interprétation appliqués aux essais de chargement. Le sujet étant assez large et divers, les modèles et les méthodes abordés ont été choisis par leur caractère universel ou particulièrement pour leur importance dans la compréhension de la problématique de ce travail.

Les modèles d'interaction en pointe cherchent à exprimer la réaction du sol sous chargement dynamique en fonction des grandeurs cinématiques et des paramètres du sol, mais principalement à partir de la résistance ultime et du module de déformation.

On a vu que ces paramètres peuvent être obtenus à partir d'essais de chargement. Ceux-ci sont déterminés à l'aide des différentes méthodes. Dans le cas des essais de chargement statique, les critères permettant de déterminer la résistance ultime sont souvent basés sur l'exploitation de la courbe de chargement statique tandis que dans les essais dynamiques (SPT, pieux battus) ceux-ci intègrent l'analyse d'énergie transmise lors du battage.

Quant au module alimentant les modèles d'interaction, ceci peut être obtenu à partir des essais de chargement suivant différentes approches. D'une part des méthodes d'interprétation appliquées aux essais de choc permettrait d'étudier la déformabilité des sols et d'en déduire une mesure de vitesse d'ondes de compression. Dans le domaine élastique, celle-ci permet d'obtenir le module de déformation maximale du sol.

D'autre part, l'exploitation des courbes de chargement constitue une deuxième approche permettant de déterminer le module des sols testés. Ceci se fait en exploitant les raideurs de la courbe de chargement notamment en phase de déchargement et en appliquant des coefficients de ressorts définis par le modèle d'interaction, qui sont fonction du module d'élasticité.

Enfin, on a présenté brièvement certains exemples de méthodes découlant des théories classiques (capacité portante, expansion de cavité). Malgré leur simplicité, ceux-ci sont encore appliqués dans la pratique afin d'estimer l'angle de frottement des sables propres à partir des résultats des essais pénétrométriques.



## I.4 Conclusions et méthodologie proposée

On souhaite mettre au point une méthode d'interprétation de l'essai DCLT. Cet essai permet de suivre les signaux de force, de vitesse et de déplacement au cours de la pénétration pour chaque impact et obtenir ainsi la courbe DCLT. Le type de sollicitation, la géométrie et les conditions aux limites de l'essai permettent de l'exploiter selon des méthodes basées sur différentes approches : (a) comme un essai de pénétration (SPT, DCP), (b) comme un essai de chargement dynamique de pieux travaillant en pointe, (c) comme un essai de choc.

A l'heure actuelle, le modèle de (Smith 1960) est appliqué à l'essai (Benz-Navarrete 2009; Escobar 2015). Bien que très répandu, celui-ci reste assez simple et ne permet pas d'accéder aux paramètres courants caractérisant le sol. Ainsi, en s'inspirant des modèles d'interaction issus de la littérature, on propose l'application d'un modèle propre basé sur des paramètres de déformation et de résistance du sol déterminés lors de cet essai. Ce modèle intègre d'importants aspects sur le mécanisme de pénétration en pointe, ignorés par le modèle de (Smith 1960) : non-linéarité de la réponse en pointe, amortissement géométrique exprimé en fonction des paramètres élastiques et effet de la profondeur.

Comme tous les autres modèles d'interaction, dans le modèle proposé dans ce travail, la réaction totale est égale à la somme des réactions statique et dynamique. La réaction statique est fonction du déplacement en pointe et de la raideur non-linéaire du ressort  $K_b$ . La raideur varie à partir de la valeur maximale  $K_{b,max}$  qui correspond à la raideur  $K_{Lys}$  corrigée de l'effet de la profondeur à l'aide du coefficient  $D_{f,dyn}$ . La raideur évolue d'après un modèle hyperbolique simple jusqu'à la valeur de résistance limite du sol.

La réaction dynamique est fonction de la vitesse en pointe et du coefficient de l'amortisseur  $C_b$  du modèle. Ce coefficient d'amortisseur  $C_b$  est celui proposé par Lysmer corrigé de l'effet de la profondeur à l'aide du coefficient  $D_{f,dyn}$ . Un schéma représentant le modèle proposé est présenté dans la Figure I.28.

Comme pour la majorité des modèles d'interaction, celui proposé ici pour l'essai DCLT est alimenté par des paramètres de résistance et déformabilité du sol qu'il est nécessaire de déterminer. Ainsi, il est essentiel de définir comment ces paramètres seront déterminés à partir de l'essai DCLT. Afin de répondre à cela une étude expérimentale a été effectuée en laboratoire en couplant des essais de chargement dynamique (DCLT) et statique (CLT) (Partie II). Cette étude vise à répondre aux questions suivantes :

(A) Quelle sont, parmi les méthodes d'obtention de la résistance ultime, celles qui s'adaptent le mieux à l'essai ?

A la différence de la plupart des techniques pénétrométriques courantes fournissant une mesure ou un indice global ( $q_c$ ,  $N_{SPT}$ ,  $N_{DCP}$ ), l'essai DCLT fournit une courbe de chargement. Bien que plus complet, ce résultat soulève, tout comme d'autres essais de chargement (des pieux ou laboratoire), la question de l'obtention de la résistance ultime à partir de cette courbe. C'est pourquoi, les méthodes appliquées aux essais dynamiques instrumentés (SPT, pieux battus) présentées dans ce chapitre seront évaluées dans la Partie II. On s'appuiera sur des essais comparatifs entre l'essai DCLT

et la technique CLT afin de définir la méthode d'obtention de résistance ultime de l'essai DCLT.

On évaluera si cette mesure de résistance ultime peut être interprétée à l'aide des relations découlant de théories classiques appliquées au pénétromètre et reliant la résistance à l'angle de frottement.

Enfin, on vérifiera si cette valeur de résistance ultime permet d'établir des corrélations comme celles appliquées à d'autres pénétromètres afin d'estimer l'angle de frottement des sables propres. Pour ce faire, on prend comme exemple le cas du sable de Fontainebleau testé à différents états de densité et de contrainte.

- (B) Dans quelle mesure, la vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  peut être assimilée à la vitesse d'ondes de compression  $c_p$  des sols et si celle-ci peut permettre de déterminer  $E_{max}$  ( $E_{max} = \rho c_p^2$ ) ?

L'application de la méthode d'exploitation des essais de choc à l'essai DCLT permet d'en déduire une valeur de vitesse d'ondes ( $c_p^{DCLT}$ ). Cette approche est basée sur l'exploitation de la relation entre les signaux de contrainte et de vitesse pour les premiers instants suite l'impact. Il s'avère nécessaire de vérifier dans quelle mesure cette détermination de vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  correspond à la vitesse d'ondes de compression du sol ( $c_p$ ). Ainsi, on propose des comparatifs les valeurs de  $c_p^{DCLT}$  et  $c_p$  (issus d'essais avec capteurs piézoélectriques et *cross-hole*) obtenues pour les mêmes conditions.

- (C) Quel module de déformation issu de l'essai DCLT et alimentant le modèle d'interaction permet d'estimer au mieux la courbe de chargement statique (CLT) ?

Selon les différents modèles d'interaction (Loukidis et al. 2008; Lysmer 1965; Salgado et al. 2015), l'exploitation de la courbe de chargement dynamique en phase de chargement permet de remonter au module du sol. On propose d'exploiter la courbe DCLT en phase de déchargement afin d'estimer des modules sécants. En effet, la phase de déchargement étant caractérisée pour les vitesses nulles ou assez faibles, est donc moins influencée par la composante dynamique. On propose d'exploiter la zone de déchargement de la courbe DCLT en définissant deux raideurs et donc deux modules sécants en décharge (cf Figure I.28) :

- (a) à partir du moment où la vitesse en pointe devient nulle (point A) jusque au moment où la contrainte suppose la valeur minimale (point B) (Benz-Navarrete 2009) ;
- (b) à partir du moment où la vitesse en pointe devient nulle (point A) jusque au moment où la contrainte est réduite à la moitié (point C).

Enfin, on évaluera la pertinence du modèle d'interaction proposé. Pour ce faire, on appliquera le modèle d'interaction aux résultats de l'essai DCLT, on comparera les courbes de chargement statique estimées à l'aide du modèle aux courbes CLT obtenues pour les mêmes conditions. La Figure I.28 synthétise la méthodologie proposée basée sur l'application d'un modèle d'interaction propre alimenté par les paramètres de cet essai. Dans la Figure I.28, on identifie en bleu les questions (A, B et C) auxquelles on cherche à répondre.

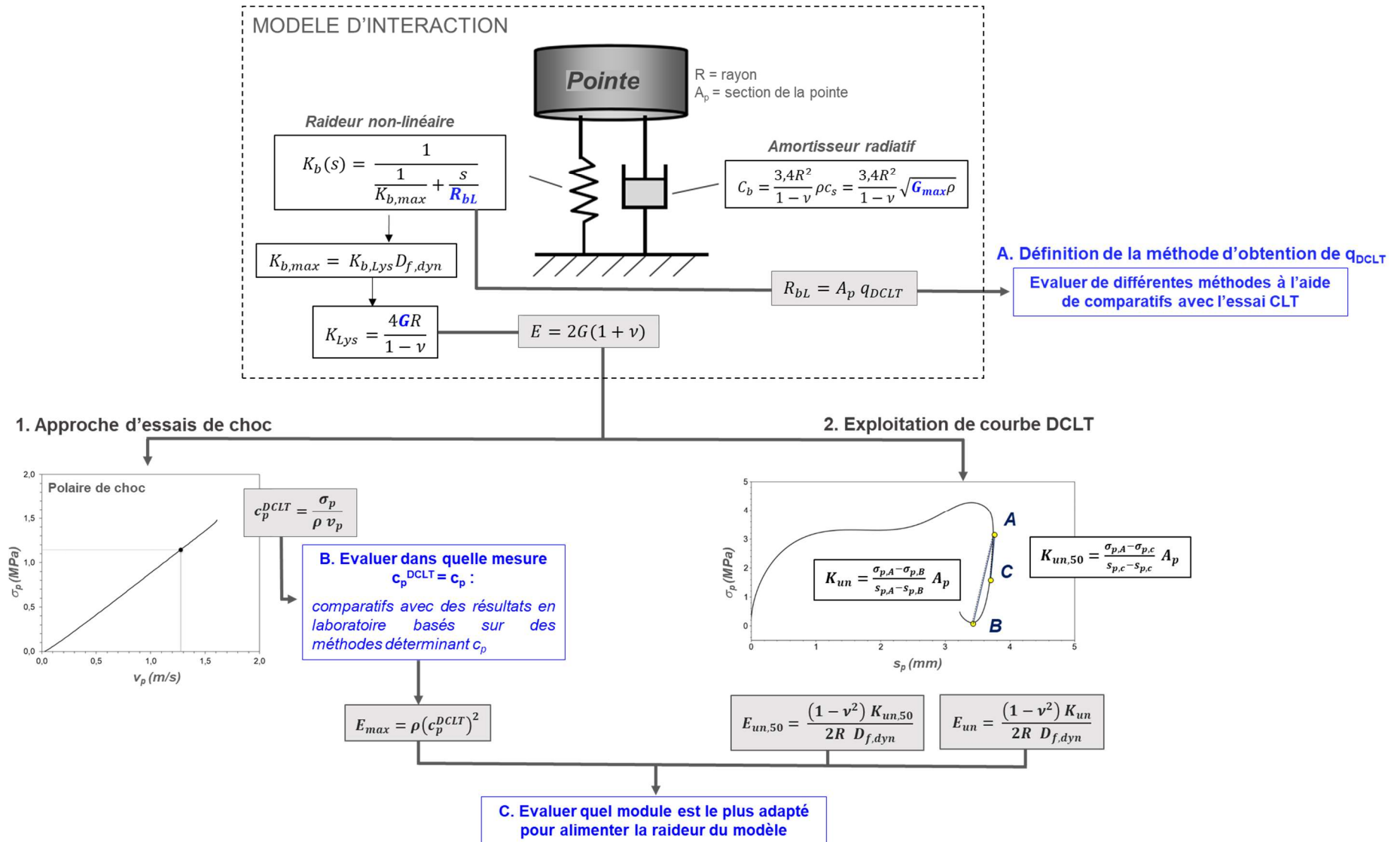


Figure I.28. Schéma de la méthodologie proposée pour exploitation de l'essai DCLT

## II ETUDE EXPERIMENTALE

---

### II.1. Essais de chargement en chambre d'étalonnage

II.1.1. Introduction

II.1.2. Présentation des matériaux utilisés

II.1.3. Essai de chargement en chambre d'étalonnage

II.1.4. Essais DCLT et CLT

II.1.5. Essais DCLT en chambre d'étalonnage  $K_0$

II.1.6. Bilan

### II.2. Analyse des résultats

II.2.1. Introduction

II.2.2. Etude de sensibilité

II.2.3. Comparatifs DCLT- CLT

II.2.4. Détermination de la résistance ultime à partir des courbes de chargement

II.2.5. Détermination des modules à partir de la raideur des courbes DCLT

II.2.6. Validation du modèle d'interaction : comparaison entre les courbes CLT et les courbes CLT estimées à l'aide du modèle d'interaction

II.2.7. Bilan

---

Dans cette partie, on s'intéresse aux travaux expérimentaux menés en laboratoire. Il s'agit notamment de : (a) la caractérisation physique et mécanique des sables testés et principalement (b) des essais de chargement dynamique (DCLT) et statique (CLT) en chambre d'étalonnage.

Les essais triaxiaux ont pour objectif d'une part d'alimenter la loi de comportement adoptée dans le modèle numérique et d'autre part de valider les paramètres déterminés à partir de la méthode d'interprétation de l'essai DCLT proposée. En revanche, les essais de chargement couplant les techniques DCLT et CLT serviront à évaluer et comparer les méthodes et le modèle introduit dans la Partie I. L'ensemble afin de mettre au point la méthode d'interprétation de l'essai DCLT. Additionnellement, ces essais de chargement permettront de comparer ces deux techniques (DCLT et CLT) et de vérifier le modèle constitutif adopté dans le modèle numérique.

Dans ce travail, on se focalise sur l'étude de sables propres secs, plus particulièrement deux sables de référence : le sable d'Hostun HN31 et le sable de Fontainebleau NE34. Ces sables propres siliceux ont déjà fait l'objet de nombreux travaux qui seront importants afin de compléter et d'évaluer nos résultats.

Par ailleurs, pour compléter nos données, on présente et on analyse les résultats issus d'un plus grand nombre d'essais DCLT. Ces courbes ont été obtenues en faisant varier non seulement l'état de densité mais aussi la contrainte verticale des éprouvettes. Ces essais ont été effectués dans le cadre du travail de thèse de Sébastien LOPEZ-RETAMALES (Laboratoire Navier) réalisé en parallèle et permettent d'élargir notre base de données pour d'autres état de densité et de confinement.

Le **Chapitre II.1** présente initialement les matériaux étudiés, les conditions et résultats d'essais triaxiaux. Une description des essais en chambre d'étalonnage (procédure, conditions d'essai) est

également présentée. Dans le **Chapitre II.2** on présente les résultats obtenus à l'aide des méthodes d'interprétation présentées dans l'état de l'art et du modèle d'interaction proposé.

## **II.1 Essais de chargement DCLT en chambre d'étalonnage**

### **II.1.1 Introduction**

Dans ce chapitre on présente les essais de laboratoire réalisés dans le cadre de ce travail. Suite à la caractérisation physique et mécanique des matériaux testés pour ces matériaux (complétée par des résultats issus de la littérature), on présente les essais de chargement en chambre d'étalonnage.

### **II.1.2 Présentation des matériaux utilisés**

Les sables utilisés dans cette étude (sable d'Hostun et sable de Fontainebleau) sont deux sables propres de granulométries proches. La principale différence entre ces matériaux est l'angularité de leurs grains (Figure II.1).

Le sable d'Hostun (SH) est composé à environ de 98,8% de silice, de couleur gris-blanc à beige-rosé avec des grains subanguleux à anguleux. Le sable d'Hostun est issu de la désagrégation de la roche, il existe sous différentes granulométries (HN38, HN34, HN31, HN0,4/0,8, ...). Dans ce travail, on a utilisé la fraction HN31 (autrefois nommée Hostun RF). Celle-ci est une des sables de référence en France pour les essais de laboratoire (Lancelot, Shahrour, and Al Mahmoud 1996).

Le sable de Fontainebleau (SF) a une granulométrie fine ( $< 400\mu$ ). Il est essentiellement composé de silice (97 à 99 %), ce qui lui confère sa couleur blanche caractéristique. Dans ce travail, on utilise le matériau normalisé NE34. Les grains ont une morphologie subarrondie à arrondie (Aris 2012). Dans le Tableau II.1 on présente les caractéristiques principales de ces deux sables.

Tableau II.1. Synthèse des caractéristiques des sables de Fontainebleau et d'Hostun

Sable de Fontainebleau									
Paramètre	Gomes-Correia et Livet (1987)	Alvarado (2000)	Dano (2001)	Benahmed (2001)	Le Kouby (2003)	Emerson (2005)	Zheng et Hryciw (2008)	Vernay (2017)	Ce travail
$G_s$ (-)	2,64		2,65					2,62	
$d_{30}$ (mm)	0,20		0,20						0,24
$d_{50}$ (mm)		0,215	0,22	0,21	0,23	0,156	0,21		0,25
$d_{max}$ (mm)								0,31	0,40
$C_u$ (-)	2,3	1,5	1,4	1,5	1,78	1,99	1,2		1,24
$C_c$ (-)	0,8		1,1					0,93	1,05
$e_{min}$ (-)		0,53		0,54	0,54		0,53	0,65	0,55
$e_{max}$ (-)		1,00		0,94	0,94	1,06	0,87	0,76	0,85
$\phi_{cv}$ (°)				30,5				30,0	29,0

Sable d'Hostun							
Paramètre	Flavigny et al. (1990)	Lancelot et al. (1996)	Combe (1998)	Aris et al. (2011)	Emerson (2005)	Zheng et Hryciw (2008)	Ce travail
$G_s$ (-)		2,65		2,65			
$d_{30}$ (mm)							0,36
$d_{50}$ (mm)	0,35	0,43		0,334		0,47	0,40
$d_{max}$ (mm)							0,60
$C_u$ (-)	1,9	2,3		1,41		1,4	1,43
$C_c$ (-)							1,00
$e_{min}$ (-)	0,648	0,57	0,637	0,65	0,604	0,64	0,67
$e_{max}$ (-)	1,041	0,94	0,927	1,00	0,925	1,04	1,03
$\phi_{cv}$ (°)	34,9	35,2					33,0

$d_x$  : diamètre des grains à x% de passant ;  $C_u$  : coefficient d'uniformité ;  $C_c$  : coefficient de courbure

Dans le Tableau II.1, on constate, d'après les différents travaux cités, que les valeurs pour le poids spécifique  $G_s$  varient très peu pour ces deux sables. On retient la valeur de 2,65 pour les deux matériaux. On constate également que l'ensemble des paramètres obtenus dans ce travail de recherche sont comparables ( $\pm 20\%$ ) aux valeurs trouvées dans la littérature pour ces matériaux. La Figure II.1 présente les courbes granulométriques de ces matériaux.

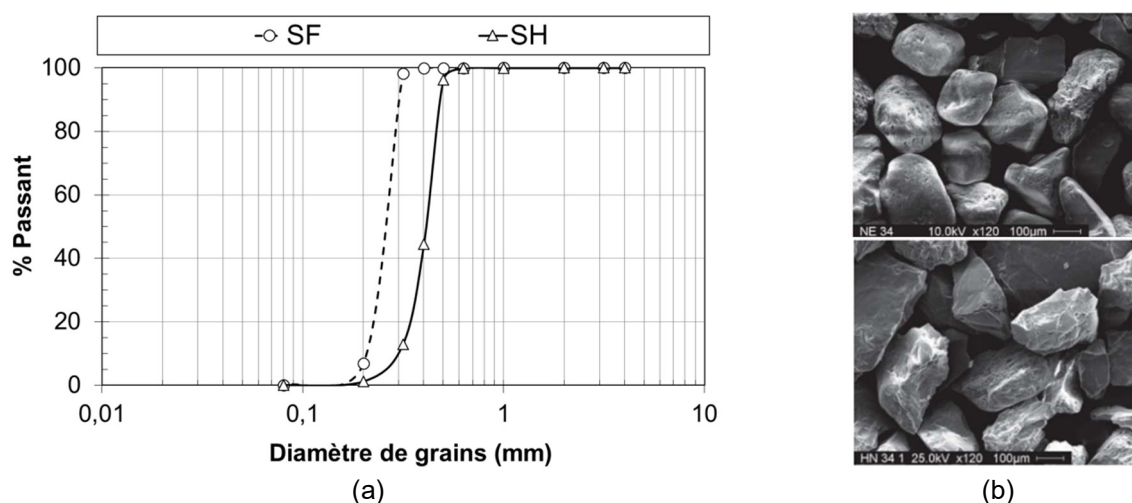


Figure II.1. (a) courbes granulométriques des sables étudiés et (b) vues au microscope électronique à balayage des matériaux : en haut, SF et en bas, SH (Andria-Ntoanina 2011)

L'angle de frottement à l'état critique  $\phi_{cv}$  est un paramètre indépendant de l'état de densité et de la contrainte de confinement. Ce paramètre est fonction de la taille des particules, de la morphologie, de la gradation, mais surtout de la minéralogie (Han et al. 2018). Ainsi, ceci peut être aisément déterminé en laboratoire avec une précision d'environ  $\pm 1^\circ$  (Bolton 1986).

Si la valeur de  $\phi_{cv}$  pour un sable de silice varie généralement entre  $28^\circ$  et  $36^\circ$ , pour un sable carbonaté ceci est plus élevé, il varie généralement entre  $36^\circ$  et  $44^\circ$  (Altuhafi, Coop, and Georgiannou 2016). Or, les sables avec des particules arrondies et lisses, possédant une distribution granulométrique mal graduée, ont des valeurs proches de la limite inférieure de cette plage. Pour les sables avec des particules angulaires et rugueuses, ayant une distribution granulométrique bien graduée, ont des valeurs proches de la limite supérieure de cette plage (Salgado 2008).

Dans le Tableau II.1 on peut remarquer que les valeurs indiquées dans la littérature pour  $\phi_{cv}$  sont dans l'intervalle attendu pour des sables de silice, avec les résultats de SH (grains plus anguleux) de l'ordre de  $34^\circ$  et les résultats de SF (grains plus arrondis) de l'ordre de  $30^\circ$ . L'obtention de  $\phi_{cv}$  sera mieux détaillée dans la section dédiée aux essais triaxiaux.

### II.1.2.1 Etude du comportement des sables à l'appareil triaxial

L'essai triaxial est un essai de laboratoire de référence pour la détermination des paramètres de déformation et de rupture de sols (NF P94-074, NF P94-070 (AFNOR 1994b, 1994a)). Les paramètres issus de cet essai sont soit directement utilisés dans le dimensionnement des ouvrages soit injectés dans les calculs analytiques et numériques comme paramètres des lois de comportement des sols. Les caractéristiques de rupture d'un sol ainsi que son comportement en grandes déformations peuvent être étudiés à l'aide des essais triaxiaux classiques.

Dans le cadre de ce travail, on s'appuie sur des résultats expérimentaux obtenus à l'aide d'essais triaxiaux classiques<sup>10</sup>. Ceci afin de déterminer les paramètres rhéologiques drainés pour les sables étudiés, qui serviront par la suite à :

- alimenter le modèle constitutif adopté dans le modèle numérique, et ;
- valider les paramètres déterminés expérimentalement à partir de la courbe DCLT.

Les principaux facteurs influençant le comportement des sables propres sont l'état de contrainte et l'état de densité. Ainsi, les sables étudiés sont testés à différents états de densité et pour différentes pressions de confinement. Par ailleurs, que les essais ont été effectués avec une contrepression initiale de 450 kPa. Dans le Tableau II.2 les densités initiales, les teneurs en eau initiales et les confinements appliqués aux éprouvettes sont présentés.

Tableau II.2. Identification et conditions des éprouvettes testées en laboratoire

Matériau	Identification de l'éprouvette	Teneur en eau initiale (%)	Masse volumique initiale (kg/m <sup>3</sup> )	Indice des vides e (-)	Densité relative DR (%)	B value (-)	Confinement $\sigma_3'$ (kPa)
SH	TXSHM1Ci	5,0	1327	1,00	10	0,90 / 0,78 / 0,84	100 / 200 / 300
	TXSHM2Ci	5,5	1375	0,93	30	0,74 / 0,80 / 0,76	100 / 200 / 300
	TXSHM3Ci	5,0	1425	0,86	47	0,72 / 0,71 / 0,90	100 / 200 / 300
SF	TXSFM1Ci	5,5	1390	0,91	5	0,70 / 0,84 / 0,84	100 / 200 / 300
	TXSFM2Ci	7,0	1500	0,77	43	0,70 / 0,70 / 0,80	100 / 200 / 300
	TXSFM3Ci	5,6	1600	0,66	73	0,82 / 0,92 / 0,86	100 / 200 / 300

Avec i = 1, 2 et 3 correspondants aux confinements 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa, respectivement.

Les éprouvettes reconstituées ont été préparées par compactage dynamique. Les sables ont été compactés par couches (de 3 à 6 couches) à l'intérieur du moule cylindrique (diamètre de 70 mm et hauteur de 140 mm). Pour chaque densité, on a réalisé trois éprouvettes à différentes pressions de confinement. Les essais triaxiaux sont réalisés suivant les normes NF P94-070 (AFNOR 1994a) et NF P94-074 (AFNOR 1994b). Le protocole suivi est celui d'un essai consolidé drainé (CD). La vitesse de chargement est définie à partir de résultats de la phase de consolidation afin de garantir la condition drainée pendant toute la phase de cisaillement, à savoir de 0,05 mm/mn.

<sup>10</sup> Précision des essais triaxiaux conventionnels définies par les normes NF P 94-071 et NF P 94-074 et mesure d'efforts et de déplacements à l'extérieur de la cellule triaxiale



Dans la Figure II.2 on présente les courbes issues de la phase de cisaillement pour les éprouvettes TXSHM3Ci. Les résultats obtenus pour les autres éprouvettes testées sont présentés dans les Annexes.

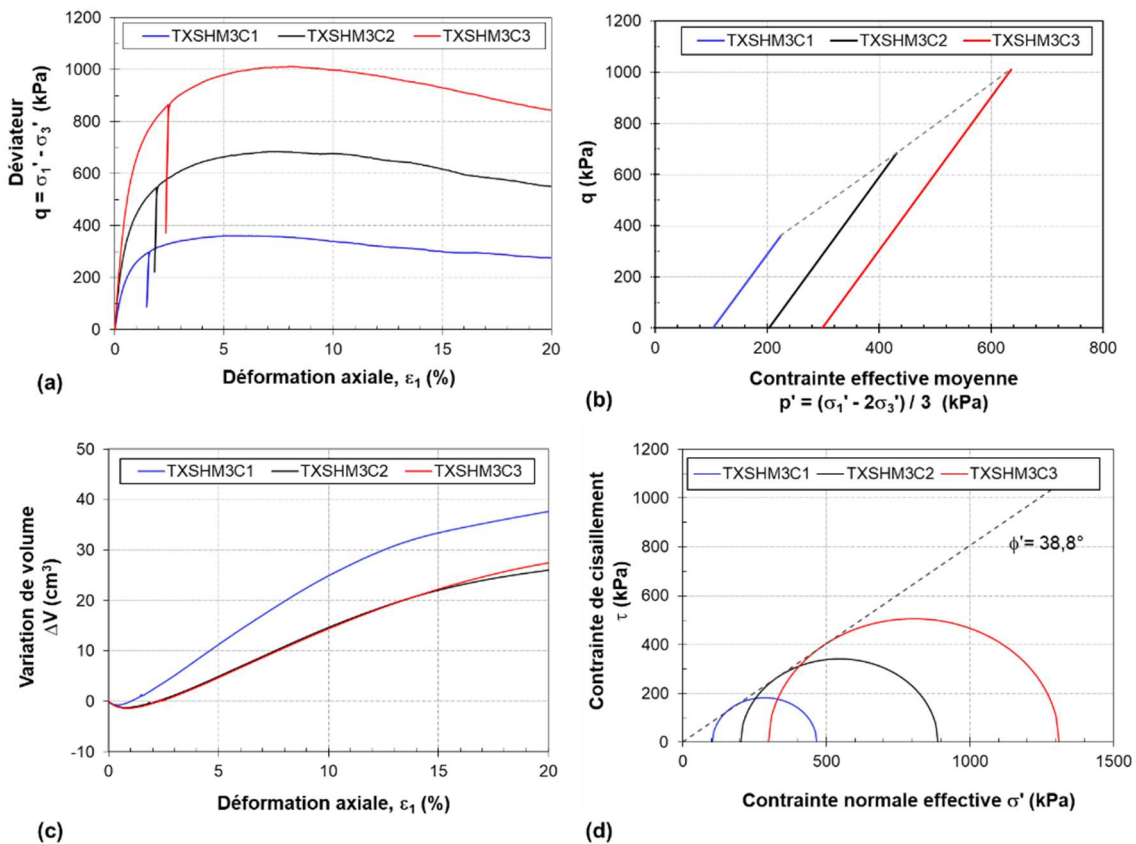


Figure II.2. Essais triaxiaux - exemple de résultat le sable d'Hostun (SHM3Ci) : (a) déviateur  $q$  en fonction de déformation axiale  $\varepsilon_1$ , (b) diagramme  $p'$ - $q$  (c) variation volumique  $\varepsilon_v$  en fonction de déformation axiale  $\varepsilon_1$  et représentation de Mohr

L'allure des courbes d'évolution du déviateur  $q$  (Figure II.2a) et de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  (Figure II.2c) est typique d'un sable dense purement frottant. Dans un premier temps, le sable subit une contraction de volume appelée contractance. Celle-ci est accompagnée d'une augmentation du déviateur des contraintes plus ou moins rapide en fonction de la compacité initiale du sol et de la contrainte moyenne appliquée. Deux paramètres contrôlent essentiellement l'évolution du déviateur  $q$  et de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  : l'état de densité et l'état de contraintes. Dans le cas d'un sable dense comme celui présenté, la phase de contractance est suivie d'une phase de dilatance correspondante au désenchevêtrement de la structure granulaire.

La dilatance est d'autant plus importante que les grains sont initialement serrés et que la contrainte moyenne est faible. Le taux de dilatance maximal, représenté par le point d'inflexion de la courbe déformation volumique en fonction de la déformation axiale, est atteint pour la valeur maximale du déviateur. Au-delà, le déviateur diminue pour rejoindre l'état de plasticité parfaite caractérisée par un cisaillement à volume constant (état critique). La résistance mécanique provient d'une part de la résistance au cisaillement proprement dit et, d'autre part, de l'effort additionnel nécessaire pour faire glisser les grains les uns sur les autres. Ainsi, le pic de contraintes, contrairement à l'état critique, n'est pas une grandeur intrinsèque du matériau, mais gouverné par le phénomène de dilatance. On aborde par la suite l'obtention des paramètres de rupture.

- Paramètres de rupture

On représente les résultats dans le plan de Mohr (la contrainte de cisaillement  $\tau$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma'$ ). Ainsi, il est possible de définir, pour chaque état et dans un certain domaine de contraintes, des enveloppes de rupture assumées linéaires tangentes aux cercles de Mohr. Ces enveloppes obéissent au modèle de Mohr-Coulomb (Eq. II.1).

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c \quad \text{Eq. II.1}$$

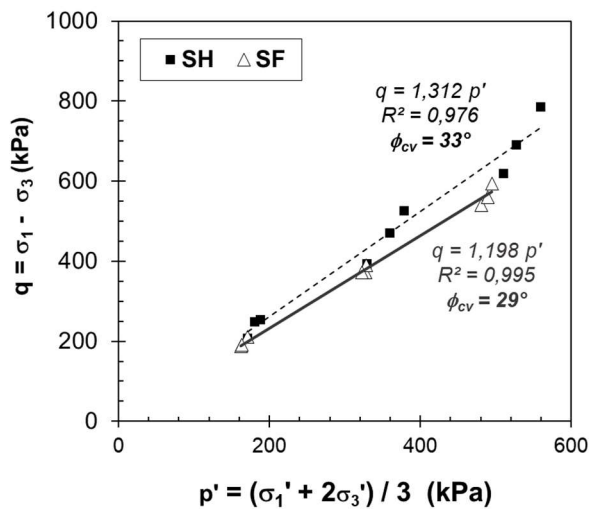
On peut également représenter ces états dans le plan de Cambridge ( $p'$ ,  $q$ ),  $p'$  étant la contrainte moyenne effective ( $p' = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ ) et  $q$  le déviateur ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ). La ligne d'état critique et la ligne de résistance maximale sont respectivement définies. La ligne de rupture correspondante au critère de Mohr-Coulomb, peut être exprimée en termes de  $p'$  et  $q$  comme présenté par l'Eq. II.2.

$$q = Mp' + d \quad \text{Eq. II.2}$$

Avec la pente  $M$  (Eq. II.3).

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{Eq. II.3}$$

Dans le plan  $p'$ - $q$ , le résultat d'un essai triaxial drainé classique correspond à une ligne droite de pente de l'ordre de 3(V):1(H) qui définit l'enveloppe de résistance maximale. Les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb sont donc obtenus par calage linéaire à partir des résultats de l'essai (Eq. II.4 et Eq. II.5).



$$\phi = \arcsin \frac{3M}{6 + M} \quad \text{Eq. II.4}$$

$$c = \frac{d \tan \phi}{M} \quad \text{Eq. II.5}$$

Figure II.3. Essais triaxiaux réalisés en laboratoire - Diagramme  $p'$ - $q$

Schofield et Wroth (1968) définissent le concept d'état critique comme le comportement asymptotique du sol dans le domaine des grandes déformations à la rupture dans lequel l'écoulement se produit sans variation de volume (état résiduel). Le rapport du déviateur sur la contrainte moyenne, à l'état critique, est un paramètre intrinsèque du matériau. Il est indépendant du chemin de contrainte suivi, de l'état de densité initial ou de la méthode de conception. Cela permet de tracer des lignes de l'état critique uniques pour chacune des sables et d'en déduire l'angle de frottement à l'état critique ( $\phi_{cv}$ ).

A partir de l'ensemble de résultats, on détermine les angles de frottement à l'état critique de  $29^\circ$  et de  $33^\circ$  pour le sable de Fontainebleau et pour le sable d'Hostun, respectivement (Figure II.3).

Par ailleurs, les sables propres sont caractérisés par des valeurs de cohésion quasiment nulles. Dans ce travail, comme dans d'autres travaux étudiant le comportement de ces sables, on obtient des valeurs de cohésion variant entre 0 kPa et 11 kPa (Latini and Zania 2016).

Il est courant d'admettre que l'angle de frottement au pic des sols granulaires dépend de la densité et du confinement (Lancelot et al. 1996; Rousé 2018). A un état de densité donné, l'effet du confinement se traduit par une réduction de  $\phi'$ . Cet effet est généralement observé pour des pressions de confinement faibles ( $< 50$  kPa) et il devient négligeable pour de grandes profondeurs. Ainsi, comme les essais triaxiaux présentés ont été réalisés à des pressions de supérieures à 50 kPa, on suppose que la variation de  $\phi'$  en fonction de la pression de confinement est négligeable, pour la gamme de pression étudiée. On présente donc ici les résultats de  $\phi'$  uniquement en fonction de l'état de densité (exprimé en termes d'indice des vides  $e$ ).

Dans la Figure II.4, on présente et on compare les résultats obtenus avec ceux issus de la littérature pour le sable de Fontainebleau (Arbaoui 2003; Combarieu 1997; Dano 2001; Dupla et al. 2007; Latini and Zania 2016) et pour le sable d'Hostun (Benahmed, Canou, and Dupla 2004; Flavigny, Desrues, and Paylayer 1990; Lancelot et al. 1996; Mokrani 1991). Les résultats issus de ce travail sont en bonne correspondance avec la littérature, compte tenu de la variabilité de valeurs de  $\phi'$  obtenues en laboratoire (triaxial et boîte de cisaillement confondus) pour des sables est l'ordre de 10% (Phoon and Kulhawy 1999).

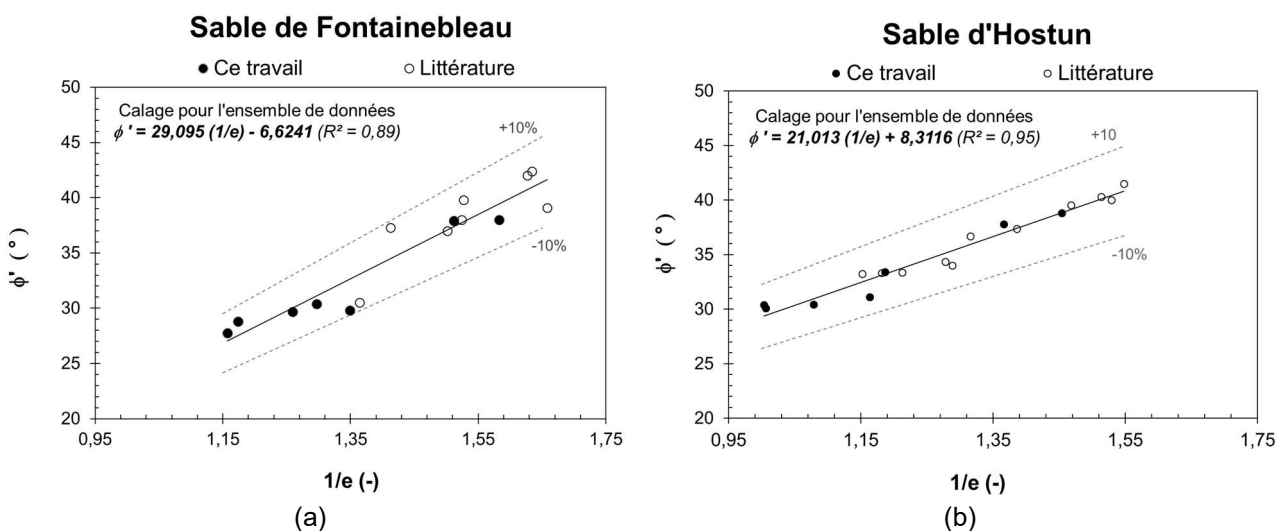


Figure II.4. (a) Angle de frottement drainé en fonction de l'inverse de l'indice des vides ( $1/e$ ) pour (a) le sable de Fontainebleau et (b) le sable d'Hostun

Par ailleurs, on constate que ces résultats, comme ceux de la littérature, sont plus élevés pour le sable d'Hostun que pour le sable de Fontainebleau pour le même état de densité. Cela peut être expliqué en partie par l'angularité des grains, le sable d'Hostun présentant des grains anguleux à subanguleux, tandis ceux du sable de Fontainebleau sont sub-arrondis à arrondis (Aris 2012; Benahmed et al. 2004).

On décrit par la suite l'obtention des paramètres de déformation à partir des résultats triaxiaux.

• Paramètres de déformation

Il est possible de déduire, à l'origine de la courbe déviateur - déformation axiale, un module de déformation E à partir de l'Eq. II.6.

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon} \tag{Eq. II.6}$$

Déterminé à un niveau de déformation de l'ordre de  $10^{-3}$ , ce module doit être considéré comme un module sécant du fait du comportement fortement non linéaire des sols. Celui-ci est limité à une déformation de l'ordre à  $10^{-3}$  pour un chargement en compression isotrope (Biarez et al. 1999). En effet, à partir de la courbe déviateur - déformation, on peut définir différents modules sécants associés aux différents niveaux de déformation. Ceux-ci sont adaptés principalement pour prédire le tassement du sol dû à l'application d'une charge, apportée, par exemple, par une semelle (Briaud 2001).

Parmi eux, les modules les plus couramment utilisés dans les dimensionnements sont le module tangent initial ( $E_{ini}$ ) et le module sécant à 50% de la contrainte de rupture ( $E_{50}$ ). Une analyse plus complète de la courbe q-ε consiste à calculer les différents modules sécants associés à chaque mesure, permettant d'évaluer la dégradation du module en fonction de la déformation.

Par ailleurs, la détermination du module initial à partir des résultats triaxiaux classiques s'avère parfois compliquée car pour de faibles déformations, on constate des fluctuations importantes pour ce paramètre. Cela est notamment mis en évidence par d'autres résultats triaxiaux avec le sable d'Hostun (Lancelot et al. 1996). En effet, l'utilisation de l'essai triaxial classique ne permet pas, en général, de déterminer des modules à de déformations inférieures à  $10^{-3}$  (Dano 2001; Obrzud and Truty 2018), ainsi on admet  $E_{ini} = E_{0,1\%}$ .

Par ailleurs, il est courant d'interpréter la relation contrainte-déformation pour un essai monotone triaxial de compression sous un confinement constant ( $\sigma_3$ ) à l'aide des modèles élastoplastique avec écrouissage. Ces modèles hyperboliques proposés par (Kondner 1963) et par (Duncan and Chang 1970), sont adaptés à tous les types de sol; dont la relation contrainte-déformation est décrite par l'Eq. II.7

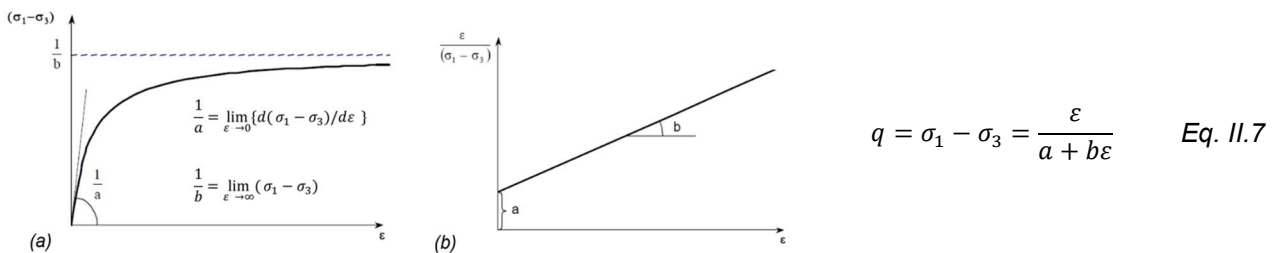


Figure II.5. (a) Représentation de la loi hyperbolique et (b) représentation transformée de la loi hyperbolique (Kondner 1963)

Avec  $\varepsilon$  la déformation axiale et a et b de constantes dépendant de l'essai triaxial. Les paramètres du modèle sont souvent déterminés à partir de la représentation transformée de la loi hyperbolique (Figure II.5). Les constantes du modèle trouvées, on peut tracer également l'évolution du module  $E_{sec}$  en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon$  (Eq. II.8).

$$E_{sec} (\varepsilon) = \frac{q}{\varepsilon} = \frac{1}{a + b\varepsilon} \tag{Eq. II.8}$$

Appliquée aux résultats triaxiaux, ce modèle hyperbolique permet de mettre en évidence les limites de l'essai triaxial classique en termes de niveau de déformation (Figure II.6).

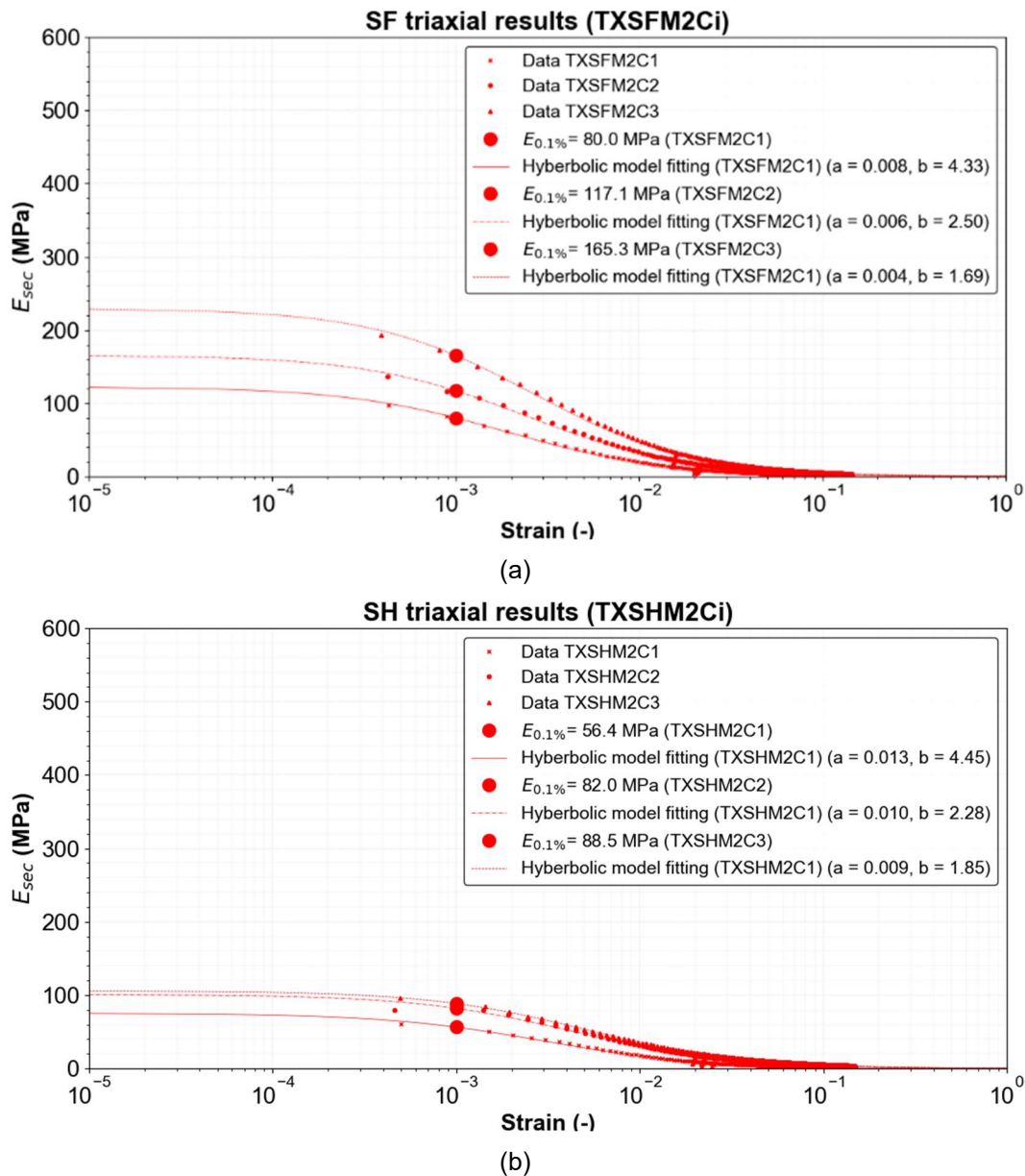


Figure II.6. Évolution du module sécant en fonction de la déformation pour les éprouvettes testées à différents confinements : (a) SFM2Ci et (b) SHM2Ci avec (Ci avec  $i=1,2$  ou 3)

En plus du niveau de déformation, d'autres facteurs influencent les différents modules ( $E_{ini}$ ,  $E_{50}$ , ...). Dans le cas des sables secs, on peut citer l'état de densité et l'état de contrainte (Benz 2007; Briaud 2001; Hardin and Drnevich 1972).

Afin d'étudier l'effet du confinement, la relation proposée par Janbu (1963) (Eq. II.9) est habituellement appliquée. A partir des modules obtenus pour un niveau de déformation donné, on peut tracer l'évolution en fonction des confinements pour les différentes densités testées (Figure II.7).

$$E = E_{ref} \left( \frac{\sigma_3'}{P_{ref}} \right)^m \quad \text{Eq. II.9}$$

Soit

$E_{ref}$  = module de référence

$m$  = coefficient compris entre 0,33 et 1 (en absence des données expérimentales une valeur de 0,5 est souvent adaptée)

$P_{ref}$  = pression de référence égale à la pression atmosphérique (100 kPa)

A partir des résultats obtenus figurant dans le Tableau II.3, on peut établir la relation entre les modules et la pression de confinement, pour les différents états de densité.

Tableau II.3. Rappel des conditions d'essai et synthèse de résultats

Matériau	Identification	DR (%)	Pression de confinement (kPa)	$E_{0,1\%}$ (MPa)	$E_{50}$ (MPa)
SH	TXSHM1C1	10	100	31,8	15,3
	TXSHM1C2	10	200	56,3	17,9
	TXSHM1C3	10	300	67,4	21,1
	TXSHM2C1	30	100	56,4	39,5
	TXSHM2C2	30	200	82,0	51,8
	TXSHM2C3	30	300	88,5	42,4
	TXSHM3C1	47	100	72,1	56,5
	TXSHM3C2	47	200	104,5	68,2
	TXSHM3C3	47	300	135,7	90,1
SF	TXSFM1C1	5	100	51,4	29,2
	TXSFM1C2	5	200	84,9	53,2
	TXSFM1C3	5	300	80,6	34,2
	TXSFM2C1	43	100	80,0	66,9
	TXSFM2C2	43	200	117,1	89,9
	TXSFM2C3	43	300	165,3	120,6
	TXSFM3C1	73	100	119,6	106,8
	TXSFM3C2	73	200	156,3	126,6
	TXSFM3C3	73	300	186,1	128,0

La Figure II.7 présente l'évolution du module de déformation  $E_{ini}$  en fonction du confinement normalisé par la pression de référence. On indique les coefficients  $E_{ref}$  et  $m$  obtenus par calage du modèle aux résultats expérimentaux. On observe que le coefficient  $E_{ref}$  augmente avec l'état de densité des éprouvettes. Par ailleurs, les valeurs obtenues pour le coefficient  $m$  sont dans l'intervalle des valeurs indiquées dans la littérature. Pour le sable d'Hostun, la valeur moyenne du coefficient  $m$  est de 0,47. Pour le sable de Fontainebleau, elle varie entre 0,42 et 0,70.

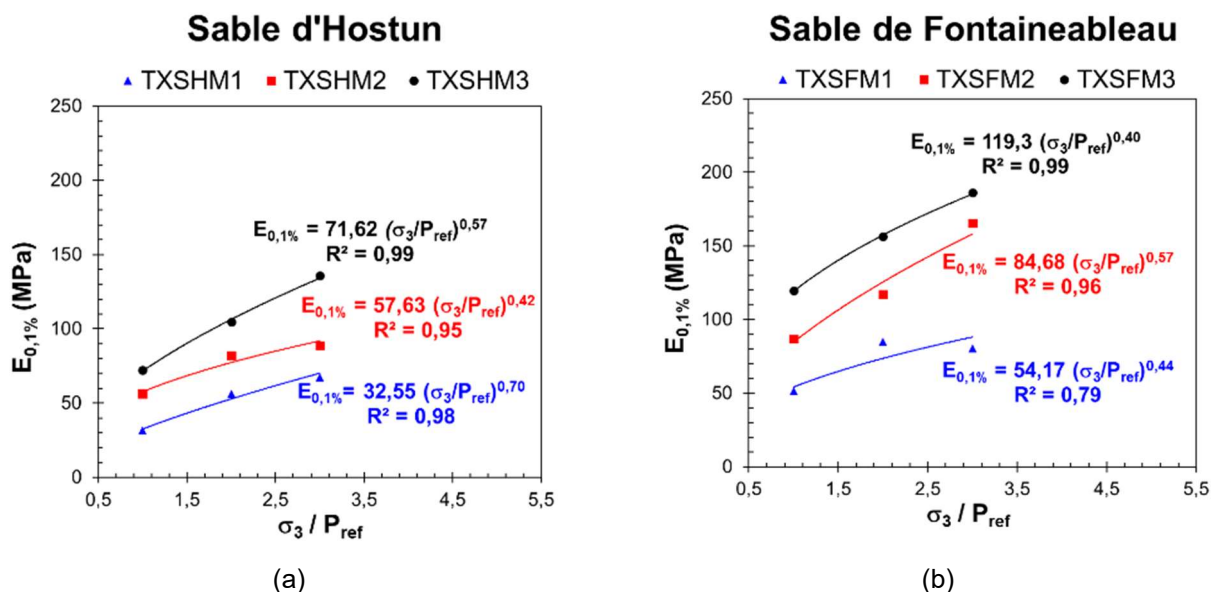


Figure II.7. Evolution du module de déformation  $E_{0,1\%}$  en fonction du confinement pour les différents états de densité : (a) sable d'Hostun et (b) sable de Fontainebleau

(Lancelot et al. 1996) rapportent des valeurs de  $E_{ref}$  et de  $m$  pour le sable d'Hostun. Les auteurs ont obtenu pour  $E_{ref}$  des valeurs de 31,7 MPa et 62,6 MPa, et pour  $m$  des valeurs de 0,76 et 0,68, pour les états lâche et dense, respectivement. On constate que les valeurs de  $E_{ref}$  pour ce sable sont dans l'intervalle indiqué dans la littérature. Le coefficient  $m$  a présenté des valeurs moins élevées (0,42 et 0,57) mais elles restent dans l'ordre de grandeur typique pour ce paramètre.

### II.1.3 Essai de chargement en chambre d'étalonnage

Les chambres d'étalonnage sont des dispositifs apparus depuis une quarantaine d'années dans le domaine de la recherche en mécanique des sols (Chapman 1974). Originellement introduits pour l'étalonnage des sondes d'essai *in situ*, ces chambres ont surgi du besoin d'étudier ces sondes sous conditions bien maîtrisées en laboratoire. Ces dispositifs permettent d'étudier un problème sous des conditions maîtrisées et ainsi aider à la mise au point des modèles physiques. Les conditions aux limites du modèle physique et les conditions de l'échantillon sont établies afin de représenter une partie du problème ou encore une version réduite de celui-ci. L'utilisation des chambres d'étalonnage permet de réduire les incertitudes liées et le coût des essais *in situ* et donc de faciliter la mise en place des études paramétriques (Dupla 1995).

Dans le cadre de ce travail, deux séries d'essais réalisés en chambre d'étalonnage seront analysées. Une première série d'essais de chargements dynamique (DCLT) et une deuxième de chargements statiques (CLT). Concernant la chambre d'étalonnage, il s'agit d'une chambre simple qui ne permet pas d'appliquer des contraintes à l'éprouvette. Au total, quatre échantillons reconstitués de sable ont été testés. A l'issue de ces séries d'essais, une soixantaine de courbes CLT et plus de 150 courbes DCLT ont été obtenues. On rappelle les objectifs de ces essais, à savoir :

- évaluer les critères de résistance présentés (section I.3) afin de définir celui qui intégrera la méthode d'interprétation de cet essai ;
- vérifier le modèle constitutif adopté dans le modèle numérique ;
- fournir une comparaison qualitative entre les courbes de chargement issues de ces deux techniques pour le cas de sables propres.

On dispose également des résultats d'une série plus large d'essais DCLT réalisés en chambre d'étalonnage sur un nombre plus large d'éprouvettes de sables SH et SF au laboratoire Navier de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Lopez-Retamales 2022). Ces éprouvettes sont reconstituées et testées dans une chambre d'étalonnage simulant les conditions au repos  $K_0$  et permettant d'appliquer des contraintes verticales aux éprouvettes (Dupla 1995; Le Kouby, Canou, and Dupla 2008; Muhammed 2016). Le programme expérimental est constitué par une trentaine d'éprouvettes de sables reconstituées par pluviation à différents états de densité ( $30\% \leq DR \leq 90\%$ ) auxquelles différentes contraintes verticales ont été appliquées. Plus de détails sur le principe et les conditions de ces essais sont présentés à la fin de ce chapitre (Tableau II.5). Ces données viennent compléter nos résultats avec des conditions plus variées en termes d'état de densité et de contrainte. Ceux-ci serviront notamment à évaluer les valeurs de  $c_p^{DCLT}$  vis-à-vis des valeurs  $c_p$  signalées dans la littérature, dans le Chapitre 2.

### II.1.3.1 Essais DCLT et CLT

Une série d'essais de chargement couplant les techniques DCLT et CLT a été réalisée en laboratoire avec les sables étudiés à différents états de densité. Le principe et les conditions de ces essais sont décrits par la suite.

- **Description des essais**

Les matériaux sont préparés dans une chambre d'étalonnage métallique cylindrique de 372 mm de diamètre et 805 mm de hauteur. Les conditions aux limites de la chambre d'étalonnage sont : déplacements empêchés radialement (condition œdométrique) et contrainte verticale nulle en surface. Les dimensions de la chambre d'étalonnage doivent être suffisantes pour que l'essai pénétrométrique puisse être considéré comme effectué dans un milieu semi-infini. Pour la gamme de sols d'utilisation de cet appareil ( $D_{\max} \leq 50$  mm) et tenant compte de la taille de la pointe du pénétromètre ( $4 \text{ cm}^2$ ), les dimensions minimales du moule sont : diamètre de 350 mm et hauteur de 700 mm (AFNOR 2012).

Afin de contrecarrer les possibles effets du frottement latéral, on lubrifie les parois de la chambre d'étalonnage et on fixe une membrane plastique à ces parois. Un système de guidage est fixé à la chambre d'étalonnage afin de garantir la verticalité du pénétromètre et de minimiser le possible flambement des barres au cours du chargement.

Pour chacun de ces sables, deux échantillons ont été reconstitués par damage humide à différentes densités. Ces échantillons ont été préparés en huit couches de sol d'environ 10 cm de façon à garantir l'homogénéité du massif. Le compactage dynamique a été réalisé manuellement à l'aide d'une dame. A la fin des essais, des échantillons sont prélevés afin de déterminer la teneur en eau. Dans le Tableau II.4 on présente les densités initiales des éprouvettes testées.

Tableau II.4. Caractéristiques des éprouvettes testées

Matériau	Eprouvette	Profondeur d'essai z (cm)	Masse volumique sèche initiale $\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau w (%)	Indice de vides e (-)	Densité relative DR (%)
SF	SFM1CLT1	≈ 30	1490	1,80	0,78	46
SF	SFM1CLT2	≈ 43				
SF	SFM1CLT3	≈ 56				
SF	SFM2CLT1	≈ 30	1573	1,90	0,68	71
SF	SFM2CLT2	≈ 43				
SF	SFM2CLT3	≈ 56				
SH	SHM1CLT1	≈ 30	1482	0,80	0,79	51
SH	SHM1CLT2	≈ 43				
SH	SHM1CLT3	≈ 56				
SH	SHM2CLT1	≈ 30	1527	1,80	0,74	67
SH	SHM2CLT2	≈ 43				
SH	SHM2CLT3	≈ 56				

Dans l'axe de l'éprouvette, on a effectué des chargements dynamiques et statiques. Initialement, on a réalisé l'essai dynamique jusqu'à une profondeur d'environ 30 cm. On installe par la suite le matériel de chargement statique (Figure II.8c). Le matériel de chargement statique est constitué de :



- vérin hydraulique de 10 tonnes fixé à une structure de réaction (portique métallique) relié à une centrale hydraulique. Une barre filetée et pièce adaptative permettent d'associer le pénétromètre à la structure de réaction. Celle-ci composée d'un portique en métal solidement fixé au dallage ;
- plateau accueillant le vérin et les capteurs de mesure des déplacements et des efforts correspondants. On utilise un capteur de force de 10 kN à 0,01 kN près et deux capteurs de déplacement de type LVDT<sup>11</sup> d'une course utile de 40 mm. La précision des capteurs est de l'ordre de  $2/1000^e$  de mm ;
- système de guidage fixé au moule et relié en trois niveaux au train de tige permettant de garder la verticalité du système ;
- ordinateur et d'une centrale d'acquisition des données de type spider 8 HBM à laquelle sont reliés les capteurs. Le logiciel pilote (*catman* HBM) est utilisé. Les données sont enregistrées, à raison d'une mesure par seconde.

Le matériel installé, on poursuit avec l'essai CLT. La force et le déplacement sont enregistrés directement pendant l'essai. Le pilotage s'effectue en déplacement et la vitesse de chargement est constante (0,01 mm/s). Chaque essai de chargement statique est mené jusqu'à un enfoncement de l'ordre de 5 mm. Pendant un essai, on réalise de cinq à six cycles chargement-déchargement-rechargement. Le déchargement est rapide jusqu'à une pression nulle et le rechargement est mené suivant le même chemin emprunté lors d'un chargement monotone.

Par la suite, on enlève le dispositif d'enfoncement statique et on poursuit l'essai DCLT sur environ 10 cm de profondeur. Cette procédure est répétée de façon à avoir réalisé des séries de chargement CLT à trois profondeurs différentes. Une fois le chargement CLT réalisé à la troisième profondeur, on poursuit avec l'essai DCLT jusqu'au fond de l'éprouvette. La Figure II.8 présente une coupe schématique du moule montrant les régions de réalisation de chaque essai. Le temps total de préparation d'une éprouvette et la réalisation des chargements comme décrit est de l'ordre de 1,5 journée. La plupart de ce temps étant consacré à la préparation de l'éprouvette (0,5 à 1 journée selon la densité visée) et aux chargements CLT ( $\approx 1\text{h}/\text{profondeur}$  soit  $\approx 3\text{h}/\text{éprouvette}$ ). Le reste du temps englobe l'essai DCLT, l'installation et désinstallation du matériel, le démoulage.

---

<sup>11</sup> *Linear Variable Differential Transformer*

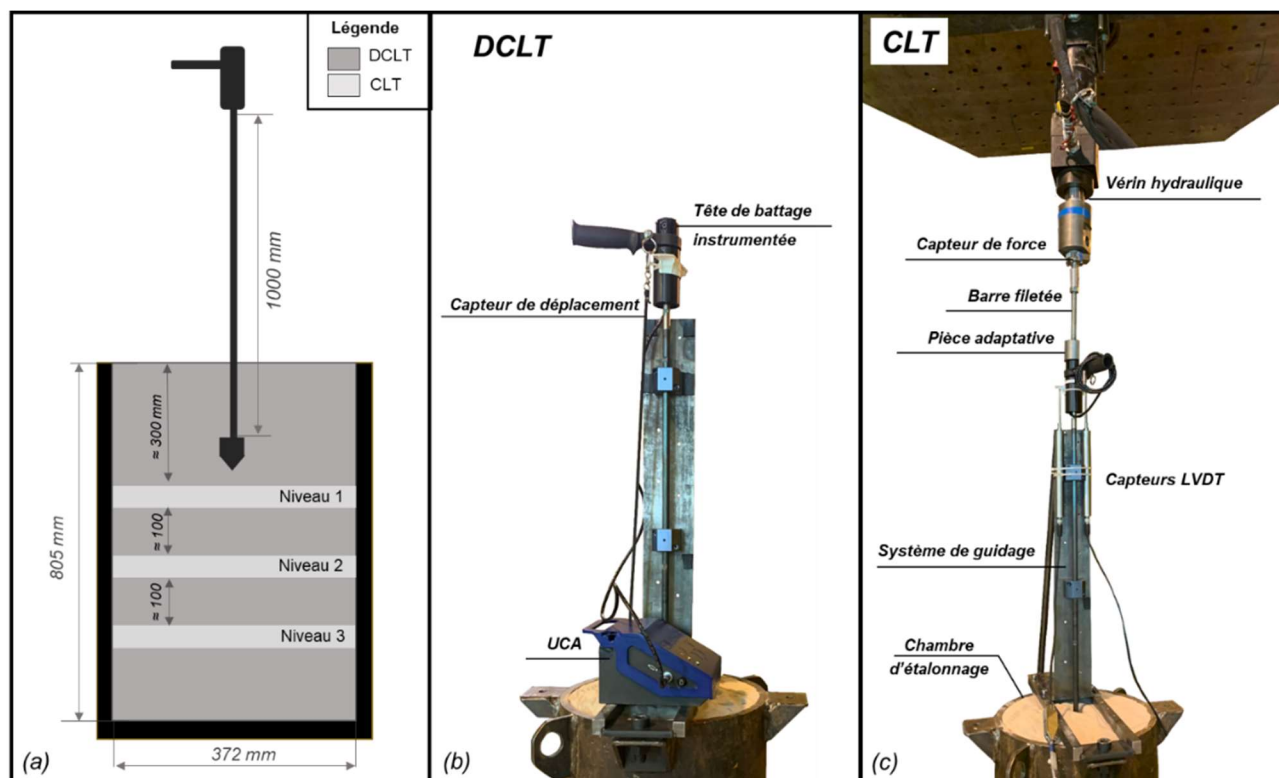


Figure II.8. (a) Schéma de la chambre d'étalonnage présentant les profondeurs de réalisation de chaque essai, photo présentant le système mis en place en laboratoire : (b) DCLT et (c) CLT

- Exemple de résultats

La Figure II.9 présente un exemple de résultats obtenus lors de ces expériences pour une des éprouvettes testées (SHM2CLT2). Les autres courbes DCLT obtenues sont présentées et analysées dans le chapitre qui suit. Dans la figure, on observe l'allure typique de ces courbes DCLT et CLT. Les courbes DCLT correspondantes à une série d'impacts consécutifs précédant (en vert) et suivant (en bleu) les chargements CLT. Celles-ci mettent en évidence la répétabilité de la technique DCLT.

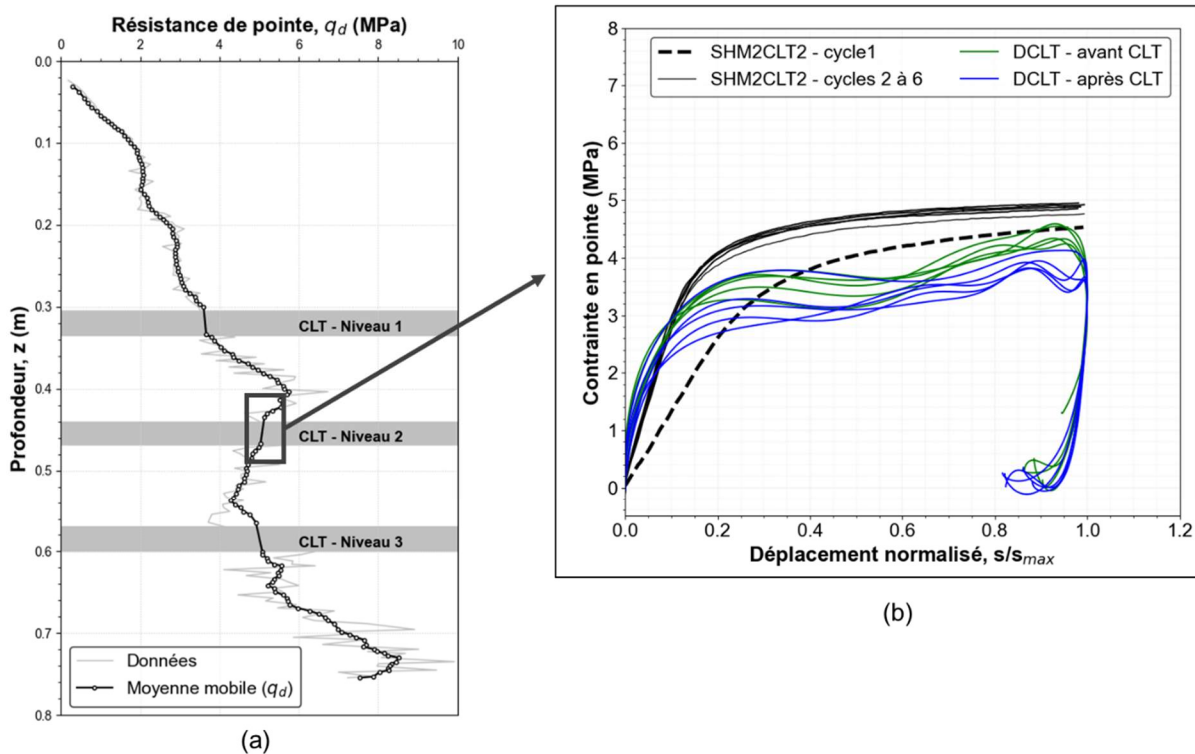


Figure II.9. Exemple de résultats pour éprouvette SFM2 (a) pénétrogramme et (b) courbes pour le niveau 2 ( $z \approx 43$  cm) DCLT (5 impacts précédant et 5 impacts suivant les chargements CLT) et courbes CLT

Par ailleurs, en observant les courbes CLT, on constate des différences entre le premier chargement (noté *cycle 1*) et ceux qui suivent (noté *cycles 2 à 6*). Le premier chargement CLT présente des contraintes légèrement plus faibles que celles obtenues ultérieurement lors d'une même série de chargement. Cet effet, plus ou moins prononcé, est observé sur l'ensemble des résultats. Ceci est conforme aux constatations de (Arbaoui 2003) et (Zhou 1997) et il peut être attribué, en partie, à la densification du sol autour de la pointe lors de la pénétration. Ainsi, dans les analyses qui suivent, les courbes DCLT seront comparées au premier chargement CLT. L'exploitation et les analyses des courbes DCLT et CLT obtenues est le sujet principal du chapitre prochain (section II.2).

### II.1.3.2 Essais DCLT en chambre d'étalonnage $K_0$

Les essais DCLT ont été réalisés en chambre d'étalonnage simulant les conditions au repos ( $K_0$ ). Les éprouvettes ont été constituées par pluviation à sec. La chambre cylindrique permet de confectionner des éprouvettes de 730 mm de hauteur et de 547 mm de diamètre. Un système de pression hydraulique est installé en dessous du couvercle supérieur. Ce couvercle est doté d'une membrane en caoutchouc qui se dilate appliquant ainsi une contrainte verticale à l'échantillon. La pression

appliquée est pilotée à l'aide d'une cellule de charge (Figure II.10). Pour plus de détails sur le système, le lecteur peut consulter (Le Kouby 2004) et (Muhammed 2016).

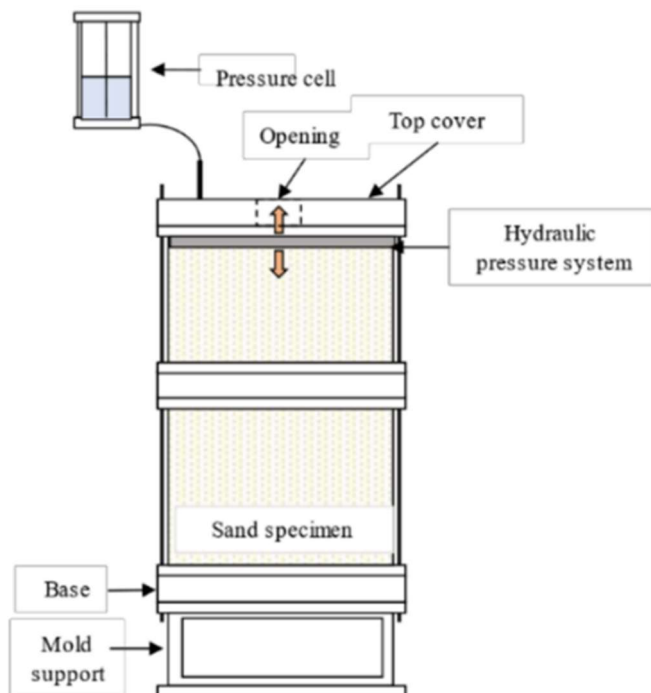


Tableau II.5. Conditions des éprouvettes testées par (Lopez-Retamales 2022)

Matériau	DR (%)	$\sigma_v$ (kPa)
SF	30	10 / 25 / 50 / 75 / 100 / 200 / 300 / 400
	40	
	50	
	60	
	70	
	80	
SH	90	10 / 25 / 50 / 75 / 100 / 200 / 300 / 400
	30	
	50	
	70	
	75	

Figure II.10. Chambre d'étalonnage sous condition  $K_0$  (Lopez-Retamales et al. 2020)

Les essais DCLT ont été réalisés dans l'axe de l'éprouvette en faisant varier la contrainte verticale appliquée ( $\sigma_v$ ). Une première série d'impacts ( $\geq 10$ ) est réalisée. Par la suite la contrainte est incrémentée, puis une nouvelle série d'impact est effectuée. Cette procédure se poursuit pour toute la profondeur de l'éprouvette. Les contraintes appliquées ainsi que les densités relatives (DR) initiales des éprouvettes reconstituées figurent dans le Tableau II.5.

Dans la Figure II.11, on présente, à titre d'exemple, les résultats obtenus pour l'éprouvette de SF à densité relative de 70%.

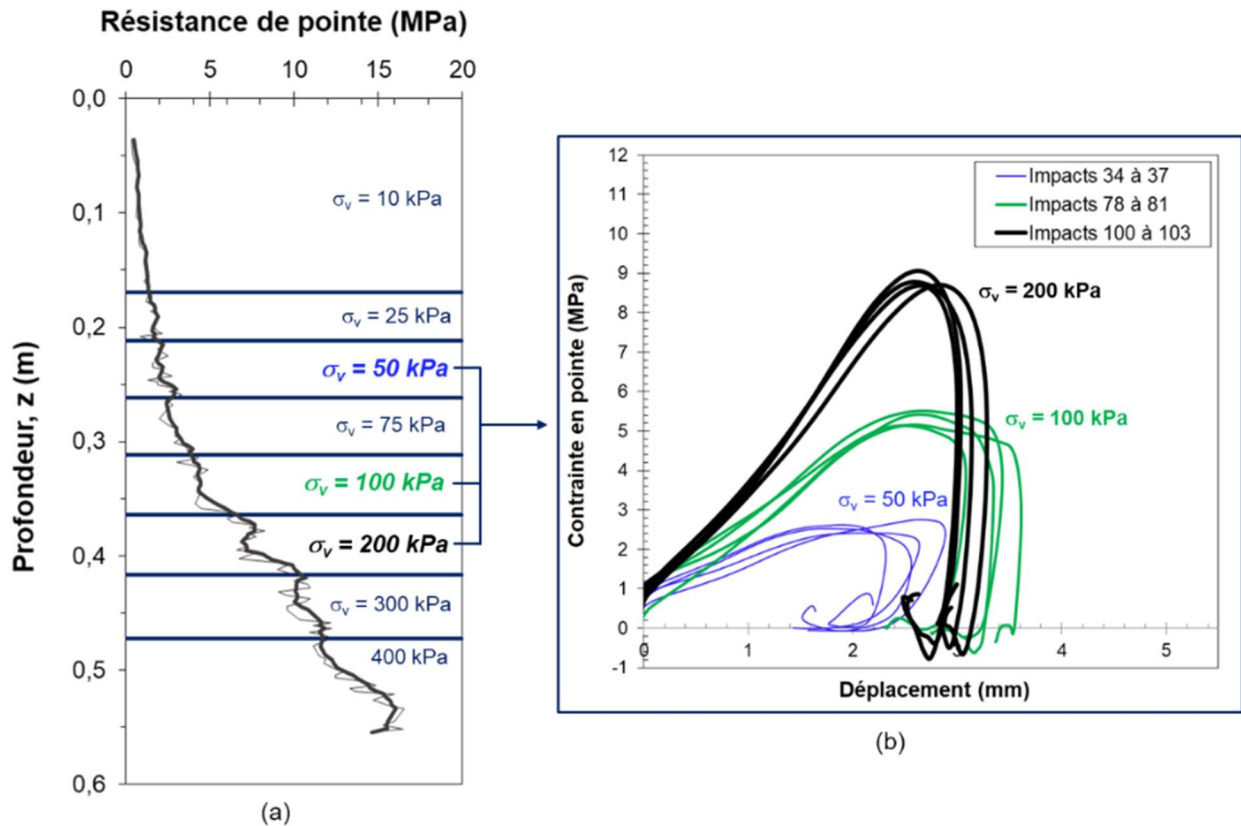


Figure II.11. Exemple de résultats des essais DCLT pour le sable de Fontainebleau à DR = 70% : (a) pénétrogramme montrant les contraintes verticales appliquées ( $\sigma_v$ ) et (b) série de courbes DCLT consécutives pour trois valeurs de  $\sigma_v$  différentes (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa)

On observe dans la Figure II.11a le pénétrogramme dans l'éprouvette SF (DR = 70%). On y indique les zones en profondeurs correspondantes aux différentes contraintes verticales appliquées. Dans la Figure II.11b, on présente quelques séries de courbes DCLT obtenues consécutivement pour trois contraintes données (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa). Ces résultats, qui seront exploités et discutés plus en détail dans la section II.2, confirment la sensibilité des courbes DCLT aux effets du confinement. On peut également constater la répétabilité des résultats obtenus par le biais de cette technique.

## II.1.4 Bilan

Dans ce chapitre, on a présenté les travaux expérimentaux effectués en laboratoire. Dans cette étude expérimentale, on se concentre sur le comportement de sables propres. Les matériaux d'étude sont deux sables de référence : le sable d'Hostun et le sable de Fontainebleau. Suite à une caractérisation physique et mécanique de ces matériaux au laboratoire, des essais de chargement ont été effectués en chambre d'étalonnage.

Ces essais de chargement à réaliser des essais DCLT et CLT couplés ( $\approx 60$  courbes CLT et  $\approx 150$  courbes DCLT). Pour ce faire, des éprouvettes ont été reconstituées à différents états de densité. Elles serviront également à mettre au point la méthode d'interprétation de l'essai DCLT. Ces courbes

CLT et DCLT seront également importantes afin mettre au point et de valider la qualité du modèle numérique.

Par ailleurs, l'étude expérimentale réalisée dans le cadre de ce travail est complétée par des résultats de travaux expérimentaux menés en parallèle au laboratoire Navier (Lopez Retamales, 2022). Les courbes DCLT issues de ces travaux ont été obtenues dans une chambre d'étalonnage  $K_0$  pour des états de densité et de contrainte plus larges et variés que ceux de nos éprouvettes. Ces résultats permettent donc d'étudier l'effet de la contrainte verticale et de l'état de densité et serviront à compléter les analyses menées dans ce travail.

Dans le chapitre qui suit, on analyse et exploite les résultats expérimentaux obtenus à l'aide des méthodes et modèles présentés dans la section I.3. Ceci afin de définir ceux qui vont intégrer la méthode d'interprétation de l'essai DCLT.

## II.2 Analyse des résultats

### II.2.1 Introduction

Comme présenté dans la Partie I, différentes méthodes peuvent être employées afin de calculer ces paramètres à partir d'un essai de chargement dynamique (SPT, pieux, essai de choc). Dans ce chapitre, on exploite et analyse les résultats d'essais de chargement réalisés en laboratoire et introduits précédemment. Le but principal est de comparer et d'évaluer les différentes méthodes d'obtention des paramètres à partir de l'essai et modèle d'interaction proposé. L'exploitation et l'analyse des résultats présentés est effectuée en différentes étapes, dont les objectifs sont :

- a) Vérifier la sensibilité et répétabilité des résultats DCLT aux principaux facteurs influençant le comportement des matériaux étudiés : densité et confinement.
  - On juge que cette vérification est primordiale afin de savoir si cette technique serait capable de fournir des paramètres représentatifs caractérisant le comportement des matériaux étudiés. On vérifie également si une fois ces paramètres d'état fixés, les courbes DCLT sont sensibles aux matériaux testés.
- b) Vérifier si la courbe DCLT est représentative de la relation effort-déplacement en pointe lors de la pénétration.
  - La courbe DCLT fournit la relation effort-déplacement, établie lors de la pénétration dynamique. Comme discuté dans l'état de l'art, l'obtention d'un tel résultat lors d'un essai de pénétration dynamique (SPT, DCP) n'est pas courant. Une technique similaire permettant d'établir une courbe de chargement est la technique CLT. Ainsi, la réalisation d'essais de chargement couplant les techniques DCLT et CLT permet de vérifier dans quelle mesure la courbe DCLT obtenue correspond à une courbe effort-déplacement sous chargement statique.
- c) Évaluer quelle méthode d'obtention de la résistance ultime s'adapte le mieux à cette technique.
  - Différentes méthodes sont appliquées aux essais de pénétration dynamique afin d'obtenir la résistance ultime du sol. On souhaite vérifier parmi ces méthodes celle qui s'adapte le mieux à l'essai DCLT. Ainsi, on compare les valeurs de résistance issues de ces différentes méthodes à la résistance ultime obtenue avec l'essai CLT.
  - Dans cette partie, on présente également des approches simples permettant d'estimer l'angle de frottement des sables propres. Des corrélations expérimentales sont également proposées afin d'estimer la densité relative et l'angle de frottement effectif pour le sable de Fontainebleau sec à partir de l'essai DCLT.
- d) Vérifier dans quelle mesure, les valeurs de vitesse d'ondes obtenues sont comparables aux valeurs de vitesse d'ondes de compression issues d'autres techniques sous les mêmes conditions et pour les mêmes matériaux.
- e) Vérifier si en alimentant le modèle d'interaction proposé avec les paramètres de résistance et de déformabilité issus de l'essai, on peut estimer la réponse statique en pointe.

Les étapes synthétisées ci-dessus sont détaillées tout au long de ce chapitre.

## II.2.2 Etude de sensibilité

Avant d'aller plus loin dans nos analyses quantitatives, il s'avère nécessaire de vérifier si les résultats obtenus, exprimés sous la forme de la courbe DCLT, sont sensibles aux principaux facteurs influençant le comportement d'un sable propre sec, à savoir : l'état de densité et l'état de contrainte.

Pour ce faire, on compare tout d'abord une série de courbes DCLT obtenues consécutivement dans un même matériau ainsi que les courbes moyennes obtenues pour différentes conditions.

La Figure II.12a fournit les courbes DCLT obtenues pour le sable de Fontainebleau pour un état de densité ( $DR = 30\%$ ). Différentes contraintes verticales ( $\sigma_v'$ ), ont été appliquées, à savoir 10 kPa, 50 kPa et 200 kPa. On constate une bonne répétabilité des courbes obtenues dans les mêmes conditions ainsi qu'une sensibilité des courbes DCLT à la contrainte verticale appliquée à l'éprouvette. En effet, en termes de résistance maximale, cela se traduit par une augmentation très prononcée en fonction de la contrainte verticale appliquée. Si pour  $\sigma_v'$  égale à 10 kPa les contraintes maximales en pointe sont de l'ordre 0,30 MPa, celles-ci montent jusqu'à environ 2,0 MPa pour  $\sigma_v'$  égal à 200 kPa.

La Figure II.13c présente ensuite les courbes obtenues pour ce sable à trois états de densité différents (30%, 50%, 70%) mais pour une même contrainte verticale ( $\sigma_v = 50$  kPa). Là encore, les résultats montrent une bonne répétabilité et confirment la sensibilité des résultats aux variations de densité. On constate une augmentation progressive des contraintes en pointe avec l'augmentation de la densité relative. Les valeurs maximales en termes de résistance de pointe varient de 0,80 MPa pour l'état lâche jusqu'à 2,60 MPa pour l'état dense.

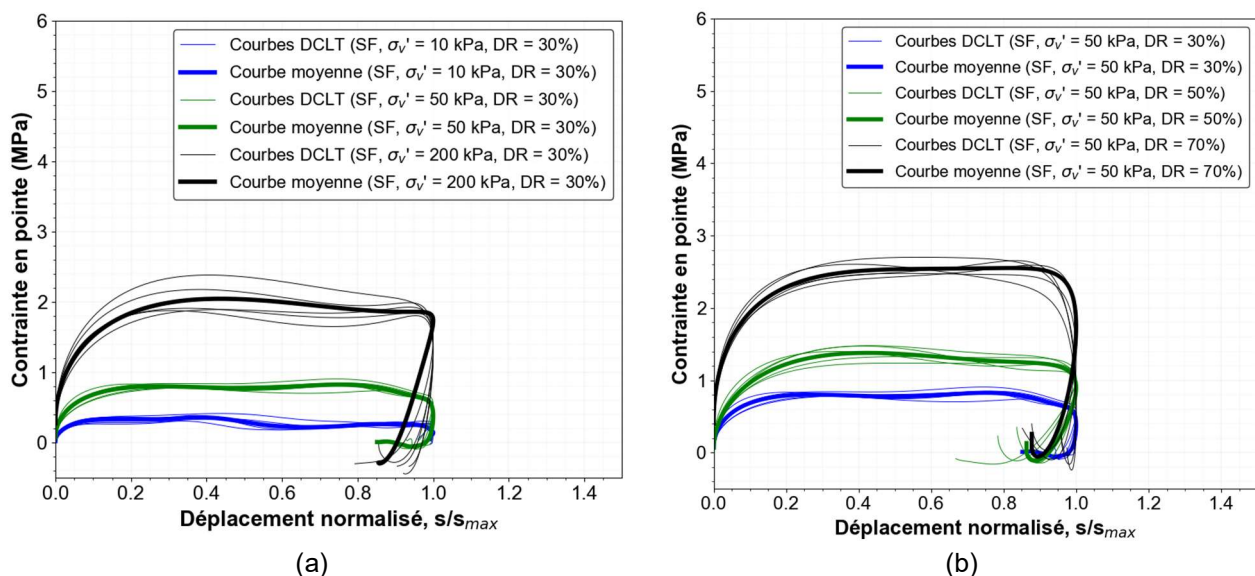


Figure II.12. Influence des paramètres d'état sur les courbes DCLT : (a) état de densité ( $DR$ ), (b) contrainte verticale ( $\sigma_v'$ )

Finalement, on vérifie si pour les mêmes conditions,  $DR$  et  $\sigma_v'$ , les courbes DCLT sont sensibles aux matériaux testés. La Figure II.13 présente les résultats obtenus pour les deux sables au même état de densité ( $DR = 30\%$ ) et sous même contrainte verticale ( $\sigma_v = 200$  kPa). La courbe DCLT moyenne obtenue pour le sable d'Hostun (SH) atteint des contraintes en pointe plus importantes que la courbe moyenne issue du sable de Fontainebleau (SF).



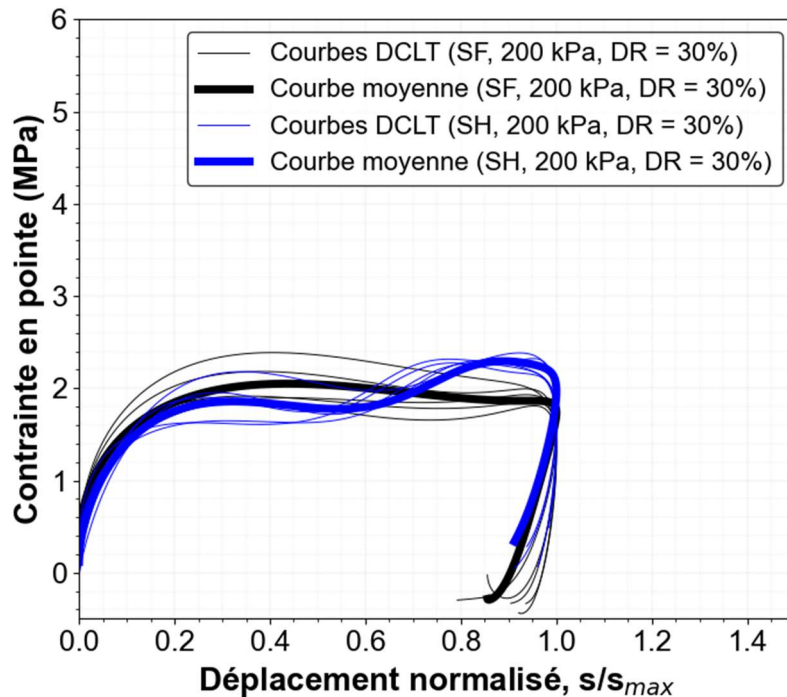


Figure II.13. Influence du matériau (SF ou SH) sur les courbes DCLT

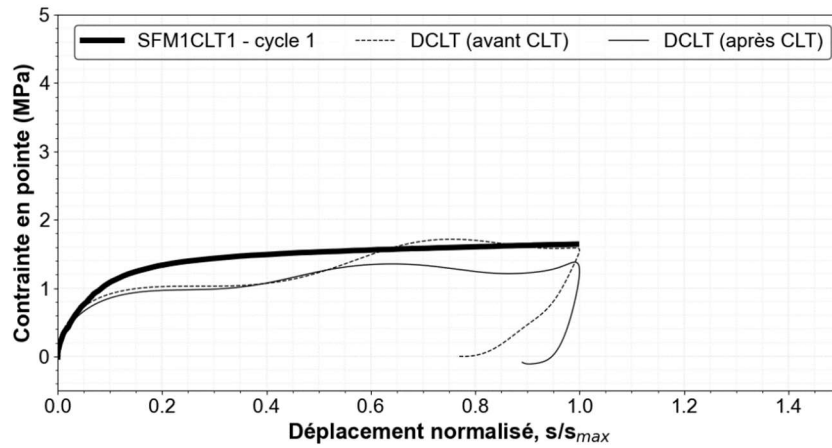
Même si cette différence n'est pas très prononcée, celle-ci peut s'expliquer par la forme des grains de ces matériaux. En effet, même si ces sables sont assez proches en termes de minéralogie, et de granulométrie, le sable d'Hostun présente des grains anguleux alors que ceux du sable de Fontainebleau sont plutôt arrondis entraînant ainsi des valeurs plus importantes en termes de résistance.

Sur l'ensemble des courbes DCLT présentées dans cette section, on observe une très bonne répétabilité ainsi qu'une sensibilité à la fois à la densité et au confinement. On s'intéresse par la suite à évaluer dans quelle mesure les courbes DCLT sont comparables à la réponse effort-déplacement issue d'un chargement statique type CLT réalisé quasiment sous les mêmes conditions.

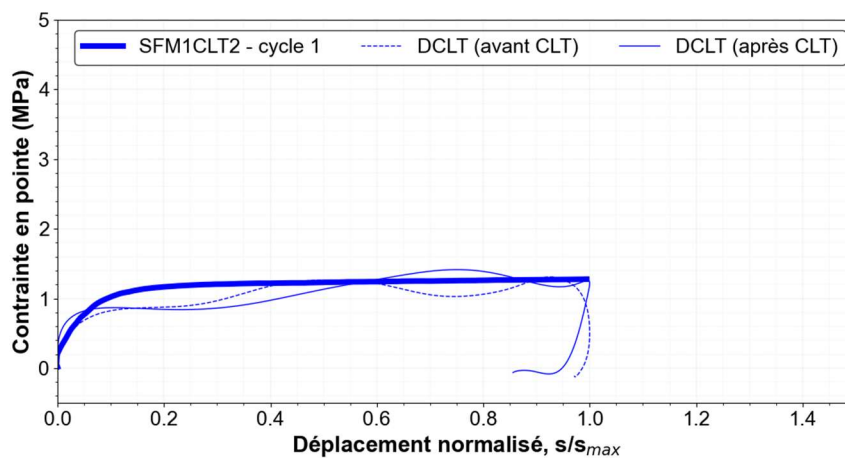
### II.2.3 Comparatifs DCLT- CLT

Les essais de chargement couplant les techniques DCLT et CLT permettent de comparer les courbes de chargement issues de ces techniques sous quasiment les mêmes conditions. Comme décrit dans le chapitre 1, ces essais ont été effectués dans des massifs reconstitués, pour les deux sables, à différentes densités. L'essai DCLT est réalisé jusqu'à une profondeur donnée ( $z \approx 30$  cm) ensuite une série de chargements CLT sont effectués. Par la suite, on poursuit l'essai DCLT. Cette procédure est répétée afin d'avoir trois séries d'essais CLT en profondeur (niveau 1, 2 et 3).

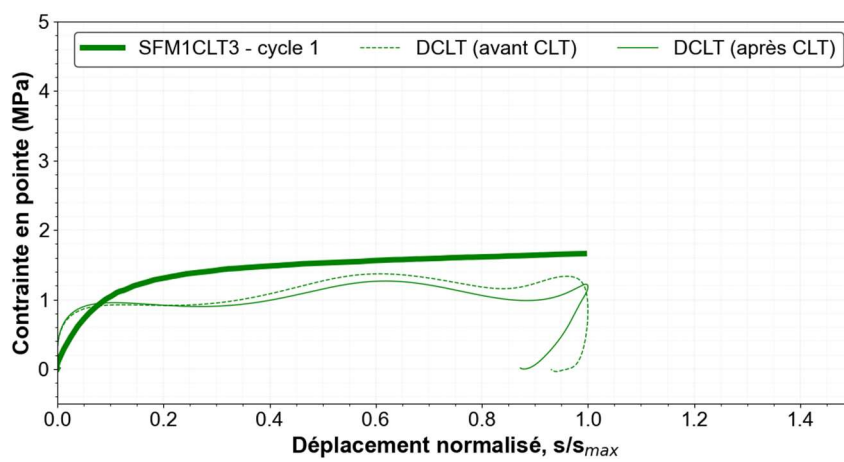
Afin de comparer les courbes de chargement issues de ces deux techniques, on présente dans les Figure II.15 à Figure II.17 les courbes DCLT moyennes pour les cinq impacts précédant l'essai CLT (ligne pointillée) et les courbes DCLT moyennes pour les cinq impacts après (trait continu). Ces courbes DCLT sont comparées aux courbes obtenues pour le premier chargement CLT pour chaque profondeur testée : niveau 1 en noir (a), niveau 2 en bleu (b) et le niveau 3 en vert (c).



(a) Courbes DCLT et CLT : SFM1CLT1

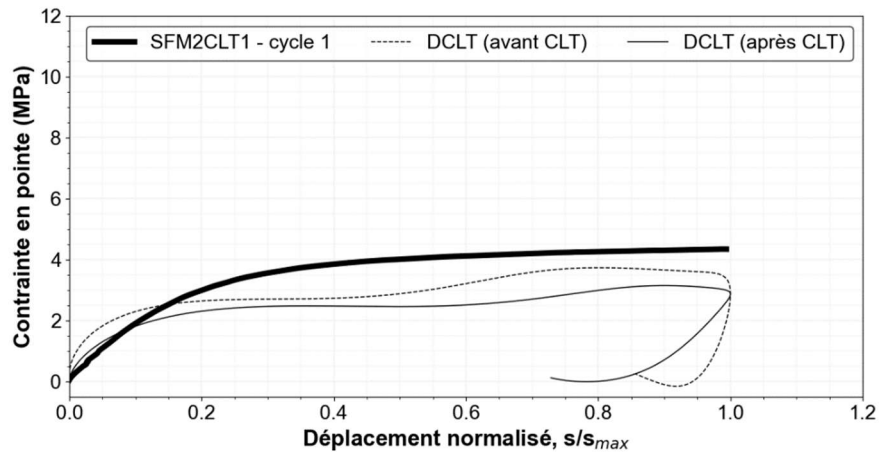


(b) Courbes DCLT et CLT : SFM1CLT2

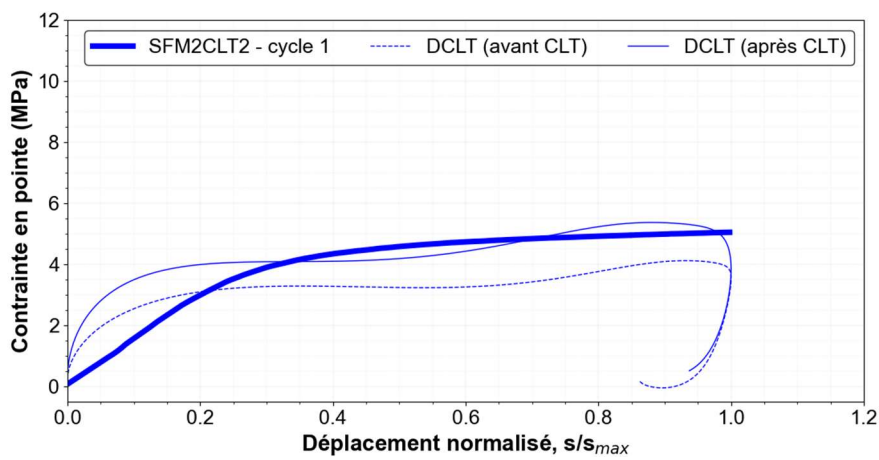


(c) Courbes DCLT et CLT : SFM1CLT3

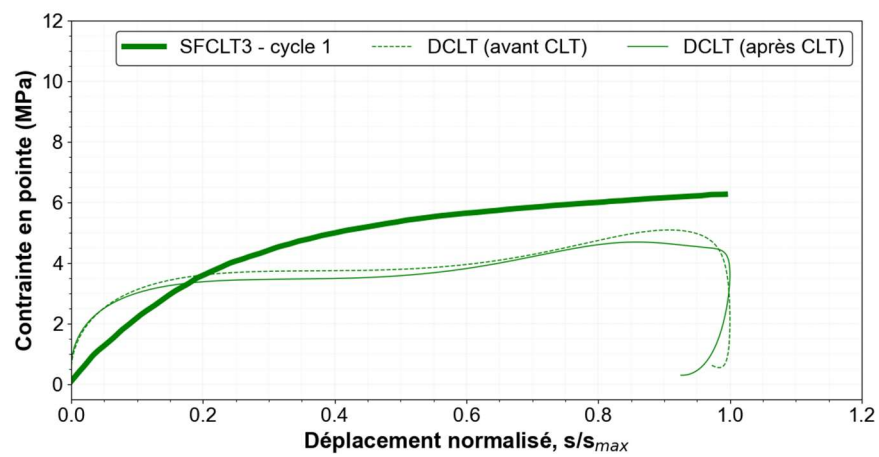
Figure II.14. Courbes DCLT et CLT : échantillon SFM1 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3



(a) Courbes DCLT et CLT : SFM2CLT1

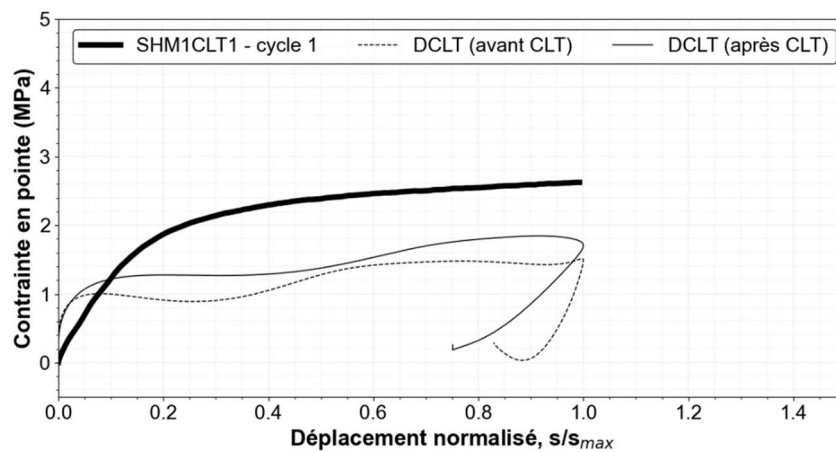


(b) Courbes DCLT et CLT : SFM2CLT2

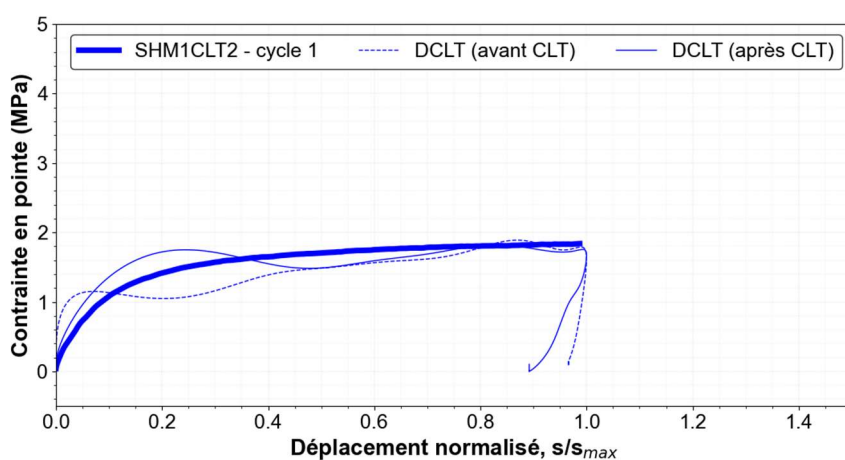


(c) Courbes DCLT et CLT : SFM2CLT3

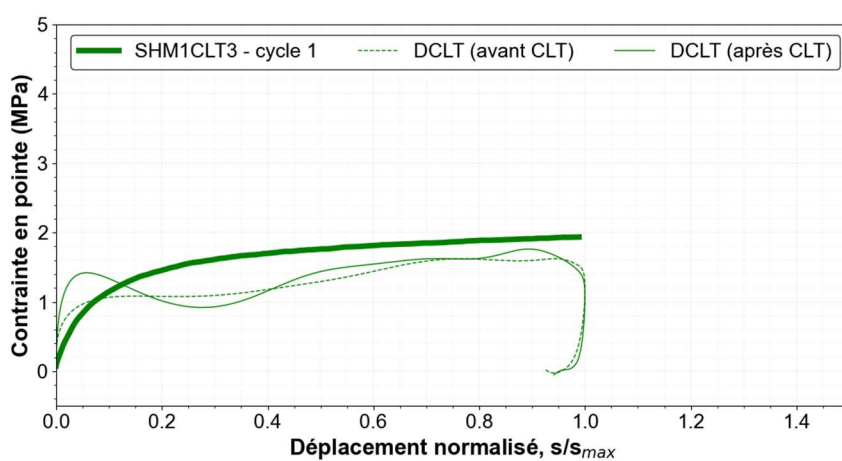
Figure II.15. Courbes DCLT et CLT : échantillon SFM2 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3



(a) Courbes DCLT et CLT : SHM1CLT1

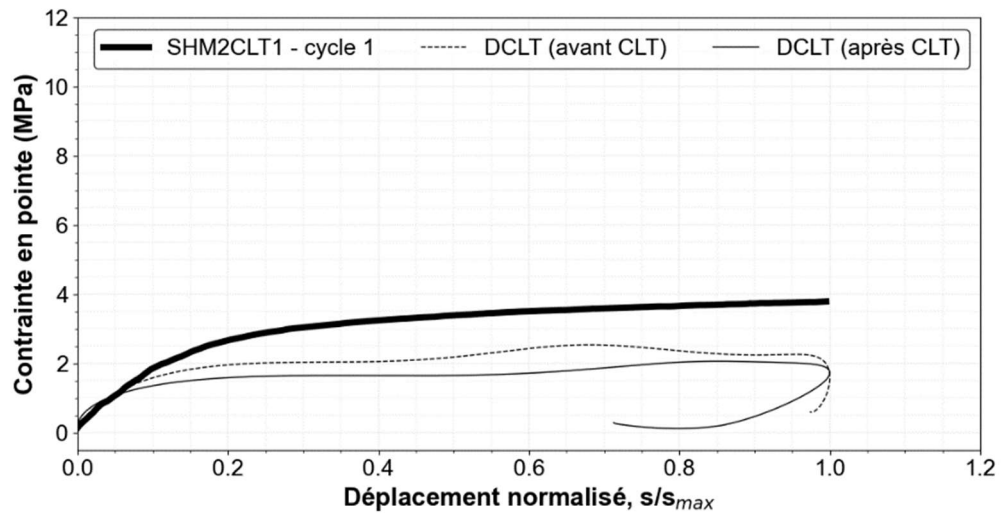


(b) Courbes DCLT et CLT : SHM1CLT2

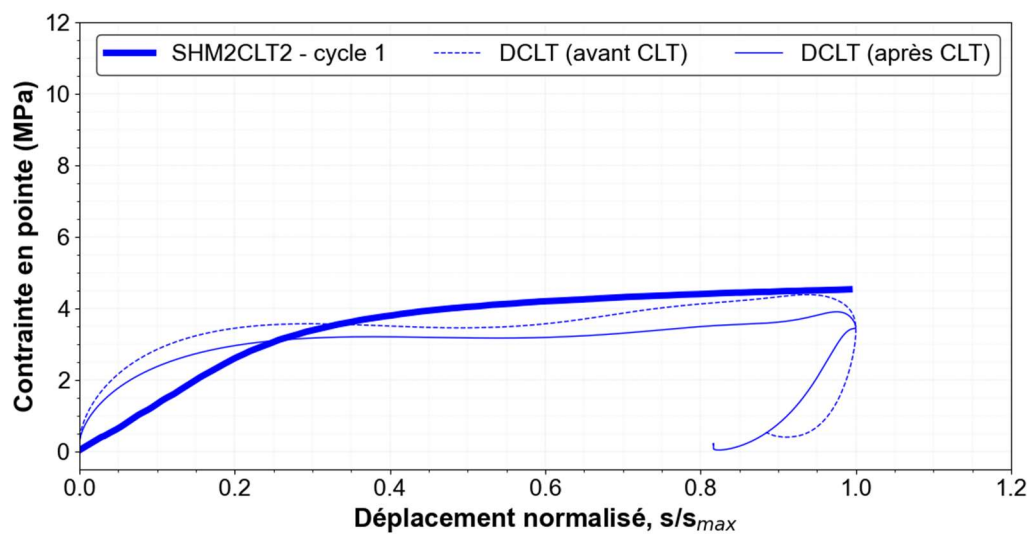


(c) Courbes DCLT et CLT : SHM1CLT3

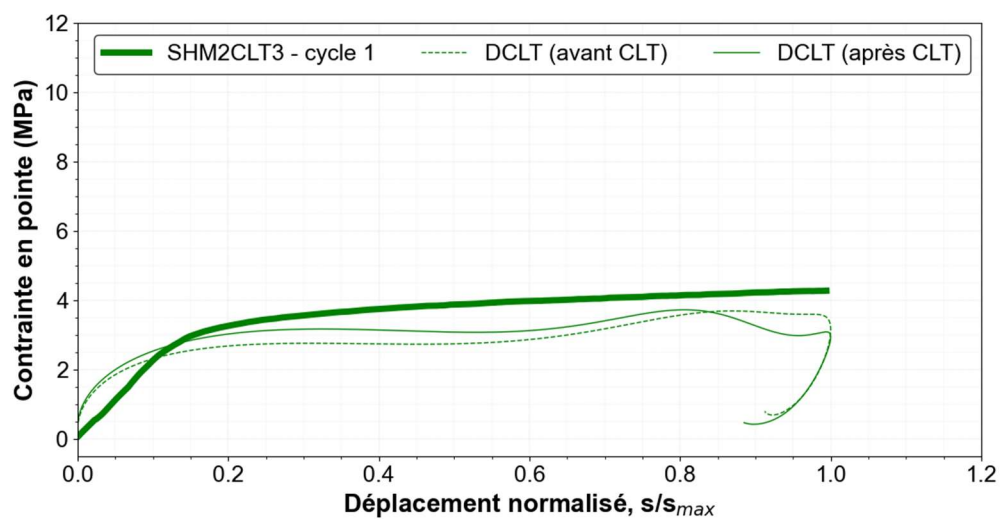
Figure II.16. Courbes DCLT et CLT : échantillon SHM1 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3



(a) Courbes DCLT et CLT : SHM2CLT1



(b) Courbes DCLT et CLT : SHM2CLT2



(c) Courbes DCLT et CLT : SHM2CLT3

Figure II.17. Courbes DCLT et CLT : échantillon SHM2 testé à trois niveaux (a) 1, (b) 2 et (c) 3

En observant l'ensemble des courbes de chargement obtenues (Figure II.14, Figure II.15, Figure II.16 et Figure II.17), on constate que les courbes DCLT et CLT présentent des allures et formes comparables. Par ailleurs, les résistances en pointe obtenues sont assez proches. Une analyse quantitative des résistances est présentée dans la section suivante.

En termes de résistance maximales obtenues, les échantillons les plus denses testés (SFM2 et SHM2) présentent des valeurs qui varient entre 4 MPa et 6 MPa, tandis que pour les échantillons les moins denses, les résistances maximales obtenues sont comprises entre 1 MPa et 2 MPa.

Par ailleurs, l'allure des courbes CLT obtenues est typique de celles publiées par d'autres travaux appliquant cette technique (Ali 2010; Arbaoui 2003; Reiffsteck et al. 2009). On observe que les raideurs des courbes DCLT sont supérieures aux raideurs de courbes CLT pour le début des courbes ( $s/s_{\max} \approx 0,2$ ). Cela est en accord avec les différents modèles d'interaction présentés dans l'état de l'art. Selon ces différents modèles, la réponse totale en pointe obtenue sous chargement dynamique correspond à la somme de la réaction statique et dynamique. La composante dynamique est fonction de la vitesse en pointe qui est maximale en phase de début de chargement.

Par ailleurs, on tient à préciser qu'avant la réalisation des chargements statiques du premier niveau de l'échantillon SHM1CLT1, la manipulation de la tête de battage entre le premier cycle DCLT a entraîné un remaniement considérable du sol autour de la pointe. Cela explique l'augmentation des contraintes observée pour les résultats CLT au niveau 1 (Figure II.16a). Par conséquent les courbes obtenues à ce niveau ne sont intégrées dans les analyses présentées.

En plus, on constate que les courbes CLT obtenues au troisième niveau dans les éprouvettes plus denses (SHM2CLT3 et SHM2CLT3) présentent une augmentation des contraintes. Cet effet est particulièrement prononcé dans l'éprouvette la plus dense testée (SFM2CLT3, Figure II.15c). On attribue cela à la proximité du fond du moule ce qui est en accord avec d'autres travaux (Lunne et al. 1997; Salgado, Mitchell, and Jamiolkowski 1998). Ainsi, les comparatifs présentés dans les sections qui suivent n'intègrent les résultats pour ce niveau (SFM2CLT3) qu'on ne considère pas représentatifs.

Enfin, les résultats d'essais de chargement couplant les techniques DCLT et CLT en chambre d'étalonnage ont permis de confirmer que, pour le cas de figure analysé, les courbes de chargement issues des deux techniques sont qualitativement comparables. On présente par la suite les analyses quantitatives basées sur ces courbes.

## II.2.4 Détermination de la résistance ultime à partir des courbes de chargement

Comme il a été discuté dans la section I.1, différentes méthodes appliquées aux essais de chargement dynamique existent permettant d'obtenir la résistance ultime du sol. Celles-ci sont rappelées dans le Tableau II.6.

Tableau II.6. Synthèse des méthodes d'obtention de la résistance ultime appliquées aux essais dynamiques

Méthode	Relation appliquée
Méthode de (Aussedat 1970)	$q_{DCLT} = \sigma_I(t_1) - \sigma_R(t_1 + 2L_t/c_t)$ Avec $\sigma_I(t_1) = \max(\sigma_I(t))$
Méthode de (Paikowsky and Chernauskas 1992)	$q_{DCLT} = \frac{\int F_p(t)v_p(t) dt}{\frac{s_{max} - s_f}{2} + s_f} \cdot \frac{1}{A_p}$
Méthode de (Schnaid et al. 2007)	$q_{DCLT} = \frac{\int F_p(t)v_p(t) dt}{s_f} \cdot \frac{1}{A_p}$
Méthode de (Benz-Navarrete 2009)	$q_{DCLT} = \int_0^{s_{max}} \frac{\sigma_p(t) ds_p}{s_{max}}$
Méthode du point de déchargement (UPM) (Middendorp et al. 1992)	$q_{DCLT} = \sigma_p(t_2)$ avec $v_p(t_2) = 0$ m/s

Soit :

$\sigma_I(t)$  = signal de contrainte d'onde incidente

$t_1$  = temps où le signal de contrainte d'onde incidente assume la valeur maximale

$\sigma_R(t)$  = signal de contrainte d'onde réfléchie

$L_t$  = longueur de la tige (pour les essais présentés,  $L_t = 1$  m)

$c_t$  = vitesse d'ondes dans la tige

$A_p$  = section transversale de pointe (4 cm<sup>2</sup>)

$F_p(t)$  = signal de force en pointe

$v_p(t)$  = signal de vitesse en pointe

$s_{max}$  = déplacement maximale

$s_f$  = déplacement final

$s_p(t)$  = signal de déplacement

$t_2$  = temps où le signal de vitesse en pointe devient nul

Dans cette section, les résistances obtenues par le biais de ces différentes méthodes sont comparées à la résistance ultime issue des courbes CLT ( $q_{CLT}$ ). Dans cette analyse, on définit la résistance ultime  $q_{CLT}$  selon le critère proposé par (Terzaghi 1942) selon lequel la résistance ultime est la contrainte correspondante à un déplacement égale à 10% du diamètre de la pointe (22,5 mm). Les valeurs obtenues sont présentées dans le Tableau II.7.

Tableau II.7. Comparaison entre les valeurs de résistance issues des essais CLT et DCLT

Identification	Expérimentale															
	q <sub>CLT</sub>	q <sub>DCLT</sub> (MPa)														
		Aussedat (1970)			Paikowsky (1992)			Middendorp (1992)			Schnaid (2007)			Benz-Navarrete (2009)		
	(MPa)	Moy.	SD	CV (%)	Moy.	SD	CV (%)	Moy.	SD	CV (%)	Moy.	SD	CV (%)	Moy.	SD	CV (%)
SFM1CLT1	1,51	1,10	0,08	7,0	1,39	0,27	19,2	1,23	0,17	14,1	1,53	0,44	28	1,31	0,28	21,7
SFM1CLT2	1,22	1,10	0,05	4,7	1,18	0,14	11,9	1,04	0,04	4,3	1,30	0,28	22	1,06	0,04	3,5
SFM1CLT3	1,50	1,13	0,07	6,0	1,13	0,08	7,0	1,18	0,10	8,6	1,16	0,12	10	1,08	0,05	4,4
SFM2CLT1	3,95	2,47	0,21	6,5	3,09	0,37	12,1	3,10	0,38	12,4	3,36	0,51	15	2,73	0,32	11,6
SFM2CLT2	4,49	3,27	0,29	8,1	3,57	0,36	10,0	3,50	0,26	7,5	3,75	0,61	16	3,28	0,004	0,1
SHM1CLT2	1,66	1,50	0,08	5,6	1,50	0,12	7,7	1,51	0,07	4,6	1,55	0,19	12	1,48	0,04	2,6
SHM1CLT3	1,73	1,32	0,07	5,6	1,42	0,14	10,2	1,44	0,13	9,3	1,49	0,24	16	1,35	0,09	6,4
SHM2CLT1	3,28	2,84	0,10	3,4	3,15	0,48	15,2	2,75	0,30	10,8	3,15	0,34	11	2,78	0,23	8,1
SHM2CLT2	3,96	3,30	0,12	3,8	3,72	0,43	11,6	3,32	0,08	2,5	3,77	0,40	11	3,29	0,22	6,7
SHM2CLT3	3,56	3,36	0,08	2,4	3,77	0,38	10	4,00	0,27	6,7	4,10	0,75	18	4,00	0,28	6,9

Moy. = valeurs moyennes, SD = écart-type, CV = coefficient de variation

Par ailleurs, comme introduit dans la section I.3, pour des sables propres, la résistance de pointe peut être estimée à l'aide des méthodes basées sur la solution de l'expansion de cavité (Salgado and Prezzi 2007). Ainsi et afin de compléter cette analyse, on estime les valeurs de résistance à partir de cette approche (Eq. I.110). Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau II.8.

Tableau II.8. Comparaison entre les résistances estimées par l'expansion de cavité

Identification	Conditions d'essai			Analytique
	z (m)	DR (%)	$\approx \sigma_h$ (kPa)	q <sub>b</sub> (MPa)
SFM1CLT1	0,30	52	2,23	1,13
SFM1CLT2	0,43	52	3,20	1,41
SFM1CLT3	0,56	52	4,17	1,64
SFM2CLT1	0,30	73	2,36	2,55
SFM2CLT2	0,43	73	3,38	3,05
SHM1CLT2	0,43	51	2,81	1,81
SHM1CLT3	0,56	51	3,65	2,12
SHM2CLT1	0,30	67	2,02	2,69
SHM2CLT2	0,43	67	2,89	3,25
SHM2CLT3	0,56	67	3,76	3,73

Dans la Figure II.18a, les valeurs de résistance obtenues par l'essai (q<sub>DCLT</sub>) sont comparées aux valeurs issues des courbes CLT. De même, dans la Figure II.18b, on compare les résultats q<sub>DCLT</sub> aux valeurs estimées par la relation basée sur l'expansion de cavité (q<sub>b</sub>).



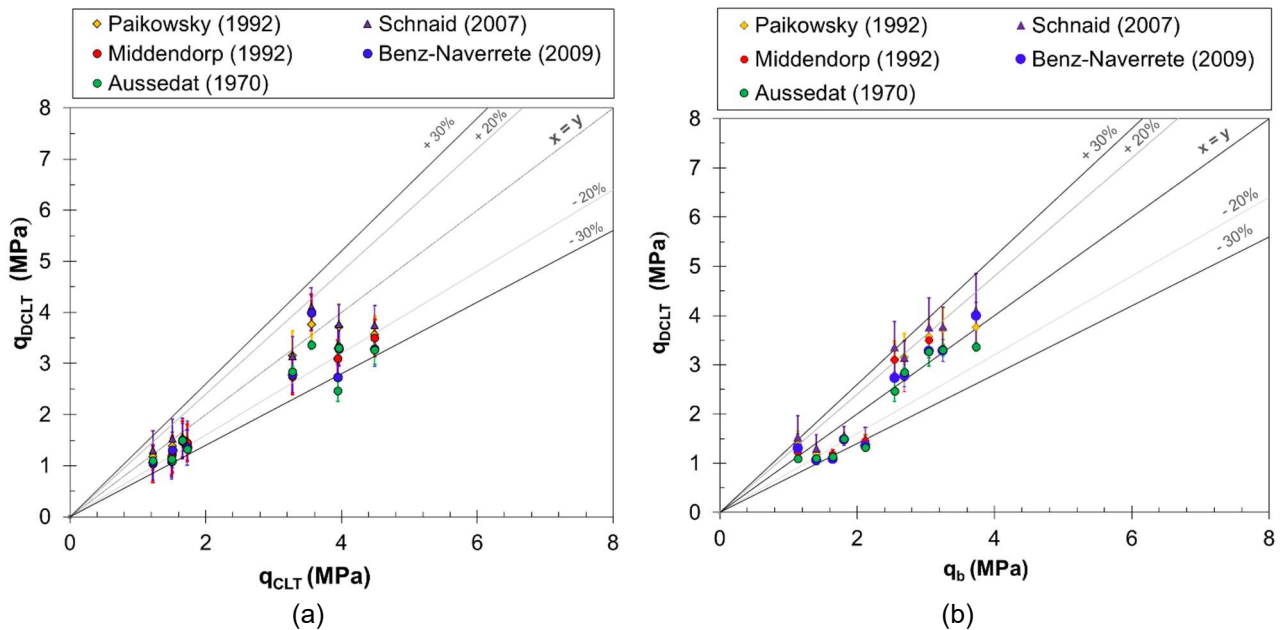


Figure II.18. Comparaison des valeurs de résistance ultimes obtenues : (a) essai DCLT et essai CLT (b) essai DCLT et estimation analytique (expansion de cavité, solution de (Salgado and Prezzi 2007))

De manière générale, on constate que, pour le cas de figure analysés, l'ensemble des méthodes appliquées à l'essai DCLT fournissent des valeurs comparables ( $\pm 30\%$ ) aux valeurs de résistance ultime CLT ( $q_{CLT}$ ). Par ailleurs, celles-ci sont également comparables aux estimations analytiques réalisées à l'aide de la méthode de l'expansion de cavité ( $q_b$ ). D'après les résultats de la Figure II.18a, la méthode d'Aussedat sous-estime légèrement la résistance des échantillons les plus denses (de résistance de l'ordre de  $\approx 4$  MPa). Les méthodes (Paikowsky and Chernauskas 1992) et (Schnaid et al. 2007) sont celles qui présentent le plus de dispersion, toutefois les coefficients de variation restent inférieurs à 30%.

Même si l'ensemble des méthodes testées fournissent des valeurs réalistes, on retient la méthode UPM (Middendorp et al. 1992) comme celle intégrant la méthodologie d'interprétation de l'essai DCLT car celle-ci fournit les valeurs de résistance ultime (dorénavant dite  $q_{DCLT}$ ) les plus proches de  $q_{CLT}$  et avec le moins de dispersion ( $CV < 15\%$ ) pour l'ensemble des données analysées.

### 1.1.1.1 Interprétation de la résistance ultime : obtention des paramètres de rupture

Des relations très simples découlant de la théorie de la capacité portante sont parfois appliquées afin d'estimer les paramètres de rupture des sols et notamment l'angle de frottement des sables. Ces estimations peuvent être utiles lorsque d'autres informations ne sont pas disponibles. Une relation assez répandue est celle introduite dans la Partie I qui a été proposée par (Robertson and Campanella 1983) (Eq. II.10).

$$\phi' = \arctan \left[ 0,1 + 0,38 \log \left( \frac{q_{c,N}}{\sigma_v} \right) \right] \quad \text{Eq. II.10}$$

On souhaite évaluer dans quelle mesure cette relation pourrait être appliquée à la résistance  $q_{DCLT}$  afin d'estimer l'angle de frottement des sables étudiés. La relation entre l'angle de frottement effectif et l'état de densité pour les sables étudiés a été établie expérimentalement à partir des résultats

obtenus au laboratoire (essais en chambre de calibration et essais triaxiaux). Celle-ci permet d'estimer l'angle de frottement effectif pour ces matériaux en fonction de leur état de densité ( $\phi'_{tx}$ ).

Dans la Figure II.19, on compare les valeurs de  $\phi'_{tx}$  des éprouvettes testées à celles estimées à partir de la résistance  $q_{DCLT}$  en appliquant l'Eq. II.10.

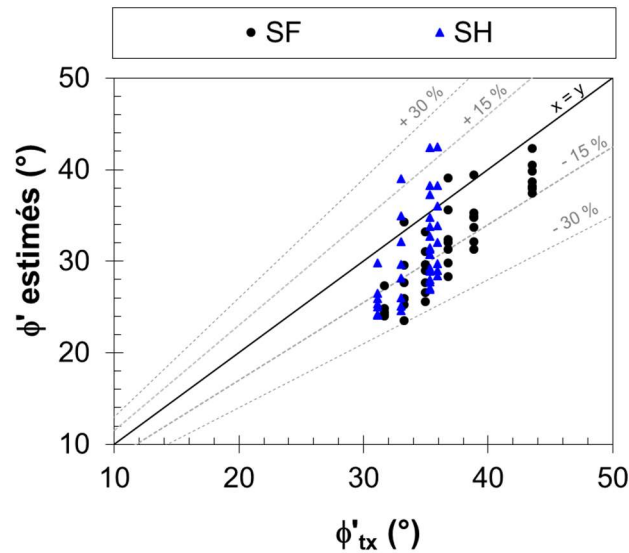


Figure II.19. Comparaison entre les valeurs de  $\phi'$  estimées et les valeurs obtenues à appareil triaxial ( $\phi'_{tx}$ ) pour ces sables

D'après la Figure II.19, on constate que, pour le cas de figure analysé, l'Eq. II.10 sous-estime dans la plupart des cas les valeurs de  $\phi'_{tx}$ . Ceci est notamment observé pour les résultats correspondants aux contraintes verticales les plus importantes ( $\geq 200$  kPa). Généralement, l'ensemble des données  $q_{DCLT}$  permet d'avoir des valeurs comparables à  $\pm 30\%$  à celles estimées au triaxial.

En effet, la connaissance du type et de l'origine du matériau et des conditions d'essai permettant de mieux préciser des relations simples comme celle proposée par Eq. II.10. On propose par la suite d'établir une corrélation empirique basée spécifiquement sur les valeurs mesurées de résistance  $q_{DCLT}$  pour le cas du sable de Fontainebleau sec ( $30\% < DR < 90\%$ ).

### 1.1.1.2 Proposition des corrélations pour l'essai DCLT

Les données DCLT obtenues expérimentalement sur nos deux sables, testés à différents états de densité et de contrainte verticale permettent d'établir des corrélations directes basées sur la valeur de la résistance ultime  $q_{DCLT}$ , à savoir avec : (a) la densité relative (DR) et (b) l'angle de frottement effectif ( $\phi'$ ). Ces corrélations tiennent compte les effets de la contrainte verticale.

Si des relations de ce type ont été déjà proposées à partir des résultats d'autres pénétromètres (SPT, CPT, Panda, DCLT au Panda 3®) (Cubrinovsk and Ishihara 1999; Gibbs and Holtz 1957; Lopez-Retamales et al. 2020; Skempton 1986; Villavicencio 2009), celles-ci n'ont été jamais établies à partir des résultats  $q_{DCLT}$ .

On propose d'établir ces deux corrélations à partir des résultats obtenus en chambre d'étalonnage pour des massifs reconstitués de sable de Fontainebleau sec.

### • Estimation de la densité relative à partir de la résistance ultime $q_{DCLT}$

Dans cette section, on s'intéresse à établir une corrélation expérimentale pour la détermination de la densité relative (DR) à l'aide des résultats DCLT et de la contrainte verticale ( $\sigma_v'$ ). Pour ce faire, la relation proposée par (Schmertmann 1976) pour les sables normalement consolidés est initialement considérée (Eq. II.11).

$$DR = A \ln \left[ \frac{(q_c/p_{ref})}{B (\sigma_v'/p_{ref})^C} \right] \quad \text{Eq. II.11}$$

Avec  $p_{ref}$  la pression de référence égale à la pression atmosphérique (100 kPa) et A, B et C les coefficients d'ajustement adimensionnels. Avec DR la densité relative exprimée en décimale et  $\sigma_v'$  et  $q_c$  exprimés à la même unité que la pression de référence.

A partir des valeurs de  $q_{DCLT}$  obtenues en chambre d'étalonnage normalisées ( $q_{DCLT}/p_{ref}$ ), on trace leur évolution en fonction de la densité relative DR et la contrainte verticale. A une contrainte verticale donnée, on peut exprimer DR en fonction du coefficient B' soit  $B' = 1/[B(\sigma_v'/p_{ref})^C]$ . Ainsi, pour le cas analysé, DR peut être exprimée par l'Eq. II.12 en fonction de coefficients empiriques adimensionnels A et B' pour une contrainte verticale normalisée  $\sigma_v'/p_{ref}$ .

$$DR (\sigma_v'/p_{ref}) = A \ln [B' (q_{DCLT}/p_{ref})] \quad \text{Eq. II.12}$$

Ainsi, l'Eq. II.11 devient Eq. II.12, avec les coefficients A et B' fonction des différentes valeurs de  $\sigma_v'$ . Ces coefficients A et B' sont présentés dans la Figure II.20.

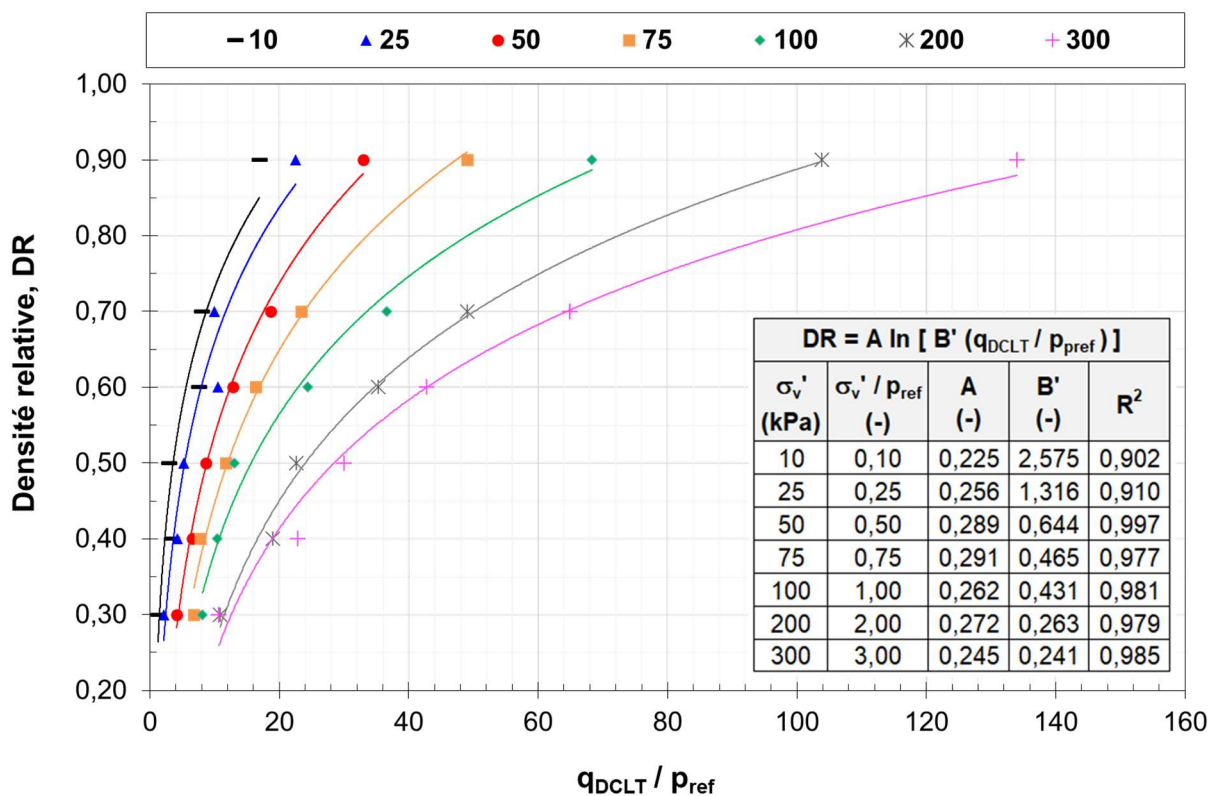


Figure II.20. Evolution de la résistance de pointe normalisée ( $q_{DCLT}/p_{ref}$ ) en fonction de la densité relative des éprouvettes pour différentes contraintes verticales appliquées

Dans la Figure II.20, on constate que pour une contrainte donnée, l'évolution de la résistance de pointe avec la densité peut être correctement exprimée par une relation logarithmique ( $R^2 > 0,90$ ), comme proposé par (Schmertmann 1976).

Dans la Figure II.21, on trace l'évolution de la résistance  $q_{DCLT}$  normalisée en fonction de la contrainte verticale effective normalisée pour différentes valeurs de densité relative. Par le biais d'une analyse itérative de calage des résultats, il est possible d'en déduire la relation entre la contrainte verticale effective normalisée, la résistance normalisée et la densité relative pour l'ensemble de données. Celle-ci pour des valeurs de  $\sigma_v$  comprises entre 10 MPa et 300 MPa et des valeurs de  $q_{DCLT}$  telles que  $0,15 \text{ MPa} \leq q_{DCLT} \leq 18,5 \text{ MPa}$ . Les coefficients adimensionnels de la relation obtenue sont  $A = 0,26$ ,  $B = 1,55$  et  $C = 0,72$ , comme présenté dans la légende de la Figure II.21.

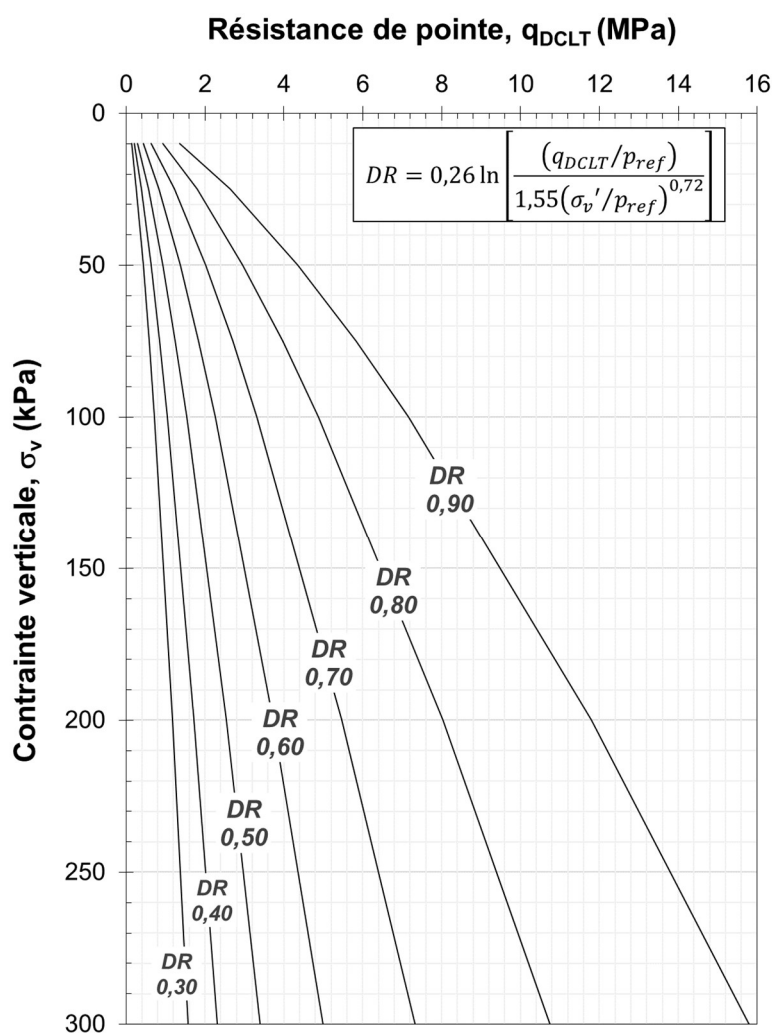


Figure II.21. Evolution de la résistance de pointe ( $q_{DCLT}$ ) en fonction de la contrainte verticale pour différentes densités relatives. Relation  $DR = f(q_{DCLT}/p_{ref}, \sigma_v'/p_{ref})$

### • Corrélation entre l'angle de frottement et $q_{DCLT}$

Dans cette section, on propose l'établissement d'une corrélation empirique entre l'angle de frottement effectif des sables ( $\phi'$ ) et la résistance ultime déterminée à partir de la courbe DCLT ( $q_{DCLT}$ ).

En s'appuyant sur les travaux de (Jamolkowski, Lo Presti et Manassero 2003; Schmertmann 1976; Villavicencio 2009), la démarche permettant d'établir une corrélation entre l'angle de frottement effectif ( $\phi'$ ) et la résistance ultime mesurée à l'aide du DCLT est la suivante :

- a) Réalisation des essais triaxiaux drainés à différents états de densité pour le sable étudié afin d'établir  $DR = f(\phi')$ .
- b) Réalisation essais DCLT à différents états de densité et contrainte verticale en chambre d'étalonnage afin d'établir la relation  $DR = f(q_{DCLT}/p_{ref}, \sigma_v'/p_{ref})$ .
- c) Établissement de la relation  $\phi' = f(q_{DCLT}/p_{ref}, \sigma_v'/p_{ref})$  pour le sable analysé.

Pour ce faire, on analyse les résultats triaxiaux présentés dans le Chapitre 1 ayant permis d'établir la relation entre l'état de DR (sans unité) pour des  $0,15 \leq DR \leq 0,85$  et l'angle de frottement effectif pour le sable de Fontainebleau exprimé en degré (Eq. II.13).

$$\phi' = 20,07 DR + 23,21 \quad \text{Eq. II.13}$$

L'Eq. II.13 peut être exprimée sous forme adimensionnelle par l'Eq. II.14.

$$\phi' = \arctan (0,520 DR + 0,402) \quad \text{Eq. II.14}$$

En même temps, à partir de la relation établie entre la résistance  $q_{DCLT}$  normalisée et la densité relative (Figure II.21), on peut établir la relation directe entre  $q_{DCLT}$  et  $\phi'$ . En substituant la relation de la Figure II.21 dans l'Eq. II.12, obtient la relation entre  $q_{DCLT}$  et  $\phi'$  entre pour ce sable. Celle-ci pour des valeurs de  $q_{DCLT}$  avec  $0,15 \text{ MPa} \leq q_{DCLT} \leq 18,5 \text{ MPa}$  et des valeurs de  $\sigma_v$  avec  $10 \text{ kPa} \leq \sigma_v \leq 300 \text{ kPa}$  (Eq. II.15).

$$\phi' = \arctan \left\{ 0,135 \ln \left[ \frac{(q_{DCLT}/p_{ref})}{1,55 (\sigma_v'/p_{ref})} \right] + 0,402 \right\} \quad \text{Eq. II.15}$$

#### **II.2.4.1 Comparaison des valeurs de vitesse d'ondes estimées à partir de l'essai DCLT avec des valeurs expérimentales**

Comme vu dans la Partie I, l'exploitation des signaux de contrainte et de vitesse obtenus lors de l'essai et pour les premiers instants après l'impact ( $2L/c_t$ ), permet d'estimer la vitesse d'ondes ( $c_p^{DCLT}$ ). Si certains comparatifs ont été proposés auparavant (Benz Navarrete et al. 2021; Escobar 2015; Oliveira et al. 2020), pour différentes raisons les résultats obtenus ne sont pas concluants.

Il s'avère nécessaire ainsi d'évaluer dans quelle mesure les résultats  $c_p^{DCLT}$  fournis par l'essai DCLT correspondraient à la vitesse d'ondes de compression issue de techniques de mesures classiques. C'est pourquoi, on propose de comparer des valeurs de  $c_p^{DCLT}$  aux valeurs de  $c_p$  présentées dans la littérature pour les sables d'Hostun et Fontainebleau. Pour ce faire, on va se baser sur les résultats issus de technique fournissant  $c_p$  des sols (capteurs piézoélectriques type *extender elements*, *cross-hole* de laboratoire).

Afin de bien mener ces comparatifs en s'approchant le plus des conditions d'obtention des données rapportées, on tient compte des facteurs majeurs influençant  $c_p$  d'un sable propre sec donné (minéralogie, taille, forme des grains assumés fixes) : l'état de densité relative et l'état de contrainte.

Dans le Tableau II.9, on compare les résultats  $c_p^{DCLT}$  obtenus en chambre d'étalonnage aux valeurs publiées dans la littérature pour les sables étudiés. On présente également le rapport entre ces deux déterminations ( $\beta$ ).

Tableau II.9. Comparatifs entre  $c_p^{DCLT}$  et les valeurs de  $c_p$  issues de la littérature

Matériau	Valeurs littérature				Résultats						$\beta = c_p^{DCLT}/c_p$
	DR (%)	$\sigma_v'$ (kPa)	Technique	$c_p$ (m/s)	DR (%)	$\sigma_v'$ (kPa)	$c_p^{DCLT}$ (m/s)	SD (m/s)	Nb (-)	CV (%)	
SF	50	9,5 -10,5	CH*	215	$\approx 40$	$\approx 6$	481	82	46	17	2,24
	50	9,5 -10,5	CH*	215	50	10	445	75	19	17	2,08
	60	9,5 -10,5	CH*	233	60	10	483	50	27	10	2,07
	75	9,5 -10,5	CH*	253	70	10	507	87	23	17	2,00
SH	40	9,5 -10,5	CH*	132	50	10	288	73	25	26	2,19
	40	50	EE**	273	50	50	520	80	9	15	1,90
	70	55	EE**	373	75	50	794	59	10	7	2,13
	70	50	EE**	307	70	50	568	49	9	9	1,85

CH = cross-hole de laboratoire (Emerson 2005), EE = extender elements (Duttine 2005) ; SD = écart-type, Nb = nombre de données, CV = coefficient de variation

Pour les données analysées, on constate que les valeurs de  $c_p^{DCLT}$  sont sensibles à la densité et à la contrainte verticale appliquée sur les éprouvettes. Les résultats de  $c_p^{DCLT}$  présentent des coefficients de variation inférieurs à 30% pour l'ensemble des données analysées. Ceux-ci étant plus importants pour les éprouvettes testées à plus faibles contraintes ce qui est en accord avec d'autres travaux (Emerson 2005; Emerson and Foray 2006).

On constate que les résultats de  $c_p^{DCLT}$  obtenues en chambre d'étalonnage sont supérieures à ceux publiés pour les mêmes matériaux aux mêmes densités relatives et contraintes. Le rapport ( $\beta = c_p^{DCLT}/c_p$ ) moyen entre ces deux déterminations étant de 2,05. Dans Figure II.22, on présente la comparaison entre  $c_p$  et  $c_p^{DCLT}$  sous forme graphique, ainsi que les résultats en intégrant  $\beta$  comme un facteur de correction à  $c_p^{DCLT}$ , soit la valeur corrigée  $c_p^{DCLT'} = c_p^{DCLT}/\beta$ .

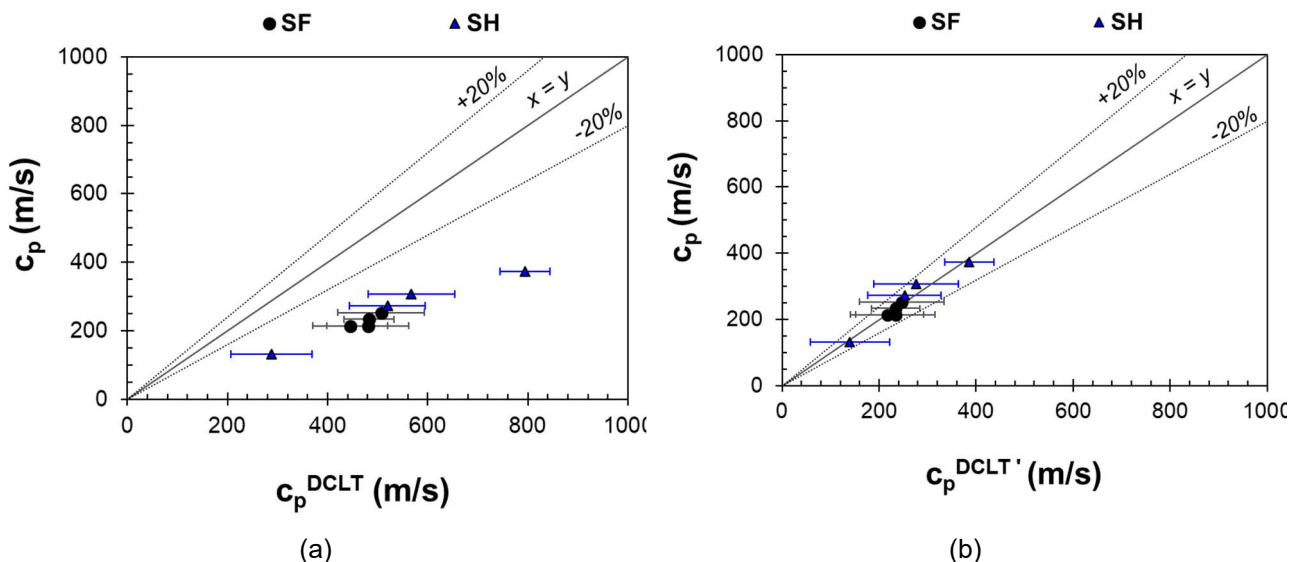


Figure II.22. Comparatifs entre  $c_p^{DCLT}$  et les valeurs de  $c_p$  issues de la littérature : (a) comparatifs bruts, (b) comparatifs en intégrant le coefficient  $\beta$

En appliquant ce facteur  $\beta$  (Figure II.22b), on constate que pour le cas analysé, les valeurs obtenues sont comparables ( $\pm 20\%$ ) à celles signalées dans la littérature. Ces différences ainsi que le facteur  $\beta$  peuvent être expliquées par différentes raisons :

- les conditions initiales et aux limites des essais comparés ;
- l'histoire et le chemin de contrainte suivi par le sol lors des essais ;
- l'anisotropie induite dans le milieu dû au mode de fabrication des éprouvettes ;
- les effets transitoires et dynamiques induits de façon anisotrope dans le sol autour de la pointe lors de l'essai DCLT (Omidvar et al. 2015) ;
- les effets liés à la profondeur d'essai décrits par (Gazetas et al. 1985).

A l'état actuel des connaissances et à l'échelle de notre étude, il semblerait que la raison principale puisse être expliquée par ce que (Gazetas et al. 1985) décrit comme « l'effet tranché ». Selon l'auteur, une plaque encastrée en profondeur transmet la charge à un sol plus profond, et donc la raideur obtenue en profondeur est différente que celle obtenue en surface. Ainsi, augmenter la profondeur signifie généralement augmenter la rigidité et donc l'impédance mécanique du sol, mesure fondamentale pour la détermination de  $c_p^{DCLT}$ . Cet effet est indiqué par différents chercheurs (Burland 1970b; Whitman and Richart 1969) et est à l'origine du facteur de correction appliqué au coefficient de ressort du modèle d'interaction proposé par (Loukidis et al. 2008).

Il se révèle par la suite intéressant de vérifier à l'aide de la simulation numérique de l'essai, d'une part dans quelle mesure ces écarts peuvent être confirmés et d'autre part, s'ils peuvent effectivement s'expliquer par l'influence de la profondeur tel que proposé par (Gazetas et al. 1985). Le lecteur pourra trouver dans la Partie III une étude numérique sur ce sujet.

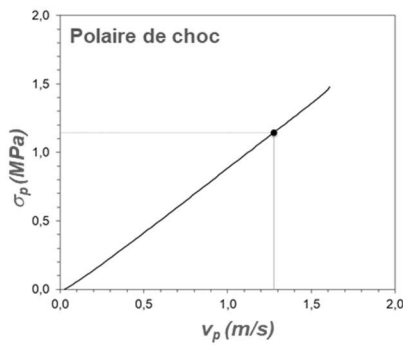
## II.2.5 Détermination des modules à partir de la raideur des courbes DCLT

Différents modules peuvent être obtenus à partir de l'essai DCLT. Le premier module peut être obtenu à partir de la vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$ .

Par ailleurs, en exploitant la courbe DCLT en phase de déchargement, on peut définir des modules sécants de déchargement. Ceci car la raideur de la courbe de chargement est fonction du module de déformation du sol (Holeyman 1988; Loukidis et al. 2008; Lysmer 1965; Salgado et al. 2015). En appliquant cette approche, on définit deux modules sécants de déchargement calculés à partir des différentes raideurs de la courbe DCLT (Figure II.23).

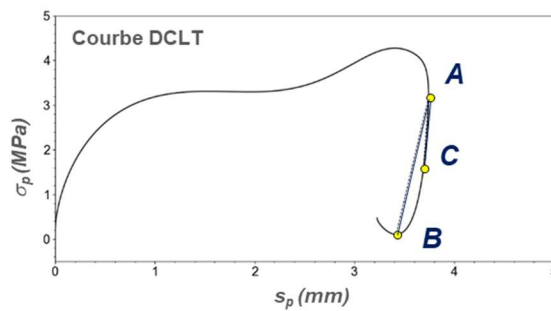
Le premier calculé entre le moment où la vitesse devienne nulle (point A dans la Figure II.23) et le moment où la contrainte devienne minimale (point B dans Figure II.23) (Benz-Navarrete 2009; Escobar 2015). Le deuxième calculé à partir de la raideur définie entre les points où la vitesse devienne nulle et le point représentant 50 % de la contrainte ultime de l'essai ( $q_{DCLT}$ ) (point C dans la Figure II.23).

On présente les différentes méthodes d'obtention de ces modules à l'aide des résultats d'un impact (SFM2,  $z \approx 40$  cm).

**Approche d'essais de choc**

$$c_p^{DCLT} = \frac{\sigma_p}{\rho v_p}$$

$$1. E_{max} = \rho (c_p^{DCLT})^2$$

**Exploitation de courbe de chargement**

$$K_{un} = \frac{\sigma_{p,A} - \sigma_{p,B}}{s_{p,A} - s_{p,B}} A_p$$

$$2. E_{un} = \frac{(1 - \nu^2) K_{un}}{2R D_{f,dyn}}$$

$$K_{un,50} = \frac{\sigma_{p,A} - \sigma_{p,C}}{s_{p,c} - s_{p,c}} A_p$$

$$3. E_{un,50} = \frac{(1 - \nu^2) K_{un,50}}{2R D_{f,dyn}}$$

Figure II.23. Schéma des méthodes d'obtention des modules de déformation à partir de l'essai DCLT

Dans la section qui suit, on souhaite évaluer laquelle, parmi ces méthodes de déterminations du module, permettra de mieux alimenter le modèle d'interaction proposé en vue d'estimer la courbe statique expérimentale au mieux.

## II.2.6 Validation du modèle d'interaction : comparaison entre les courbes CLT et les courbes CLT estimées à l'aide du modèle d'interaction

On a vu que l'essai DCLT permet d'obtenir une courbe de chargement répétable, sensible aux sols auscultés et qualitativement comparable à celle issue de l'essai CLT pour les matériaux et les conditions analysées. Toutefois, à la différence de la courbe CLT, la courbe DCLT est le résultat d'une sollicitation dynamique. Celle-ci est donc fonction, entre autres, de la vitesse de chargement.

On souhaite exploiter l'essai DCLT à l'aide d'un modèle d'interaction propre, alimenté à partir de paramètres déterminés lors de l'essai ( $q_{DCLT}$ ,  $c_p^{DCLT}$ ,  $E_{max}$ ,  $E_{un}$ ,  $E_{un,50}$ ). L'ambition de cette approche est de pouvoir estimer la composante statique et la composante dynamique dans la réponse globale de l'essai. Au-delà d'aider à mieux comprendre le phénomène, elle ouvre la voie à une meilleure interprétation de l'essai DCLT.

Le modèle d'interaction proposé (cf. Figure II.24) se compose d'une raideur non-linéaire et d'une composante dynamique qui est fonction de la vitesse en pointe et des paramètres élastiques du sol. La raideur initiale maximale ( $K_{max}$ ) varie en fonction du déplacement en suivant un modèle hyperbolique. La composante dynamique est fonction des paramètres du sol ( $E_{max}$ ,  $\nu$ ,  $\rho$ ) mais aussi de la vitesse en pointe. On suppose le coefficient de Poisson à 0,33 qui est une valeur typique pour les sols. On adopte par ailleurs, le coefficient  $\beta$ , introduit dans la section précédente, afin de corriger les valeurs de vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  et ainsi obtenir  $E_{max}$ . Les masses volumiques initiales des éprouvettes sont connues et ont été présentées dans le chapitre précédent.



MODELE D'INTERACTION

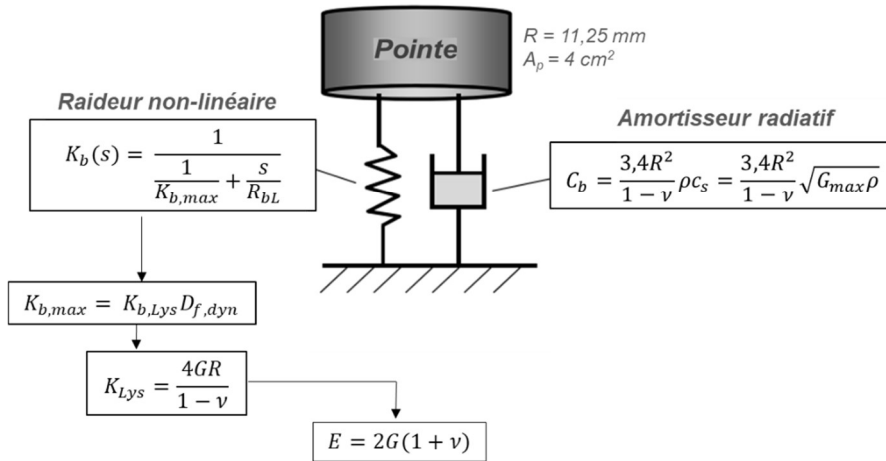
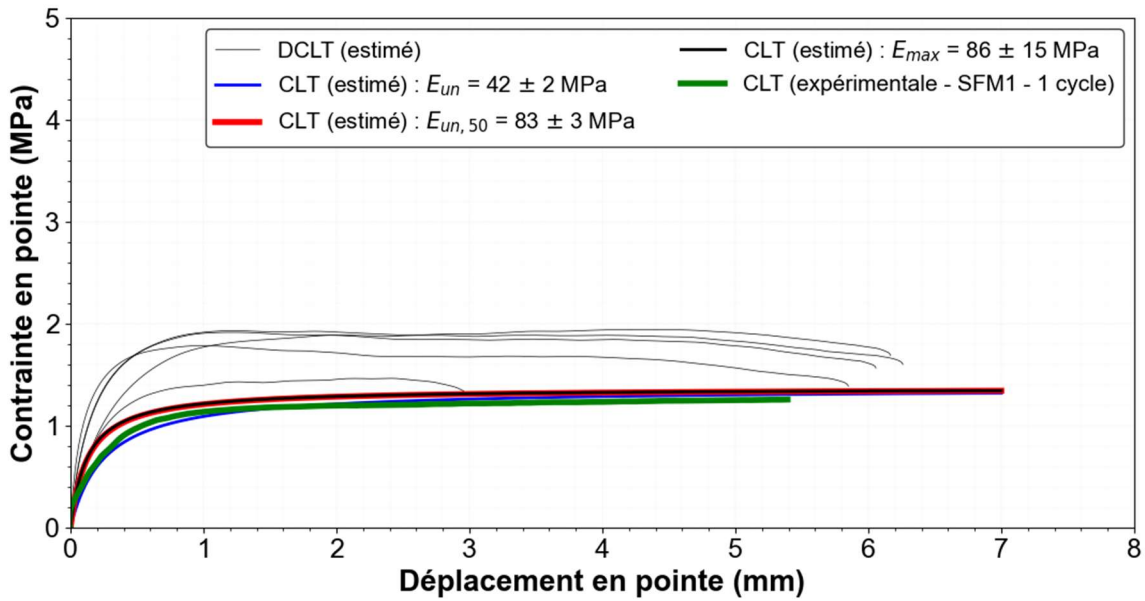


Figure II.24. Modèle d'interaction proposé

Afin d'évaluer si le modèle proposé est représentatif des courbes DCLT et CLT obtenues expérimentalement, ceci est appliqué aux résultats DCLT et CLT obtenus en chambre d'étalonnage. Pour ce faire, on analyse une série de cinq impacts DCLT consécutifs précédant le chargement CLT.

Les paramètres moyens alimentant le modèle sont déterminés pour ces impacts, injectés dans le modèle d'interaction. Les courbes DCLT et CLT estimées sont par suite comparées aux courbes expérimentales. La Figure II.25 présente les résultats (expérimentaux et estimés) pour les éprouvettes moyennement denses (SFM1 et SFM2).

Les courbes statiques obtenues en alimentant le modèle d'interaction des différents modules issus de l'essai DCLT sont tracées ( $E_{un}$  en bleu,  $E_{un,50}$  en rouge,  $E_{max}$  en noir). On présente les valeurs des modules dans la légende de la Figure II.25.



(a) SFM1

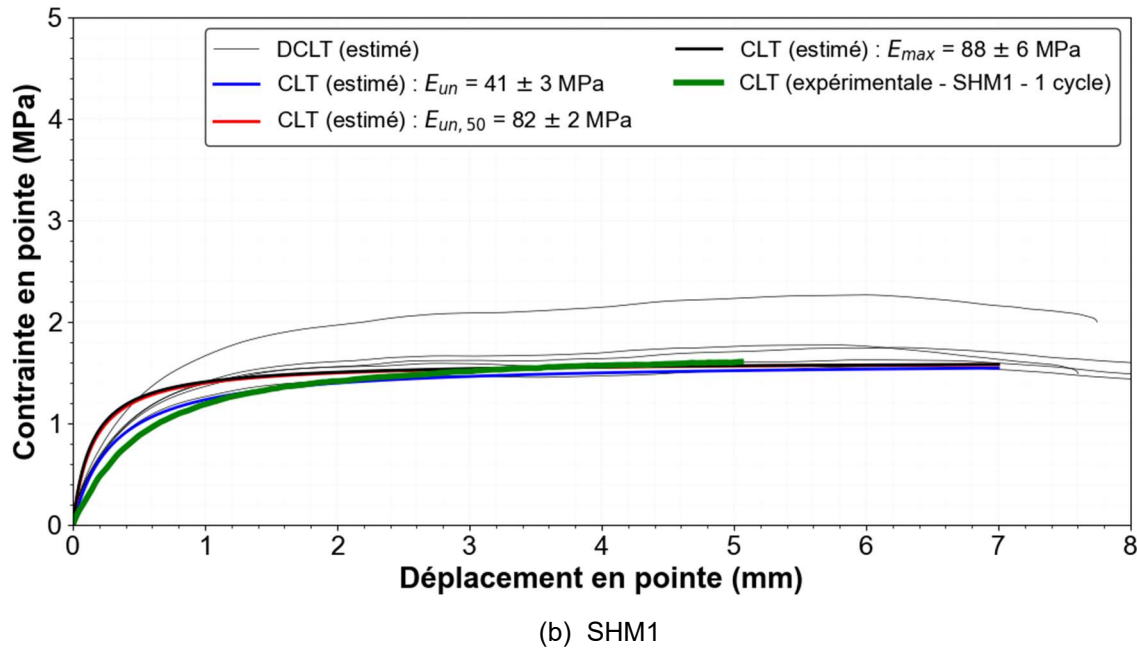
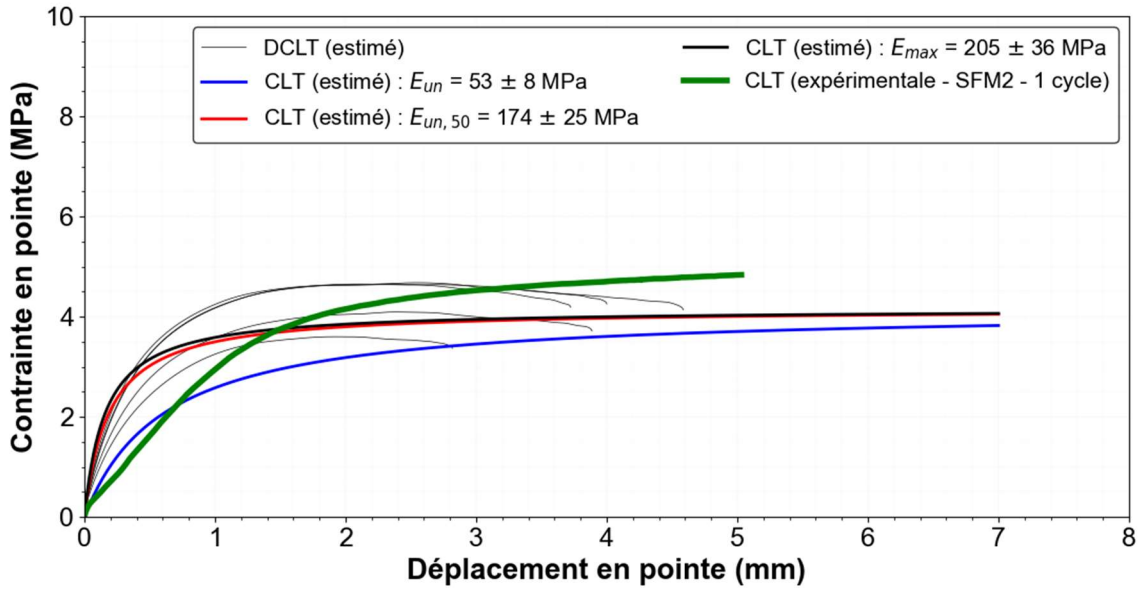


Figure II.25. Courbes DCLT et CLT : résultats expérimentaux et courbes estimées : (a) SFM1 et (b) SHM1

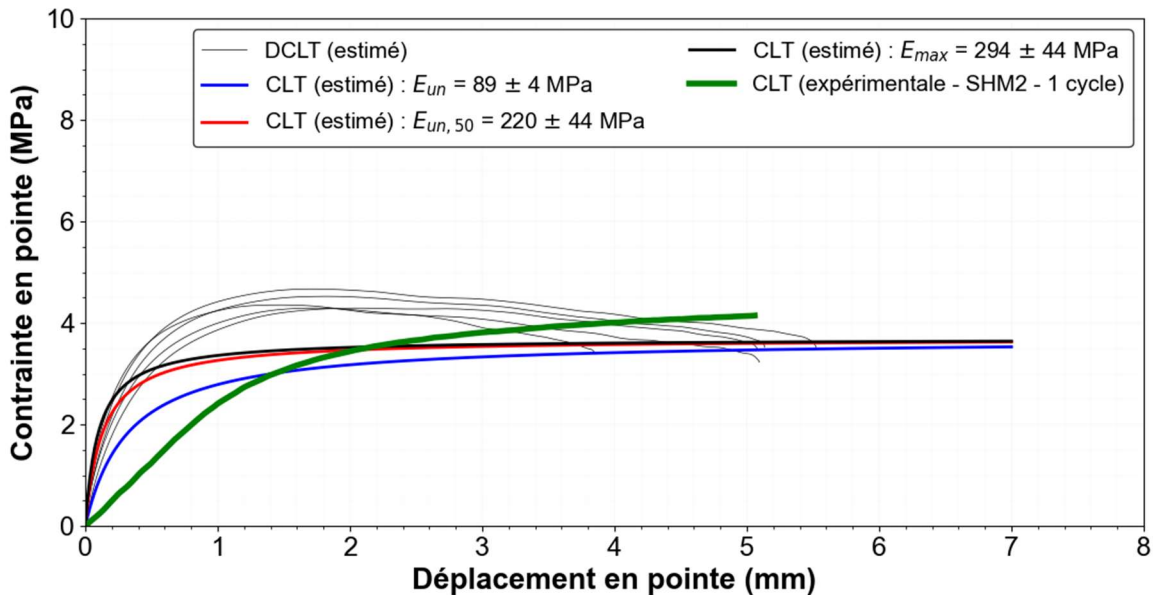
On constate que les modules  $E_{max}$  sont assez proches des modules  $E_{un,50}$  déterminés en zone de déchargement à la moitié de la contrainte maximale. En revanche, les modules  $E_{un}$  sont considérablement (50%) plus faibles. Par ailleurs, on conclut que pour le cas analysé, le module  $E_{un}$  est celui qui permet d'ajuster au mieux la courbe statique estimée à celle issue de l'essai CLT.

Par ailleurs, la réponse totale estimée, DCLT estimé, qui est fonction de la vitesse de chargement, est tracée pour les différents impacts analysés. Pour un impact donné, la réaction statique estimée d'après ce modèle est indépendante de la vitesse et devrait donc être constante.

Dans la Figure II.26 on présente les courbes obtenues et estimées pour les éprouvettes les plus denses (SHM2 et SFM2). On compare les courbes CLT estimées aux courbes CLT mesurés. Les valeurs de  $E_{max}$  et  $E_{un,50}$  sont plus proches ( $\pm 25\%$ ) et comparables si on tient compte des écarts-types de ces données. En revanche, les valeurs de  $E_{un}$  sont considérablement plus petites ( $E_{max}/E_{un} \geq 2$ ).



(a) SFM2



(b) SHM2

Figure II.26. Courbes DCLT et CLT : résultats expérimentaux et courbes estimées : (a) SFM2 et (b) SHM2

Par ailleurs, en analysant la Figure II.26a et b, on constate qu'en termes de résistance maximale, les courbes estimées présentent des valeurs plus faibles que celles des courbes expérimentales. Les courbures des courbes estimées sont bien plus prononcées que celle des courbes expérimentales. Il apparaît que les modèles ne permettent pas de fournir une estimation représentative des courbes CLT pour ces éprouvettes (SHM2 et SFM2). Au-delà du modèle d'interaction choisi, différents autres facteurs peuvent justifier cela : les conditions aux limites de la chambre d'étalonnage, des effets géométriques, l'effet du confinement. En effet, cela a été aussi observé lors de comparatifs bruts entre les courbes DCLT et les courbes CLT (Figure II.15b et Figure II.17b) et peut être attribué en partie à la non-homogénéité des éprouvettes.

Par rapport aux autres modules testées ( $E_{un,50}$  et  $E_{max}$ ), la valeur du module  $E_{un}$  permet d'avoir une meilleure correspondance entre les courbes statiques estimées et les courbes CLT mesurées. En effet, selon (Loukidis et al. 2008; Salgado et al. 2015), le module le plus adapté pour alimenter le modèle d'interaction est celui correspondant à la gamme de déformation du problème analysé. Il a été démontré que la gamme de déformation associée à l'essai CLT ne correspond pas au domaine élastique des très petites déformations ( $E_{max}$ ), mais à une gamme de déformation supérieure à  $10^{-3}$  (Cami 2017; Reiffsteck et al. 2009).

## II.2.7 Bilan

Dans ce chapitre, on a présenté l'analyse des résultats obtenus en laboratoire. Il s'agit des essais de chargement dynamique et statique, DCLT et CLT, réalisés en parallèle au sein de massifs sableux reconstitués en chambre d'étalonnage. Deux sables, Hostun et Fontainebleu, ont été testés à différents état de densité et contrainte.

Ces analyses ont pour objectif d'aider à la mise au point d'une méthodologie d'interprétation pour l'essai DCLT. Cette méthodologie est basée sur l'application des modèles d'interaction alimentés par des paramètres de résistance et de déformabilité déterminés lors de l'essai. Sur la base des résultats obtenus, différentes analyses ont été menées. Il s'avère que :

- Les courbes DCLT sont répétables et sensibles à l'état de densité, à la contrainte verticale appliquée et aux matériaux testés.
- Les courbes DCLT sont qualitativement comparables aux courbes CLT obtenues.
- Les différentes méthodes testées pour l'obtention de la résistance ultime fournissent des valeurs comparables aux valeurs de résistance ultime issues de l'essai CLT. Toutefois, la méthode UPM fournit des résultats ayant une bonne correspondance avec  $q_{CLT}$ .
- Les valeurs de  $c_p^{DCLT}$  obtenues sont sensibles à la densité et à la contrainte verticale des éprouvettes testées. Les valeurs  $c_p^{DCLT}$  sont plus élevées que celles publiées dans la littérature et obtenues pour les mêmes matériaux pour des conditions similaires. On observe un rapport égal à 2 entre les valeurs. Une des raisons pouvant expliquer cela est l'effet de la profondeur sur la raideur du sol. Cet aspect sera mieux investigué lors de l'étude numérique présentée dans la Partie III.
- L'exploitation de l'essai DCLT à l'aide du modèle d'interaction proposé et alimenté par le module  $E_{un}$  permettrait d'avoir une meilleure correspondance avec les courbes CLT obtenues.
- Des corrélations empiriques permettant d'estimer la densité relative DR et l'angle de frottement  $\phi'$  à partir de la résistance ultime  $q_{DCLT}$  sont proposées.

Enfin, à l'état actuel des connaissances et à l'échelle de notre étude, il s'avère nécessaire de vérifier dans quelle mesure les constatations expérimentales effectuées concernant les paramètres alimentant le modèle d'interaction proposé ( $q_{DCLT}$ ,  $c_p^{DCLT}$ ,  $E_{un}$ ,  $E_{un,50}$ ) pourraient être confirmées à l'aide d'un modèle numérique simulant cet essai. Cela sera l'objectif de l'étude numérique présentée par la suite.

## III ETUDE NUMERIQUE

### *Modélisation de l'essai DCLT en différences finies*

---

#### **III.1 Etat de l'art : modélisation numérique de la pénétration**

##### III.1.1 Introduction

##### *III.1.1.1 Approche par la méthode des éléments discrets*

##### *III.1.1.2 Approche milieu continu*

##### III.1.2 Bilan

#### **III.2 Mise au point du modèle numérique**

##### III.2.1 Méthode des différences finies et bref aperçu du code

##### III.2.2 Développement du modèle

##### III.2.3 Vérification du modèle de comportement du sol

##### III.2.4 Bilan

#### **III.3 Résultats de la modélisation numérique**

##### III.3.1 Résistance ultime : vérification numérique de la méthode UPM

##### III.3.2 Analyse inverse des courbes DCLT : vérification numérique de l'obtention du module

##### III.3.3 Analyse inverse des courbes DCLT : vérification numérique de la méthode d'obtention de la vitesse d'ondes

##### III.3.4 Bilan

#### **III.4 Conclusions**

---

Les méthodes numériques ont connu d'importants développements au cours des dernières décennies. A l'heure actuelle, celles-ci ont un rôle très important car elles fournissent des résultats complémentaires parfois difficiles à obtenir par le biais des approches expérimentales (Wu et al. 2016). Parmi les différentes méthodes modélisant le comportement mécanique d'un milieu granulaire, on peut distinguer deux catégories principales : (a) celles basées sur la mécanique des milieux continus considérant la structure granulaire comme un milieu continu équivalent, et (b) celles prenant en compte sa nature discontinue, dites discrètes.

Dans la pratique, la mécanique des milieux continus est la plus couramment utilisée dans les modèles géotechniques. Cette approche suppose la continuité de la matière et du champ de déplacement. On admet que les propriétés physiques varient de façon continue d'un point à un autre et que le comportement du milieu est représenté par un modèle constitutif propre. Actuellement, de nombreux modèles constitutifs permettent de représenter la plupart des comportements de sols réels. L'approche continue est considérée par certains comme la plus réaliste afin d'étudier l'interaction sol-pointe (Le 2013; Loukidis et al. 2008; Zhang et al. 2016). Ceci car elle permet d'intégrer certains aspects complexes de la pénétration : comportement non-linéaire des sols, prise en compte des différents types d'amortissement... qui ne sont pas pris en compte dans la majeure partie des modèles d'interaction analytiques. En effet, soit pour l'étude de la pénétration soit pour la résolution d'autres problèmes en géotechnique, la simulation numérique constitue un puissant outil, ceci car :

- on peut agir facilement sur les paramètres et étudier ainsi leur influence sur le comportement du système : par exemple, on peut faire varier des paramètres rhéologiques ( $E$ ,  $\phi$ , ...), la géométrie des éléments (marteau, pointe...) ainsi que les conditions aux limites ;

### PARTIE III

- on connaît à tout moment l'état du système. Cela veut dire qu'on peut faire des mesures qui ne perturbent pas le comportement du système. Par exemple, suivre les grandeurs cinématiques à des emplacements où il serait difficilement praticable expérimentalement, comme par exemple, à l'interface sol-pointe ;
- on peut faire un grand nombre d'expériences à peu de frais. Cela est spécialement intéressant dans le cas de la méthode continue celle-ci étant moins coûteuse en termes de temps de calcul que la méthode aux éléments discrets ;
- on peut refaire plusieurs fois une expérience avec strictement les mêmes conditions initiales.

C'est pourquoi, la mise au point d'un modèle numérique peu coûteux en termes de temps de calcul et capable de simuler l'essai DCLT constitue un des objectifs de ce travail de thèse. Le fait de disposer d'un modèle numérique représentatif de l'essai, appliqué à ce travail ainsi qu'aux travaux futurs, permettra de mieux comprendre l'essai (facteurs influençant le battage, l'interaction sol-pointe, les paramètres rhéologiques obtenus à partir de la courbe DCLT). Dans le cadre de ce travail, l'étude numérique se focalise sur la simulation de l'essai DCLT au sein d'un massif représentant un sol purement frottant, afin de :

- étudier l'influence du type de sollicitation (statique et dynamique) sur les courbes contraintes-déplacement obtenues tout en vérifiant la méthode UPM ;
- valider les méthodes d'obtention des paramètres rhéologiques à partir de l'essai DCLT.

Dans ce chapitre, on rappelle d'abord certains travaux réalisés sur la modélisation numérique de la pénétration dynamique et certains aspects numériques importants pour comprendre la méthode appliquée. Par la suite, on présente les différentes étapes et les divers aspects de la mise au point du modèle.

## III.1 Etat de l'art : modélisation numérique de la pénétration

### III.1.1 Introduction

La pénétration reste un des problèmes les plus sophistiqués des applications numériques en géotechnique. Il s'agit d'un problème fortement non-linéaire et qui entraîne des déformations très importantes (Nazem et al. 2012). De nombreux travaux numériques s'intéressent à simuler la pénétration dans les milieux granulaires soit par le biais des méthodes discrètes, soit par des méthodes continues.

On présente par la suite un bref état de l'art concernant les travaux simulant l'essai de pénétration. Parmi les nombreux travaux publiés, l'accent est mis sur ceux simulant la pénétration dynamique (e.g. essai SPT, essai Panda, battage des pieux).

#### III.1.1.1 Approche par la méthode des éléments discrets

Les méthodes par éléments discrets (*Distinct Element Method* ou DEM) ont la particularité de traiter chaque grain comme un corps rigide ou déformable avec un nombre fini de degrés de liberté. Cette approche donne accès aux vitesses des grains et aux efforts de contact entre eux. Si différents algorithmes fondés sur cette approche, ont été développés, celui proposé par (Cundall and Strack 1979) est le plus largement appliqué à l'étude des milieux granulaires. Celui-ci est caractérisé par la description des forces d'interaction de contact par des systèmes de ressorts et d'amortisseurs et par une intégration explicite des équations de mouvement des grains.

La DEM permet de tenir compte de la nature granulaire, des caractéristiques propres des particules et de leur arrangement. Ainsi, de nombreuses études utilisent cette approche afin d'éclaircir le mécanisme d'enfoncement d'une part et d'autre part pour étudier l'influence de certains paramètres du modèle sur les résultats d'essais (Ciantia et al. 2016; Falagush, McDowell, and Yu 2015; Jiang, Yu, and Harris 2006; Khosravi, Martinez, and Dejong 2020; Lin and Wu 2012; McDowell, Falagush, and Yu 2012).

(Calvetti and Nova 2005) simulent l'essai CPT en chambre d'étalonnage pour différentes contraintes de confinement et sur différents échantillons. Les auteurs ont réussi à établir des corrélations entre les micro-paramètres du modèle et les macro-paramètres du matériau (module de déformation et angle de frottement).

(Arroyo et al. 2010; Butlanska et al. 2014) ont simulé l'essai CPT dans une chambre d'étalonnage virtuelle remplie de particules sphériques. Ces simulations ont montré un bon accord avec les essais effectués en laboratoire en chambre d'étalonnage. Le modèle a permis d'étudier, entre autres, les effets des conditions aux limites et initiales, de la densité initiale et de la rotation des particules ; et ce, à différentes échelles.

La plupart des travaux numériques publiés s'intéressent à l'essai CPT, les travaux autour des essais dynamiques (SPT, battage de pieux) sont au contraire plus rares. Récemment, des travaux simulant l'essai SPT ont permis d'étudier le transfert d'énergie lors du battage et notamment de confirmer les

constatations expérimentales de (Odebrecht 2003) concernant l'influence de la longueur des tiges (Zhang, Arroyo, M. Ciantia, et al. 2021; Zhang, Arroyo, M. O. Ciantia, et al. 2021) (Figure III.1). Par ailleurs, à l'aide du même modèle numérique, les auteurs ont également étudié l'effet de l'écrasement de grains dans les résultats SPT (Zhang 2018; Zhang, Ciantia, et al. 2021).

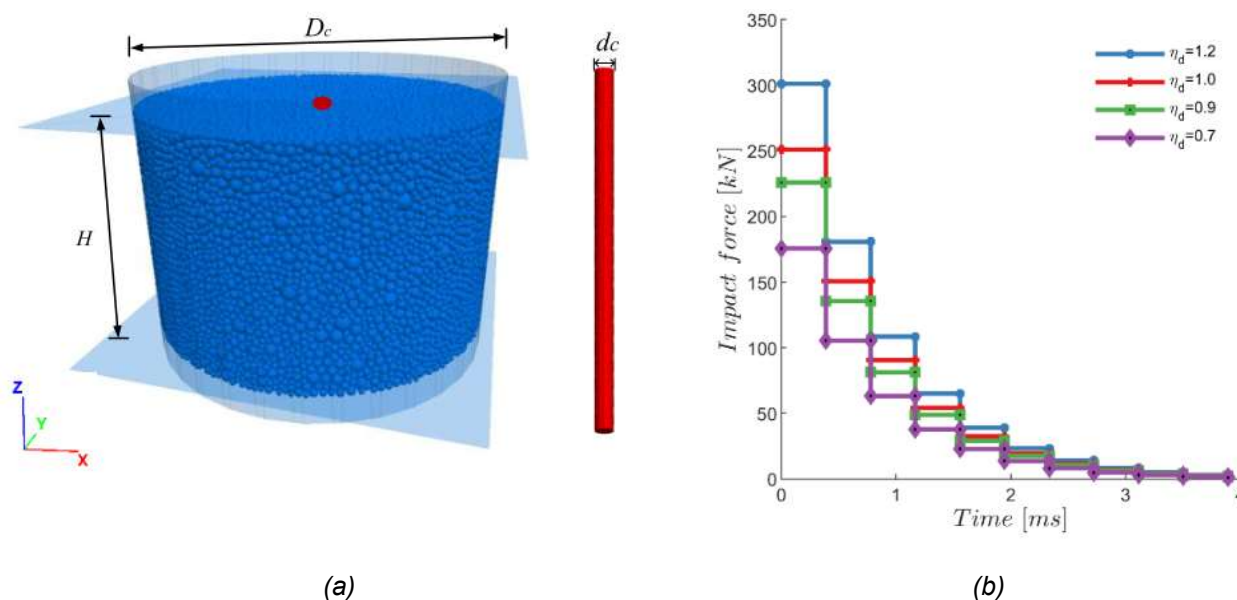


Figure III.1. Géométrie du modèle numérique développé et signaux de force au niveau de la tige après impact : effet de l'efficacité du battage ( $\eta_d$ ) (Zhang et al. 2019)

En ce qui concerne l'application de la modélisation numérique aux essais pénétrométriques Panda, plusieurs travaux appliquant l'approche discrète ont été réalisés (Benz-Navarrete 2009; Breul et al. 2009; Quezada et al. 2014; Zhou 1997). (Zhou 1997) a employé cette méthode pour valider le calcul de la résistance de pointe Panda au travers de la formule des Hollandais. Plus tard, cette approche a été encore employée, cette fois-ci pour d'étudier le mécanisme d'enfoncement (Benz-Navarrete 2009; Breul et al. 2009). Les travaux réalisés par (Quezada et al. 2013, 2014) simulant l'essai au sein du ballast ont permis, entre autres, d'étudier l'influence de l'énergie appliquée et du mode de sollicitation sur les valeurs de résistance de pointe.

Plus récemment des travaux simulant l'essai DCLT au Panda 3 ont montré l'intérêt de la modélisation numérique de l'essai à l'aide du DEM. Ces travaux ont permis d'étudier l'influence des facteurs comme le mode de sollicitation (statique, dynamique), la granulométrie du matériau ainsi que l'arrangement granulaire (variation de la densité) sur la réponse mécanique macroscopique obtenue (Tran 2015; Tran, Chevalier, and Breul 2016). Au-delà d'étudier l'effet de ces facteurs, ces travaux ont permis de vérifier la correspondance entre les signaux calculés à partir des mesures réalisées en tête et ceux directement mesurés en pointe (Escobar et al. 2013; Tran et al. 2017, 2019). La géométrie du modèle et les résultats numériques du modèle tridimensionnel proposé par (Tran et al. 2019) sont présentés dans la Figure III.2. Ces travaux ont permis de valider la technique de mesure actuellement appliquée à l'essai DCLT au Panda 3.



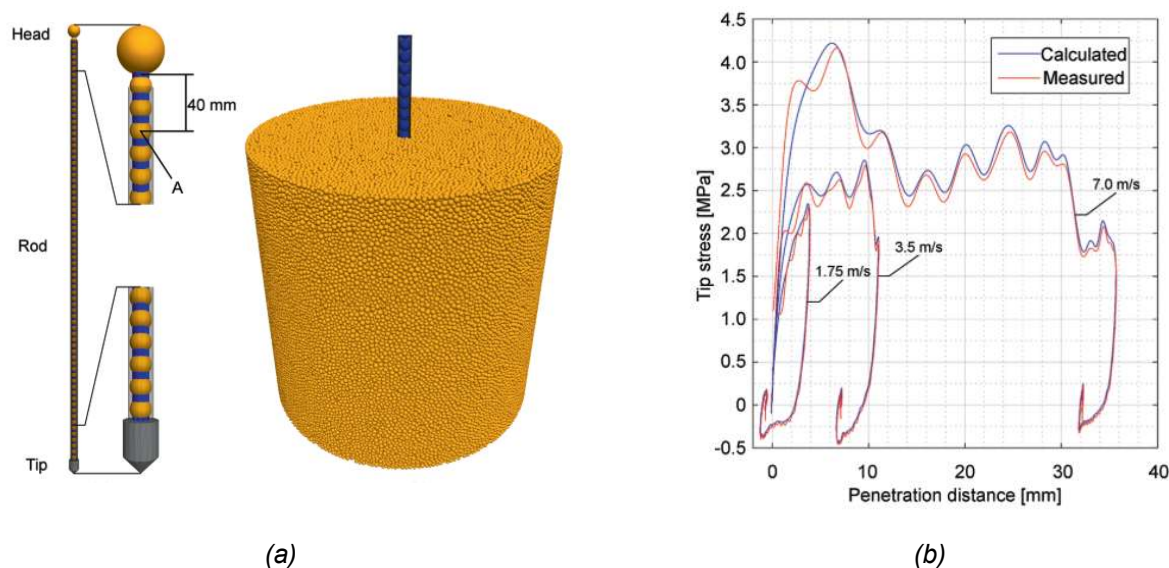


Figure III.2. Modèle 3D développé par (Tran et al. 2019) : (a) géométrie adoptée pour le pénétromètre et l'échantillon, (b) comparaison entre les courbes numériques estimées à partir de l'exploitation des signaux mesurés en tête et les courbes mesurées en pointe (Tran et al. 2019)

Si ces différents travaux ont montré que l'approche discrète représente une solution réaliste pour la modélisation des phénomènes à grandes déformations tel que la pénétration, celle-ci s'avère souvent coûteuse en temps de calcul, notamment pour la modélisation des matériaux fins. Les méthodes basées sur l'approche continue constituent une alternative plus économique afin de modéliser la pénétration. Les travaux appliquant cette approche sont abordés par la suite.

### III.1.1.2 Approche milieu continu

Malgré la nature discontinue des milieux granulaires, l'application de l'approche continue se justifie dans la mesure où l'échelle de la plupart des problèmes en géotechnique est considérablement plus grande que celle du grain. Ainsi, la mécanique de sols s'est largement bâtie sur l'application d'une approche continue (Salgado 2008). Parmi les travaux basés sur l'approche continue, les méthodes de résolution numérique les plus utilisées dans la pratique sont : la méthode des différences finies (FDM) et la méthode des éléments finis (FEM). Même si récemment des nouvelles méthodes (e.g. *Material Point Method*, *Particle Finite Element Method*) basées sur l'approche continue sont apparues (Monforte et al. 2018), on se focalise ici sur les méthodes les plus courantes en géotechnique, c'est-à-dire le FEM et le FDM.

La méthode des différences finies consiste à écrire les équations qui régissent le milieu continu en imposant les lois de conservation et de comportement, puis à discrétiser les équations obtenues en transformant un système d'équations différentielles en équations algébriques. La méthode des éléments finis quant à elle, discrétise le milieu continu, en lui attribuant un nombre fini de degré de liberté et c'est seulement dans un second temps qu'elle impose, en moyenne, les lois de conservation et de comportement. Il n'est pas question ici de discuter des détails des méthodes de résolution numérique, mais la méthode FDM, à la différence de la méthode FEM, ne requiert pas le stockage et la solution d'une matrice globale du système. C'est pourquoi cette méthode demeure moins exigeante en termes de capacité de mémoire de l'ordinateur nécessaire au calcul et plus économique en termes de temps de calcul.

Même si de nombreux travaux numériques ont été proposés pour simuler la pénétration (Ahmadi, Bryne, and Campanella 2005; Ahmadi and Golestani Dariani 2017; Berg 1994; Moug et al. 2019; Susila and Hryciw 2003), la plupart de ceux-ci se focalisent sur l'essai CPT. Les travaux simulant des chargements dynamiques sont moins fréquents et ceux reproduisant le battage sont encore plus rares. En effet, dans la majeure partie de travaux publiés dans la littérature, la sollicitation dynamique est simulée en appliquant une force sinusoïdale à la tête du pieu/pénétromètre (D'Aguiar and Santos 2008; Fakharian and Khanmohammadi 2015; Feizee Masouleh and Fakharian 2008; Murthy et al. 2020).

(Masouleh and Fakharian 2008) ont simulé le chargement dynamique d'un pieu à l'aide de FLAC<sup>2D</sup>. Les signaux de force et de vitesse obtenus numériquement ont été comparés à des résultats expérimentaux. La bonne correspondance entre les résultats numériques et expérimentaux montre la faisabilité de l'approche continue pour modéliser des problèmes dynamiques de ce type. Dans leur modèle, (Feizee Masouleh and Fakharian 2008) font varier les caractéristiques de résistance et de déformation du sol, ainsi que de l'interface sol-pieu afin d'obtenir un ajustement entre les signaux numériques et les résultats expérimentaux. Les auteurs ont également simulé des chargements statiques. Les courbes de chargement statiques et dynamiques sont comparées (Figure III.3).

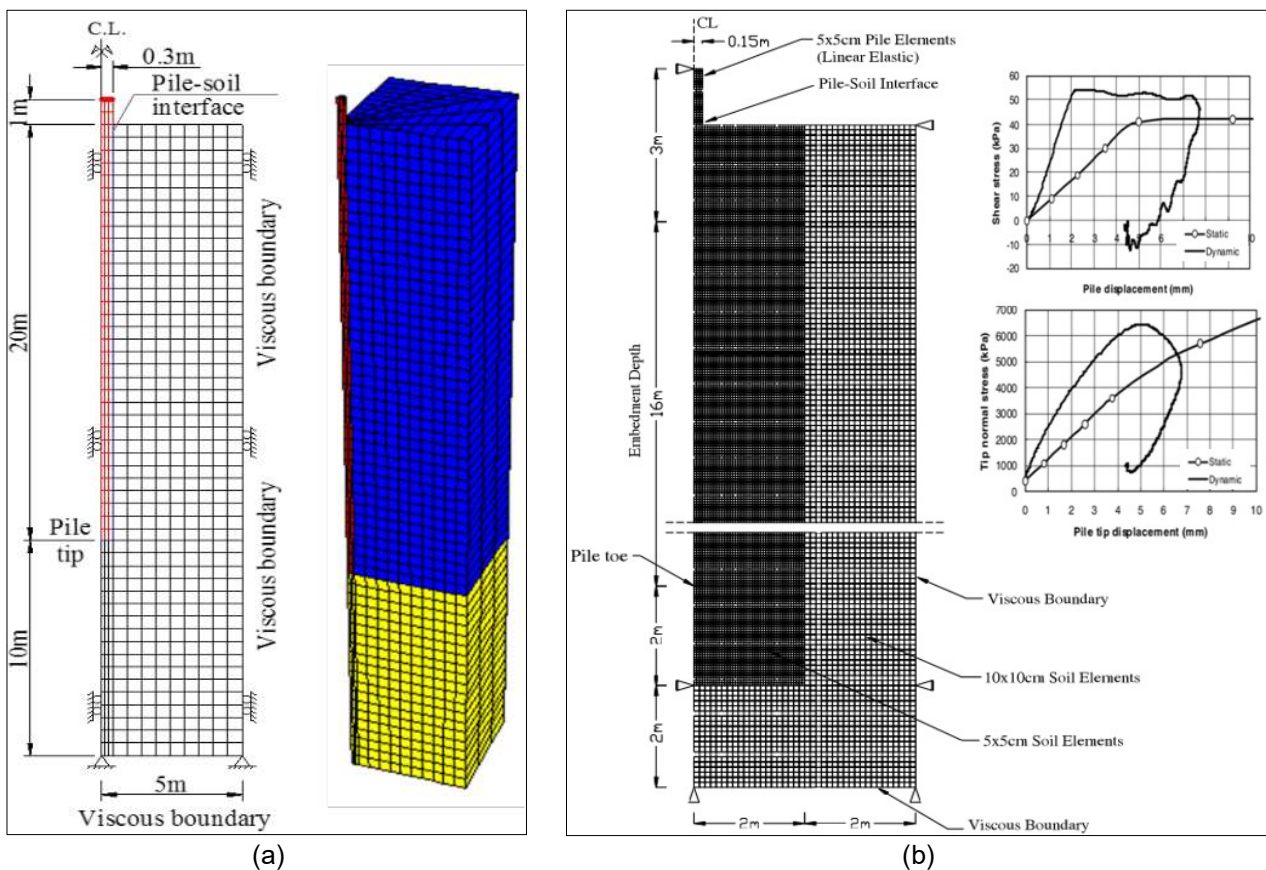


Figure III.3. Comparaison entre les courbes numériques de chargement statique et dynamique de pieu (Feizee Masouleh and Fakharian 2008)

(Fakharian, Feizee Masouleh, and Mohammadlou 2014) ont simulé le battage de pieu en appliquant deux méthodes continues (FEM et FDM). Les résultats de force, vitesse et déplacement observés dans le modèle sont conformes aux essais de chargement dynamique réalisés. Le but de ce travail étant d'introduire l'utilisation des méthodes numériques continues afin de soulever certaines

limitations du système masse-ressort-amortisseur (comme celle de (Smith 1960)). A la différence du modèle d'interaction de Smith, le modèle numérique appliquant l'approche continue est alimentée par des paramètres mécaniques classiques du sol (*i.e.*  $E$ ,  $c$ ,  $\phi$ ,  $\rho$ ), au lieu des paramètres du modèle de Smith (amortissement  $J_s$ , déplacement élastique dit « *quake* »  $Q$ ), d'usage moins courant en géotechnique.

(Pinto, Grazina, and Lourenço 2008) ont également simulé le chargement des pieux à l'aide de la méthode FEM. Leur but était de comparer cette approche au modèle d'interaction de Smith. Ses résultats ont montré la bonne conformité entre ces deux méthodes. Cette comparaison est pertinente car même si le modèle unidimensionnel de Smith est simple, il est largement accepté comme une bonne représentation du problème du battage.

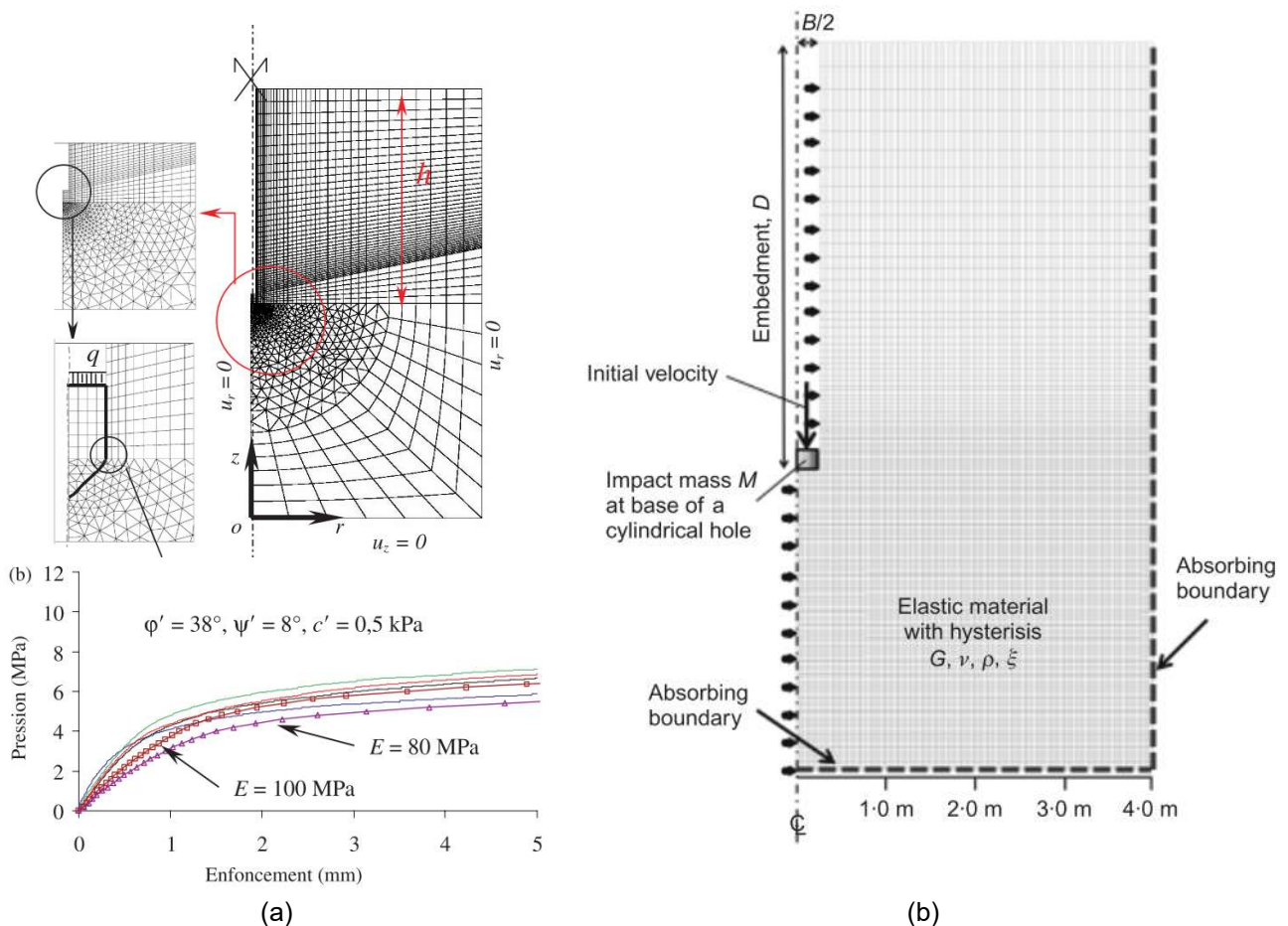


Figure III.4. (a) Exemple de courbe de chargement statique obtenue par (Zhou 1997) et (b) Modèle numérique proposé par (Loukidis et al., 2008)

En ce qui concerne l'application de l'approche continue autour de l'essai Panda, (Zhou 1997) (Arbaoui 2003; Arbaoui et al. 2006) ont simulé des essais CLT avec le Panda en utilisant différents codes (FLAC<sup>2D</sup> et CESAR). Les modèles conçus ont permis d'étudier l'influence des paramètres rhéologiques du massif représentant le sol sur la courbe CLT obtenue. Plus tard, (Ali 2010, 2011) a simulé également l'essai CLT adapté au CPT. Le but de ces travaux étant d'étudier l'influence des paramètres rhéologiques ( $E$ ,  $\phi$  et  $c$ ) du massif testé sur la courbe CLT et d'évaluer ainsi la pertinence de la méthode d'interprétation proposée (présentée dans la section I.2).

Même si modélisation numérique a été appliquée afin de développer et de valider la plupart des modèles d'interaction proposés dans la littérature (Loukidis et al. 2008) (Phan Ta, Matsumoto, and Nguyen Hoang 2014) et (Smith 1960), celle-ci n'a jamais été appliquée à l'essai DCLT.

### III.1.2 Bilan

Dans ce chapitre, on a présenté un bref état de l'art concernant les travaux numériques consacrés à la simulation de la pénétration. Loin d'être exhaustif, cet état de l'art vise à mettre en évidence l'intérêt de la simulation numérique afin de mieux comprendre les mécanismes de la pénétration. Dans cette étude on s'est concentré sur les deux approches numériques classiquement appliquées en géotechnique : approche discrète (DEM) et approche continue (FEM, FDM). Par ailleurs, l'accent a été mis sur les travaux simulant des chargements dynamiques (Panda, SPT, battage des pieux) comme c'est le cas de l'essai DCLT.

Les approches et méthodes présentées sont regroupés dans le Tableau III.1.

*Tableau III.1. Synthèse des approches, des méthodes présentées*

Approche	Continue		Discrète
Méthode	FEM (e.g. Plaxis, Abaqus, CESAR-LCPC)	FDM (e.g. FLAC)	DEM (e.g. PFC)
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Etude des paramètres macromécaniques, paramètres rhéologiques du modèle de comportement adopté</li> <li>- Peu coûteux en termes de temps de calcul donc attractif pour mise en point des études paramétriques</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Simulation plus réaliste des problèmes en grandes déformations</li> <li>- Etude des paramètres micromécaniques</li> </ul>
Limitations	Simulation des problèmes entraînant des grandes déformations		Coût en termes de temps de calcul (notamment pour la simulation des matériaux fins)
Travaux simulant l'essai DCLT	-		(Escobar et al. 2013; Tran 2015, 2016; Tran et al. 2017, 2019)

Comme il a été discuté dans ce chapitre, chaque approche présente des avantages et des limitations. Si l'approche discrète représente une solution assez réaliste pour simuler des phénomènes à grandes déformations et permet d'étudier des paramètres micromécaniques, celle-ci s'avère parfois trop coûteuse en termes de temps de calcul.

En revanche, si les approches continues sont considérées plus économiques en termes de temps de calcul, celles-ci sont plus ou moins limitées pour la simulation des grandes déformations. Parmi les méthodes continues courantes (FEM, FDM), le FDM adoptée par le code FLAC intègre des fonctionnalités permettant l'amélioration des performances, dans certaines limites, pour les simulations en grandes déformations. Cela sera discuté plus en détail lors de la présentation de ce code (III.2.1).

Plusieurs travaux cherchant à concevoir et à valider des modèles d'interaction (Fakharian et al. 2014; Le 2013; Loukidis et al. 2008) ou des méthodes d'interprétation (Arbaoui 2003; Masouleh and Fakharian 2008; Pinto et al. 2008; Zhou 1997) alimentés par des paramètres caractérisant le

comportement du sol, se sont appuyés sur l'approche continue. Ceci car elle permet de plus facilement mettre en place une analyse inverse des paramètres rhéologiques de la loi de comportement adoptée.

Dans ces travaux numériques appliquant l'approche continue, les paramètres rhéologiques des éléments représentant le sol sont des paramètres d'entrée alimentant la loi de comportement du modèle numérique. Ainsi, ces modèles numériques permettent de facilement mettre en place une analyse inverse des résultats de leurs simulations. C'est-à-dire, une fois les paramètres rhéologiques des éléments représentant le sol définis, ils réalisent la simulation numérique, ils obtiennent des résultats des simulations (signaux de force, de vitesse ou des courbes de chargement). Ceux-ci sont par la suite exploités à l'aide des modèles et méthodes proposées. Enfin ils peuvent être confrontés aux paramètres rhéologiques d'entrée et ceux obtenus en exploitant les résultats des simulations.

Jusqu'à présent, tous les travaux numériques simulant l'essai DCLT appliquent l'approche discrète (Tableau III.1). Si ces travaux ont permis de valider la technique appliquée à cet essai (obtention de la courbe DCLT) et de mieux comprendre les mécanismes de pénétration, ceux-ci n'ont pas permis de mettre en place cette analyse inverse de courbes DCLT.

Dans le chapitre qui suit, on décrit la mise au point d'un modèle basé sur l'approche continue permettant de simuler l'essai DCLT. Ce modèle numérique doit servir par la suite à compléter et valider d'importants aspects abordés dans l'étude expérimentale présentée dans la Partie II.

## III.2 Mise au point du modèle numérique

### III.2.1 Méthode des différences finies et bref aperçu du code

Cette étude numérique est basée sur le logiciel FLAC<sup>3D,12</sup> (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions*). Il s'agit d'un logiciel en différences finies permettant d'étudier le comportement mécanique d'un milieu continu en trois dimensions. La méthode des différences finies consiste à résoudre les systèmes d'équations différentielles à partir d'une discrétisation de l'espace et du temps. Les dérivées continues d'une grandeur sont remplacées par des expressions algébriques de variables de cette grandeur en des points donnés de l'espace. Les dérivées sont estimées par approximation des opérateurs de dérivation. Ainsi la solution du problème continu est approchée à l'aide d'un système d'équations discrètes en supposant une variation linéaire sur des intervalles de temps et de distance finis. Les calculs sont réalisés en boucle pour chaque élément dans chaque pas de temps (Figure III.5). Cela veut dire que pour chaque pas de temps, le cycle de calcul appliquée par le code consiste à :

- Calculer les déformations à partir des vitesses connues aux nœuds de éléments du maillage
- Calculer les contraintes grâce à la loi de comportement adoptée pour chaque élément.
- Dédire les forces aux niveaux de nœuds.
- Calculer les nouvelles forces aux niveaux des nœuds en appliquant la loi du mouvement.

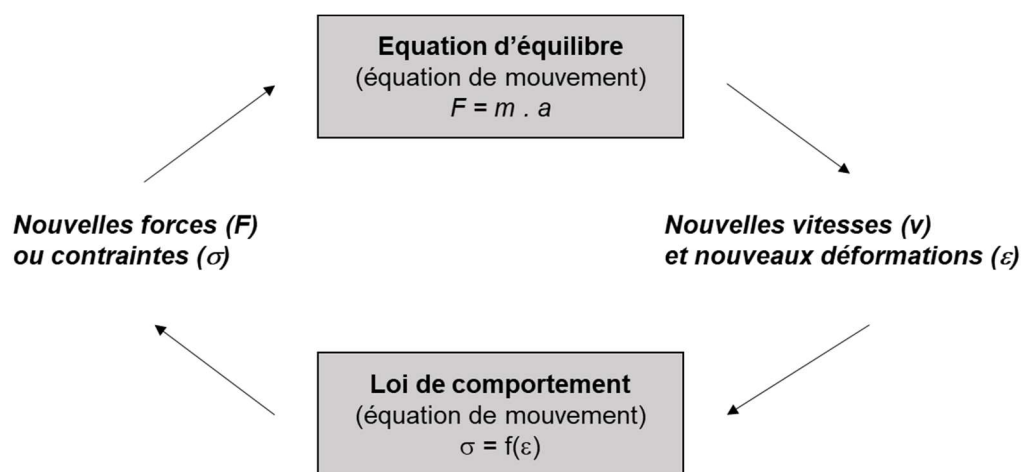


Figure III.5. Boucle de calcul explicite dans FLAC (modifié de Itasca (2020))

A la différence de la méthode des éléments finis, la méthode explicite intégrée dans FLAC ne requiert pas la création d'une matrice de rigidité. Par conséquent, ce logiciel peut suivre un chemin de contrainte-déformation non-linéaire sans une augmentation significative du temps de calcul.

Par ailleurs, dans le cas de ce code, la méthode explicite est associée à une analyse lagrangienne. Les coordonnées de nœuds du maillage dans l'espace correspondent à des particules du milieu dont les positions sont référencées par rapport à la configuration initiale. La fonctionnalité dite « *en grandes déformations* » implémentée permet de modéliser des problèmes à grandes déformations car les

<sup>12</sup> Dorénavant noté FLAC

coordonnées des nœuds sont mises à jour à chaque pas de temps lors de déformations ou de mouvements. Cette méthode s'oppose à la méthode eulérienne où le matériau se déplace et se déforme tandis que le maillage est fixe. Un des avantages de la méthode intégrée dans FLAC est le fait de fonctionner en petites ainsi qu'en grandes déformations (Ghee and Guo 2011). L'activation de la fonctionnalité en grandes déformations est particulièrement intéressante et indiquée dans le cas d'un essai de pénétration, justifiant le choix de ce code pour la modélisation de l'essai DCLT.

On décrit par la suite les principaux aspects de la mise en point du modèle numérique, à savoir : géométrie, conditions aux limites, simulation et calibration du battage, vérification du modèle de comportement du sol.

## III.2.2 Développement du modèle

### III.2.2.1 Géométrie, conditions aux limites et conditions initiales

On souhaite simuler les essais DCLT et CLT en chambre d'étalonnage. Les essais sont simulés au sein d'un massif homogène représentant un sol purement frottant. Ce massif possède la forme et les dimensions de la chambre d'étalonnage expérimentale.

Les éléments composant le pénétromètre sont modélisés comme des cylindres élastiques dont les paramètres sont ceux de l'acier discutés dans la section III.2.3.1 (Tableau III.2). Les dimensions sont celles de la géométrie réelle : tige de 14 mm de diamètre et 1 m de longueur ; une pointe cylindro-conique débordante (angle au sommet de  $90^\circ$ ) de section transversale de  $4 \text{ cm}^2$  (22,5 mm de diamètre).

La géométrie de la chambre d'étalonnage ainsi que celle du pénétromètre sont présentées dans la Figure III.6. Le détail au niveau de la pointe présente l'emplacement de l'interface entre la pointe et le sol dont les paramètres sont discutés dans la section suivante. Le détail au niveau de la tête (géométrie de l'enclume, du marteau, vitesse d'impact  $v_{imp}$ ) sont discutés dans la section dédiée à la calibration du battage DCLT (section III.2.).

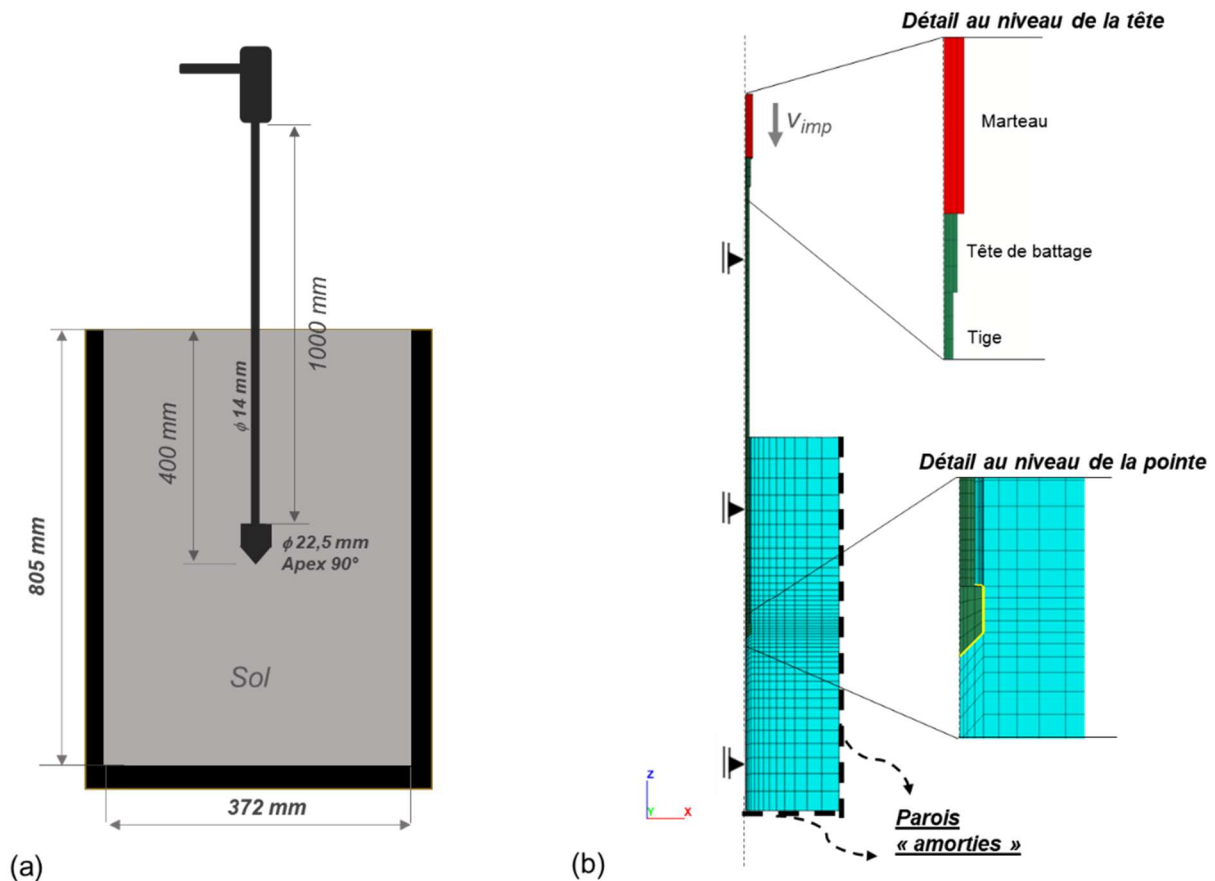


Figure III.6 (a) Coupe schématique de la chambre d'étalonnage présentant la géométrie du problème et (b) géométrie simplifiée et conditions aux limites du le modèle numérique

Un état initial de contraintes géostatiques est pris en considération. Il correspond à l'effet du poids d'une couche de sol, avec le poids volumique  $\gamma$ . Dans le modèle, la contrainte latérale est engendrée par le coefficient des terres au repos  $K_0$ , correspondant au rapport entre les contraintes radiales et verticales ( $K_0 = \sigma_{rr}'/\sigma_{zz}'$ ). Pour les sables normalement consolidés, celui-ci est estimé à l'aide de la relation proposée par (Jaky 1944) :  $K_0 = 1 - \sin \phi'$ , avec  $\phi'$  l'angle de frottement effectif. Le choix de l'angle de frottement ainsi que des autres paramètres physiques et rhéologiques sera abordé plus tard dans ce rapport. Une cavité est créée au sein du massif afin de positionner le pénétromètre. Les parois de cette cavité sont stabilisées, c'est-à-dire que les déplacements sont empêchés latéralement. Ce choix est imposé par la méthode numérique utilisée et demeure assez réaliste vis-à-vis du problème simulé : géométrie débordante de la pointe et profondeur d'essai assez faible ( $z = 40$  cm). Le pénétromètre est par la suite stabilisé sous son poids propre à la profondeur d'essai. Les contraintes horizontales et verticales sont ensuite vérifiées, notamment pour les éléments autour de la pointe. Celles-ci peuvent être correctement estimées : contrainte verticale  $\sigma_v = \gamma z$ , et contrainte horizontale  $\sigma_h = \gamma z K_0$ .

Étant donné le caractère axisymétrique du problème et dans le but de réduire le temps de calcul, on a choisi de modéliser uniquement un quart de la géométrie du système. Ainsi, les déplacements sont empêchés dans les plans normaux latéralement (x ou y, selon le plan concerné). Pour ce faire, on a vérifié, dans un premier temps, si cela entraînait des différences dans les résultats. On a simulé l'essai DCLT pour les deux cas : (a) géométrie intégrale et (b) 1/4 de la géométrie. Comme on peut constater



sur la Figure III.7, le résultat de l'essai, synthétisé par la courbe DCLT, est quasi le même. Ainsi, afin d'optimiser les simulations futures, on retiendra la configuration (b) axisymétrique.

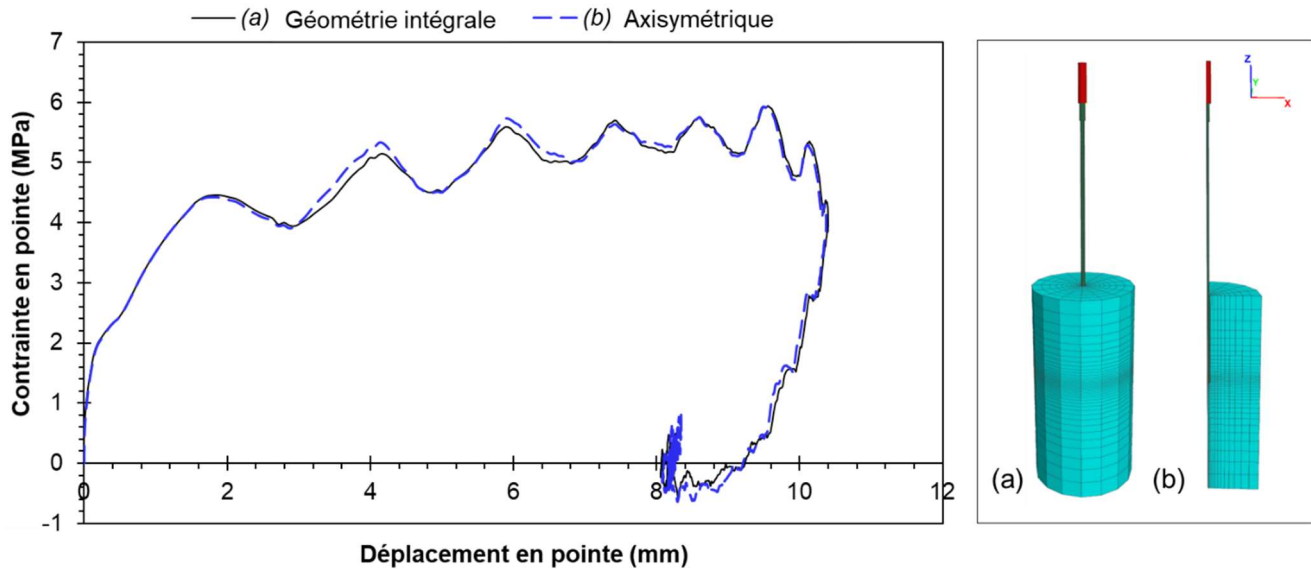


Figure III.7. Comparaison entre les courbes DCLT pour deux cas : (a) géométrie intégrale et (b) 1/4 de la géométrie

Par ailleurs, dans le but de limiter la réflexion des ondes dans les parois, on introduit des parois dites « absorbantes ». Celles-ci sont constituées d'amortisseurs dans les deux directions perpendiculaires aux nœuds des éléments placés aux limites (bords latéraux). Ces « amortisseurs » introduisent des forces normales et transversales ( $t_n$  et  $t_s$ ). Ces forces sont fonction des vitesses normales et transversales ( $v_n$  et  $v_s$ ), de la masse volumique  $\rho$  et des célérités des ondes ( $c_p$  et  $c_s$ ) des éléments placés aux limites. L'application de ces forces aux nœuds placés sur les faces limitant le modèle permet d'empêcher la réflexion des ondes aux bords du modèle.

$$t_s = -\rho v_s c_s \quad \text{Eq. III.1}$$

$$t_n = -\rho v_n c_n \quad \text{Eq. III.2}$$

Il est important de préciser que même si les modèles de comportement utilisés sont assez simples et n'intègrent pas l'amortissement matériel ou d'hystérésis, dans ce genre de modèles, l'énergie peut être absorbée par (Cundall 2003) :

- l'étalement géométrique des ondes dans le milieu ;
- l'absorption aux limites par le biais des parois absorbantes ; et
- la déformation plastique des lois d'écoulement associées aux matériaux.

La qualité du maillage est essentielle pour la précision et la fiabilité des résultats. Pour définir le maillage, trois configurations ont été testées (cf. Figure III.8a) afin de vérifier à partir de quelle taille d'élément, les courbes de chargement obtenues étaient sensiblement identiques. Le but de cette analyse est de trouver un maillage suffisamment fin afin de converger vers une solution unique sans toutefois trop augmenter le temps de calcul. La simulation de la sollicitation est abordée en détail dans la section dédiée à ce sujet (Section III.2.3).

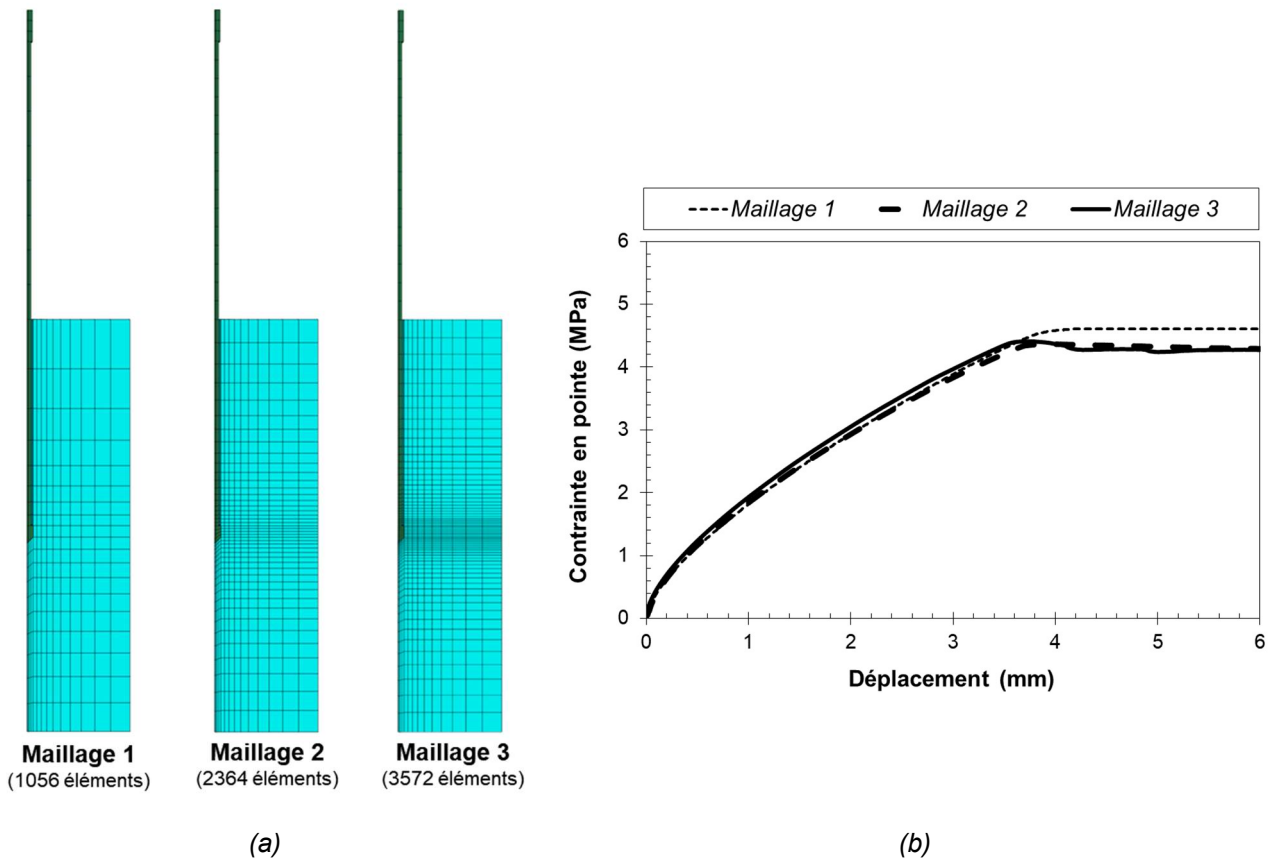


Figure III.8. Etude du maillage : (a) trois maillages testés et (b) courbes statiques obtenues pour les différents maillages testés

Les courbes de chargement obtenues sont présentées dans la Figure III.8b. On constate que le raffinement du maillage entre les configurations (1) et (2) n'entraîne par un changement significatif de la contrainte maximale (variation de  $\approx 6\%$ ) des courbes de chargement obtenues. Ainsi, on considère que la configuration (2) permet de s'affranchir de l'influence de la taille des éléments de maillage et que la réduction du maillage ne produit pas de changement significatif. On adopte ainsi le maillage 2, composé de 2364 éléments (Figure III.8a).

### III.2.2.2 Interface

Afin de rester réaliste, le modèle développé doit prendre en compte des zones de contact, c'est-à-dire les impacts, frottements, glissements et décollements qui peuvent apparaître entre deux objets (e.g. sol-pointe, enclume-marteau...). On utilise pour cela des interfaces. Dans FLAC, l'interface est modélisée par un maillage de triangles définis par trois nœuds placés sur la surface de l'objet, par exemple au niveau de la pointe du pénétromètre. Celle-ci est caractérisée par des paramètres de raideur et de rupture (critère de rupture Mohr-Coulomb).

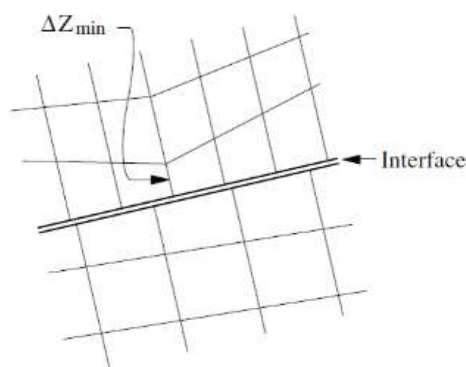
Premièrement, le comportement du contact est décrit par une interface "rigide" où seulement le glissement et le décollement peuvent se produire, et la déformation de l'interface n'est pas prise en compte. Dans ce cas, les paramètres définissant le critère de rupture sont importants alors que les valeurs des rigidités le sont moins. Néanmoins, les contrastes de rigidités importants sont très mal gérés dans FLAC. Les valeurs de rigidité très élevées conduisent à une convergence de la solution

extrêmement lente et les temps de calculs peuvent alors être trop longs et prohibitifs. Il est donc essentiel de déterminer les rigidités avec justesse.

On a créé deux interfaces au niveau de la pointe : une latérale et une au sommet (Figure III.6). Le comportement de l'interface est caractérisé par : (a) les paramètres de raideur normale  $k_n$  et tangentielle  $k_s$  en (Pa/m), et (b) de rupture suivant le critère Mohr-Coulomb, avec la cohésion (en Pa) et les angles de frottement et de dilatance (en degrés).

Le comportement du contact sol-pointe est décrit par une interface rigide, c'est-à-dire que seuls le glissement et le décollement peuvent se produire, et la déformation de l'interface est négligeable. Pour cela, il faut choisir des valeurs de rigidité suffisamment grandes afin que la déformation élastique qu'elle engendre soit négligeable.

Les raideurs apparentes des éléments placés perpendiculairement à une interface sont souvent estimées à partir de la taille de l'élément le plus petit dans la direction normale  $Z_{min}$  et du module (E) du milieu adjacent. *A priori*, les raideurs de l'interface sont estimées à partir du module d'élasticité du matériau le plus raide, à l'exception des problèmes où les modules des deux matériaux sont trop différents. Dans ce cas spécifique, il est conseillé d'estimer les raideurs de l'interface à partir du module du matériau le moins raide (ici, le sol) (Itasca 2020) (Eq. III.3).



$$k_n = k_s \geq 10 \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta Z_{min}} \quad \text{Eq. III.3}$$

Figure III.9. Définition de  $\Delta Z_{min}$

La définition des paramètres de l'interface constitue une tâche importante afin d'éviter que son comportement influence la réponse globale du système et intervienne comme un « nouveau matériau ». Selon les recommandations du logiciel, l'application de la relation (Eq. III.3) permettrait de l'empêcher. Une étude paramétrique simple a été effectuée pour le vérifier.

Cinq valeurs de raideurs ont été testées en fixant toutes les autres variables. La raideur minimale a été calculée à partir de l'équation Eq. III.3. On a modélisé un massif de sol purement frottant à l'état dense (à savoir :  $E = 80 \text{ MPa}$ ,  $\rho_d = 1700 \text{ kg/m}^3$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 38^\circ$  et  $\psi = 8^\circ$ ). Pour ce massif, la raideur minimale ( $k_{min}$ ) devrait être de  $5,3 \times 10^9 \text{ Pa/m}$  (Eq. III.3). Afin de vérifier si cette valeur permet véritablement de s'affranchir de l'effet de l'interface dans les résultats, on a testé cinq autres valeurs de raideur supplémentaires, deux supérieures et deux inférieures.

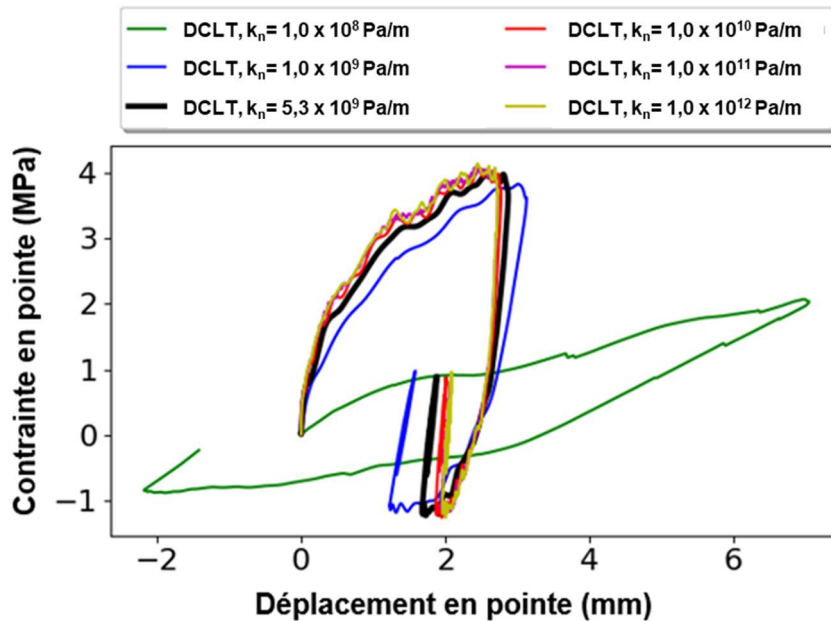


Figure III.10. Courbes DCLT pour les différentes valeurs de raideurs testées

La Figure III.10 présente les courbes DCLT obtenues pour les différentes valeurs de raideur testées. On constate que pour les raideurs inférieures à  $k_{\min}$  ( $5,3 \times 10^9$  Pa/m), l'allure de la courbe présente des changements moins prononcés. Pour les valeurs supérieures à  $k_{\min}$ , les courbes sont assez similaires. Lorsque  $k \geq 1 \cdot 10^{10}$  Pa/m, les courbes obtenues sont sensiblement pareilles, on observe uniquement l'augmentation graduelle du bruit (courbes rouge, jaune et magenta). Par ailleurs, on a constaté une augmentation considérable du temps de calcul pour les valeurs les plus importantes ( $k_n = 1 \times 10^{11}$  Pa/m et  $k_n = 1 \times 10^{12}$  Pa/m).

Ainsi, on peut conclure que l'Eq. III.3 fournit une bonne estimation pour la raideur minimale de l'interface sol-pointe. Elle permet de garantir que ce paramètre n'influe pas significativement sur les courbes DCLT obtenues par la simulation. Les valeurs supérieures ( $k_n > k_{\min}$ ) entraînent une augmentation du temps de calcul sans apporter des changements considérables dans les courbes DCLT obtenues. Cette relation sera donc employée dans les simulations effectuées dans cette étude. La raideur est déterminée à partir des paramètres de déformabilité du sol. Le choix de ces paramètres du comportement du sol est abordé dans la section III.1.8.

### III.2.2.3 Sollicitation

L'objectif du modèle numérique est de simuler les chargements dynamiques et statiques en pointe pénétrométrique pour des conditions similaires aux expériences présentées dans la Partie II. De même que dans les expériences menées au laboratoire, le chargement statique est simulé en imposant une vitesse de chargement constante (0,01 mm/s).

La simulation de la sollicitation dynamique s'avère un peu plus complexe. Celle-ci est, comme évoqué dans la section III.1, réalisée dans la plupart des travaux numériques en introduisant une contrainte sinusoïdale à l'extrémité supérieure des tiges (Fakharian et al. 2014; Masouleh and Fakharian 2008; Pinto et al. 2008). Dans cette étude, on a fait le choix de simuler le battage. Au-delà d'être plus réaliste vis-à-vis de la technique modélisée, cette voie permettra de mieux comparer les résultats numériques et expérimentaux en termes d'énergie appliquée (ou de vitesse d'impact). En termes de modélisation

de l'essai, cela entraîne un travail supplémentaire découlant en différentes tâches : (a) modélisation du marteau (géométrie, matériau), (b) modélisation de l'interface enclume-marteau, (c) simulation de l'impact. Ces différentes étapes sont discutées dans la section suivante.

Pour ce faire, il s'avère nécessaire d'ajuster la sollicitation afin que celle-ci soit représentative de l'onde de choc observée expérimentalement. L'onde de compression générée par le battage DCLT est de forme quasi demi-sinusoidal. Elle est caractérisée par la durée du choc ( $\Delta t$ ) et par la relation entre la contrainte maximale au pic ( $\sigma_{\max}$ ) et la vitesse d'impact (cf. Figure III.13). On décrit par la suite la calibration du battage réalisé permettant d'obtenir dans la simulation une onde représentative de celle observée expérimentalement. La calibration du modèle a été réalisée en deux étapes :

- Dans un premier temps, on vérifie la capacité d'un modèle simple pour simuler le battage et la propagation d'ondes dans les barres d'un pénétromètre. Pour ce faire, on s'est focalisé sur le cas de l'essai SPT pour lequel on dispose de modèles analytiques permettant de vérifier nos résultats.
- Dans un deuxième temps, on s'est intéressé à la simulation du battage DCLT à l'aide du Panda 3. Dans cette étape, le battage numérique est calibré à l'aide des résultats expérimentaux en laboratoire.

### • Simulation du battage d'un pénétromètre dynamique : cas du SPT

Pour l'essai DCLT comme pour le SPT, le pénétromètre est enfoncé par battage. Afin de vérifier si à l'aide d'un modèle simple en différences finies, on est capable de correctement reproduire le battage et la propagation d'ondes, avant de passer au battage DCLT, on simule d'abord le battage SPT. En effet, le battage SPT a déjà été modélisé analytiquement par différents travaux (Fairhurst 1959; Gonin 1979; Schmertmann and Palacios 1979) qui serviront à vérifier les résultats numériques obtenus.

Comme déjà discuté dans la section I.2, (Fairhurst 1959) a estimé les signaux de vitesse engendrés lors de l'impact entre une masse frappante et une tige. On rappelle la relation proposée estimant la vitesse particulière dans la tige suite à l'impact pour le  $n^{\text{ième}}$  cycle aller-retour l'onde parcourant le marteau.

$$v_{t,n} = c_t \rho_t \frac{v_{imp}}{(1+r)} \left( \frac{1-r}{1+r} \right)^n \quad \text{Eq. III.4}$$

$$\frac{2nL_m}{c_m} < t < \frac{2(n+1)L_m}{c_m} \quad \text{Eq. III.5}$$

avec :

$v_{t,n}$  = vitesse particulière au sommet de la tige

$c_t$  = vitesse de propagation des ondes de la tige (en acier, à savoir 5188 m/s)

$\rho_t$  = densité de la tige (en acier, à 7800 kg/m<sup>3</sup>)

$v_{imp}$  = vitesse d'impact

$c_m$  = vitesse d'ondes du marteau

$L_m$  = longueur du marteau

$r$  = rapport entre les impédances mécaniques de la tige et de la masse frappante, c'est-à-dire  $Z_t/Z_m$

$a$  = section transversale de la tige

$A$  = section transversale de la masse frappante

Par ailleurs, comme expliqué dans la Partie I, lors de la propagation unidirectionnelle de l'onde de compression le long d'un train de tiges, les signaux de force et de vitesse sont proportionnels. Le rapport de proportionnalité entre ces grandeurs étant l'impédance mécanique ( $Z = EA/c$ ). Ainsi, en intégrant cette proportionnalité et en exprimant le module d'élasticité  $E = \rho c^2$  dans l'Eq. III.4 et l'Eq. III.5, on obtient la contrainte au sommet de la tige pour le  $n^{\text{ième}}$  cycle  $\sigma_{t,n}$  (Eq. III.6).

$$\sigma_{t,n} = c_t \rho_t \frac{\sigma_{imp}}{(1+r)} \left( \frac{1-r}{1+r} \right)^n \quad \text{Eq. III.6}$$

La contrainte maximale engendrée ( $\sigma_{t,0}$ ) est obtenue à partir de la vitesse d'impact du mouton ( $v_{imp}$ ), des caractéristiques de la tige (Tableau III.2) et du ratio  $r$ . Or, si on considère un mouton et une tige constitués du même matériau, dans ce cas en acier, le ratio  $r$  entre les impédances devient juste le rapport entre les sections, c'est-à-dire,  $r = Z_i/Z_m = (E_i a_i/c_i)/(E_m A/c_m) = a/A$ .

Tableau III.2. Paramètres des éléments composants le pénétromètre en acier

Paramètres adoptés pour le pénétromètre	
Module d'élasticité (GPa)	206
Coefficient de Poisson $\nu$ (-)	0,30
Densité (kg/m <sup>3</sup> )	7800
Vitesse d'ondes (m/s)	5188

En s'inspirant du travail de (Fairhurst 1959), (Gonin 1979; Schmertmann et Palacios 1979) ont proposé un modèle analytique similaire pour l'onde de contrainte au sommet de la tige, mais au lieu de tracer la courbe discontinue, ils ont démontré que celle-ci peut être exprimée de manière continue en fonction du temps (Eq. III.7). La valeur  $L$  est la longueur de la tige permettant d'avoir la même masse que le mouton, c'est-à-dire  $L = m_m/a\rho_m$ , ainsi l'Eq. III.7 devient Eq. III.8.

$$\sigma_t(t) = \rho_t c_t v_{imp} \exp\left(-\frac{c_m}{L} t\right) \quad \text{Eq. III.7}$$

$$\sigma_t(t) = \rho_t c_t v_{imp} \exp\left(-\frac{c_m a \rho_m}{m_m} t\right) \quad \text{Eq. III.8}$$

La vitesse d'impact est obtenue en égalant l'énergie potentielle de pesanteur du mouton en chute libre à son énergie cinétique juste avant l'impact (Eq. III.9). Le cas analysé étant celui du SPT (hauteur de chute  $h = 76$  cm), la vitesse d'impact correspond à 3,86 m/s. Par ailleurs, on considère l'efficacité du battage égale à 1, c'est-à-dire qu'aucune perte d'énergie est prise en compte lors de l'impact.

$$v_{imp} = \sqrt{2gh} \quad \text{Eq. III.9}$$

La vitesse d'impact, le ratio  $r$  et les caractéristiques de l'acier connus, on peut donc déduire la contrainte maximale dans la tige et son évolution dans le temps. On souhaite vérifier si, en simulant l'essai SPT à l'aide d'un modèle numérique simple, on est capable d'obtenir de résultats numériques comparables aux prédictions analytiques publiées dans la littérature.

Pour simuler cet essai, on retient une géométrie approximative où les éléments composants le pénétromètre (tige, enclume et mouton) sont représentés par des cylindres dont les diamètres  $D$  et hauteurs  $h$  sont présentés dans la Figure III.11. On suppose ces éléments comme des corps homogènes suivant une loi de comportement élastoplastique parfaite. Les paramètres caractérisant ces éléments sont ceux de l'acier (Tableau III.2).

Dans le modèle numérique, le mouton auquel on impose une vitesse initiale de 3,86 m/s heurte le sommet de la tige ou l'enclume. Aucune perte est prise en compte. On enregistre, pour les 2 millisecondes suivant l'impact, la contrainte au sommet de la tige ou au niveau de l'enclume. Dans la Figure III.11 on présente les signaux obtenus ainsi que ceux estimés par les modèles analytiques.

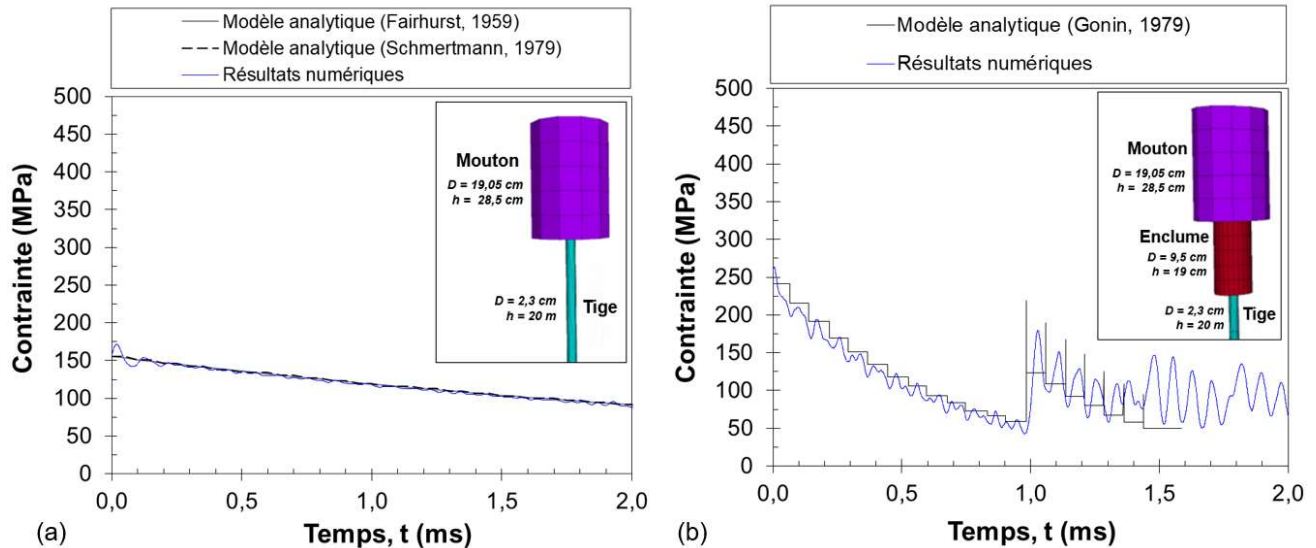


Figure III.11. Comparatifs analytique-numérique pour deux configurations : (a) sans enclume et (b) avec enclume

Dans la Figure III.11a, on présente les résultats pour le cas sans enclume. L'évolution de la contrainte mesurée dans la tige à proximité de l'enclume (courbe bleu) et les contraintes prédites (courbes noires) à partir de différents modèles analytiques (Eq. III.6 et Eq. III.8) présentent une très bonne correspondance.

Par ailleurs, dans la Figure III.11b, on compare les résultats pour le cas avec enclume. Le résultat numérique est comparé au signal de contrainte publié par (Gonin 1979). On constate que deux impacts ont lieu. Le premier ( $t = 0$  ms) entraîne une onde de compression qui se propage dans la tige. La durée du choc étant très courte le marteau reste muni d'une vitesse rémanente, donc un deuxième impact a lieu ( $t \approx 1$  ms). Celui-ci introduit ainsi une deuxième onde de compression dans le pénétromètre.

De manière générale, pour les deux configurations analysées, on vérifie la bonne correspondance entre les signaux analytiques et numériques obtenus. Les allures des ondes et leurs magnitudes sont bien couplées. On conclut que à l'aide d'un modèle numérique en différences finies simple et peu coûteux en termes de temps de calcul ( $\approx 10$  mn), il est possible d'avoir des résultats qualitativement et quantitativement représentatifs du battage d'un pénétromètre.

- **Simulation et calibration du battage DCLT au Panda 3**

On a simulé le battage DCLT et ajusté les résultats numériques afin d'avoir une onde de contrainte représentative. Pour ce faire, on a calibré le battage DCLT à partir des expériences menées au laboratoire permettant de caractériser l'onde de contrainte engendrée par l'impact en laboratoire.

Comme déjà évoqué, lorsque le marteau heurte la tête de battage, une onde de compression est engendrée dont les caractéristiques (durée, amplitude et forme) dépendent essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques des différents éléments : marteau, tête de battage, train de tige. Ainsi, pour que la sollicitation dynamique simulée dans le modèle numérique soit véritablement représentative de celle observée expérimentalement, il s'avère nécessaire de caractériser l'onde expérimentale et d'ajuster l'onde de compression numérique aux résultats expérimentaux.

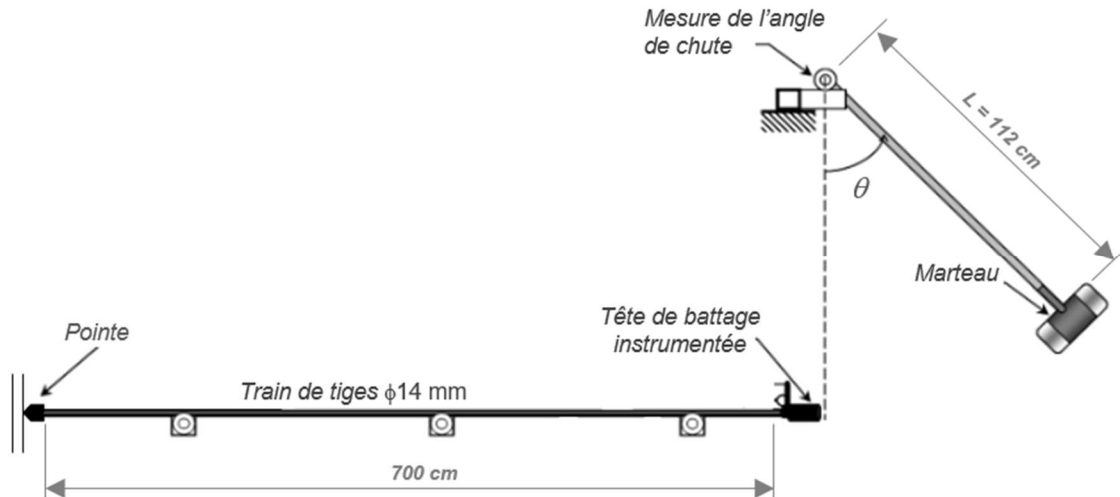


Figure III.12. Schéma du système mis en place en laboratoire

Pour caractériser l'onde de compression engendrée par le battage DCLT, des essais ont été effectués à l'aide d'un pendule en laboratoire. L'essai consiste à disposer le pénétromètre horizontalement, celui-ci repose sur des roulements à billes, et à effectuer le battage à l'aide d'un pendule de choc. Ce système permet de maintenir l'horizontalité du pénétromètre au cours du battage et de s'affranchir des efforts de frottement le long des tiges. Il permet également de faire varier l'énergie de battage ainsi que la longueur du train de tiges. La disposition horizontale du système n'a aucune influence sur la propagation de l'onde car les forces gravitationnelles ne modifient pas la propagation de l'onde (Fairhurst 1959).

Pour ces essais, afin d'éviter la superposition des ondes incidentes et réfléchiées au sein de la tige, des longueurs de tiges importantes (7 m) ont été employées. Le marteau, attaché au pendule, heurte la tête du pénétromètre. En faisant varier l'angle de chute, on fait varier la vitesse d'impact ( $v_{imp}$ ) et donc l'énergie de battage ( $E_b$ ) et en négligeant les pertes d'énergie on obtient :

$$v_{imp} = \sqrt{2gL(1 - \cos \theta)} \quad \text{Eq. III.10}$$

$$E_b = mgL(1 - \cos \theta) \quad \text{Eq. III.11}$$

Avec  $m$  la masse du marteau,  $g$  l'accélération de la pesanteur,  $L$  est la longueur du pendule et  $\theta$  l'angle de chute. Une série d'impacts a été réalisée en faisant varier l'angle de chute  $\theta$  afin de définir la durée de l'onde et les contraintes maximales associées aux différentes intensités d'impact. Pour chaque valeur de  $\theta$ , au moins 20 impacts sont enregistrés. On calcule ainsi : l'énergie de battage  $E_b$  moyenne, la contrainte pic moyenne et la vitesse de l'impact  $v_{imp}$  (Figure III.13a).



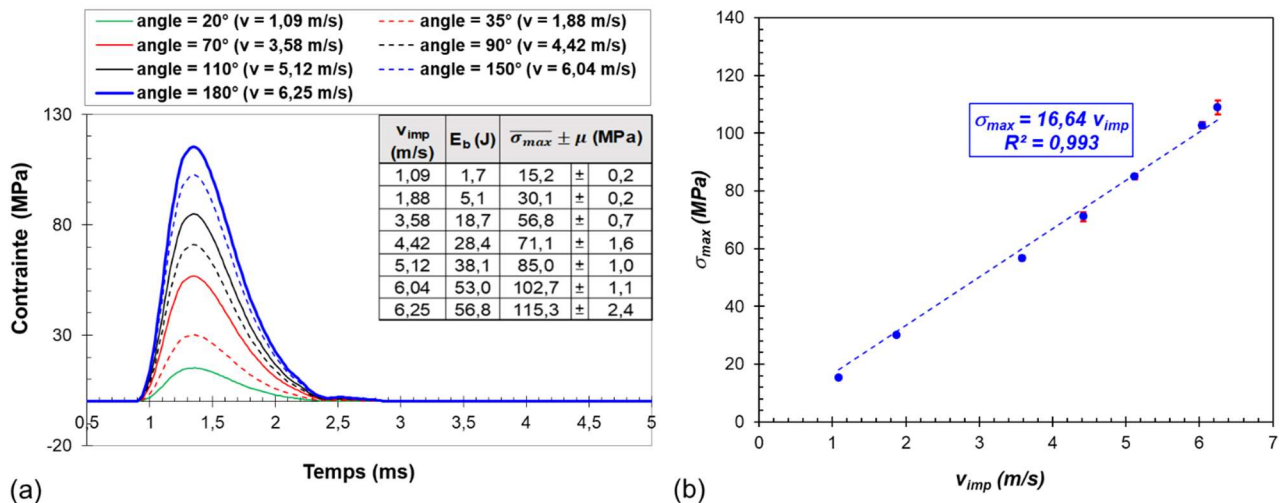


Figure III.13. Résultats expérimentaux des essais au pendule : (a) signaux de force mesurés pour différentes vitesses d'impact et (b) Synthèse des résultats : relation entre la contrainte au pic et la vitesse d'impact

Afin de simuler l'essai dans le modèle numérique, on retient une géométrie simplifiée où les éléments composants le pénétromètre, à l'exception de la pointe conique, sont modélisés par des éléments cylindriques. La géométrie réelle du pénétromètre et celle adoptée dans le modèle sont présentées dans la Figure III.14.

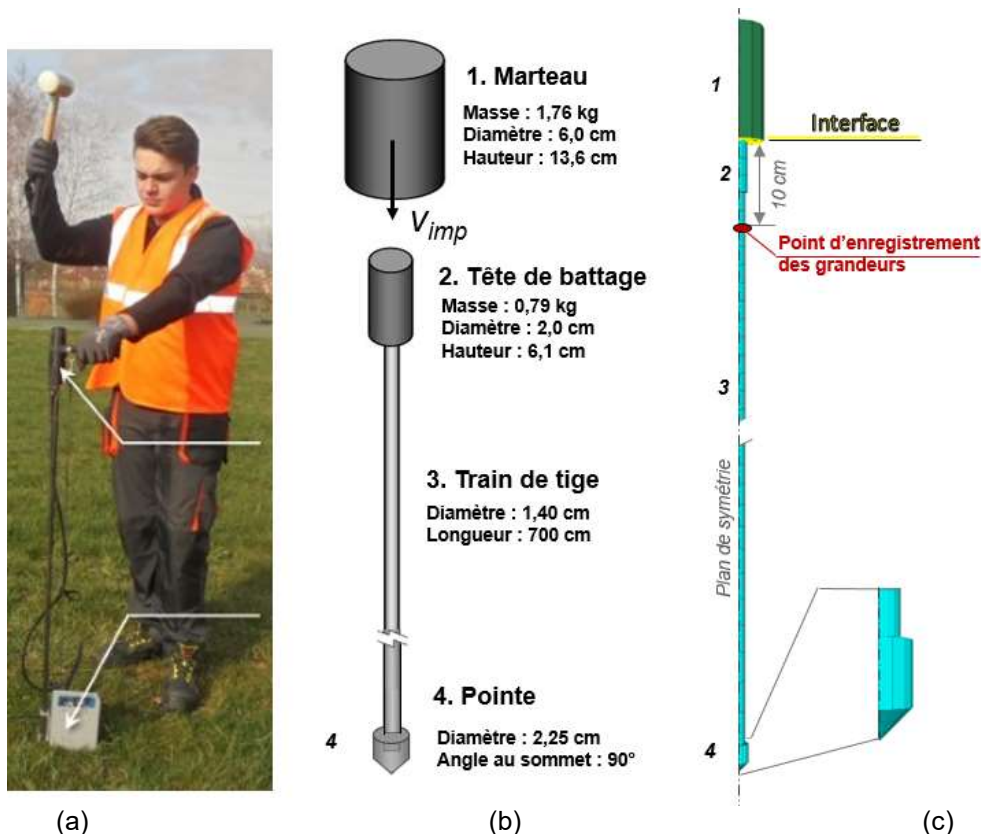


Figure III.14. (a) Photo de l'exécution de l'essai montrant le pénétromètre, (b) schéma de la géométrie simplifiée considérée et (c) géométrie adoptée dans le modèle

Tous les éléments composant le pénétromètre sont modélisés comme des corps homogènes élastiques. Pour les éléments en acier (pointe, train de tige et tête) les caractéristiques adoptées sont celles présentées dans de Tableau III.2. Quant au marteau, celui-ci est composé de deux embouts

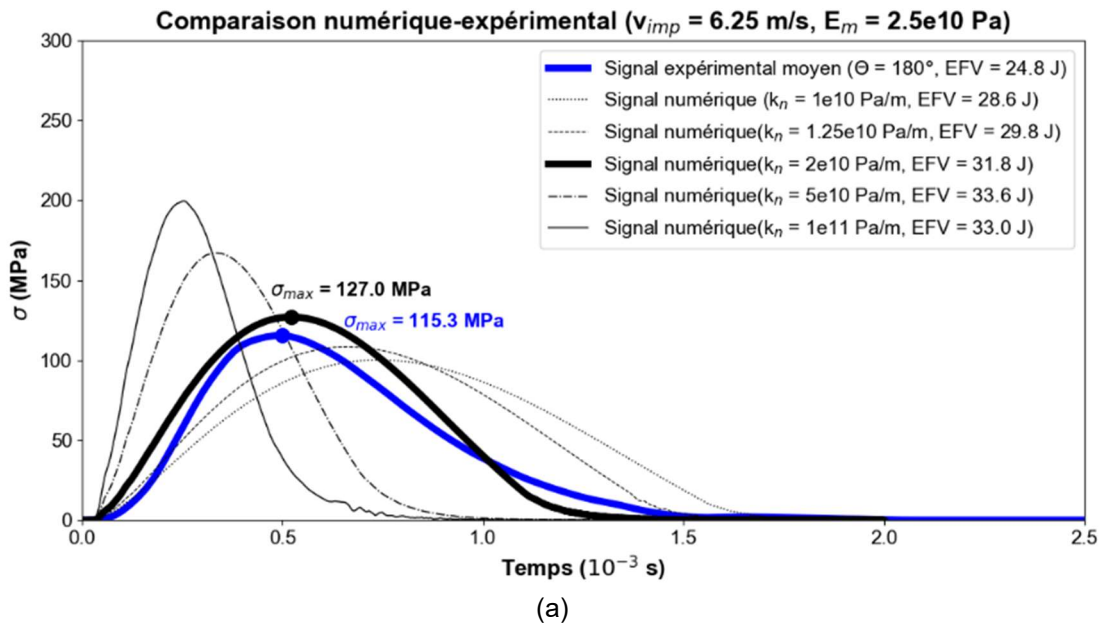
en polystyrène à haut densité (HDPE) et d'une cavité cylindrique de paroi en acier de 2 mm remplie de limaille de fer. Afin de simplifier l'analyse, le marteau est modélisé comme un cylindre homogène élastique de 6 cm de diamètre et 13,6 cm de hauteur. Le module d'Young équivalent qui est attribué au marteau ( $E_m$ ) est déduit à partir de sa géométrie et des caractéristiques matérielles des composants, à savoir : acier et HDPE. Selon les informations du fabricant, on a adopté des valeurs de module pour le HDPE de 0,5 GPa (Tableau III.3).

Tableau III.3. Définition du module d'élasticité équivalent du marteau ( $E_m$ )

Elément	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)	Module d'élasticité (Pa)
Embout HDPE (x2)	25	60	$5 \times 10^8$
Cavité centrale	86	$D_{ext} = 60 / D_{int} = 56,4$	$2,06 \times 10^{11}$
« Marteau » modélisé	136	60	$2,5 \times 10^{10}$

Dans FLAC, pour simuler l'impact entre deux objets on doit créer une interface. Cette interface est accolée à une ou aux deux faces qui interagissent. Son comportement est caractérisé par des paramètres de rupture ( $\phi$  et  $c$ ) et de déformation (raideur normale  $k_n$  et tangentielle  $k_s$ ). Dans le cadre de ce modèle, en faisant varier la raideur  $k_n$  on peut ajuster la durée de l'onde de contrainte numérique à celle observée expérimentalement ( $\approx 1,5$  ms).

La Figure III.15a présente les signaux de force mesurés dans la tige pour les différentes valeurs de raideur  $k_n$  testées ainsi que le signal de contrainte moyen obtenu expérimentalement pour la même vitesse d'impact (6,25 m/s). On constate qu'une raideur de  $2 \times 10^{10}$  Pa/m pour l'interface permet d'engendrer une onde de contrainte représentative en termes de durée de choc ( $\approx 1,25$  ms) et de contrainte maximale au pic  $\sigma_{max}$ . L'énergie transmise EFV, calculée directement à partir du signal de force et de vitesse, est aussi comparable à la valeur expérimentale (cf. légende de la Figure III.15a).



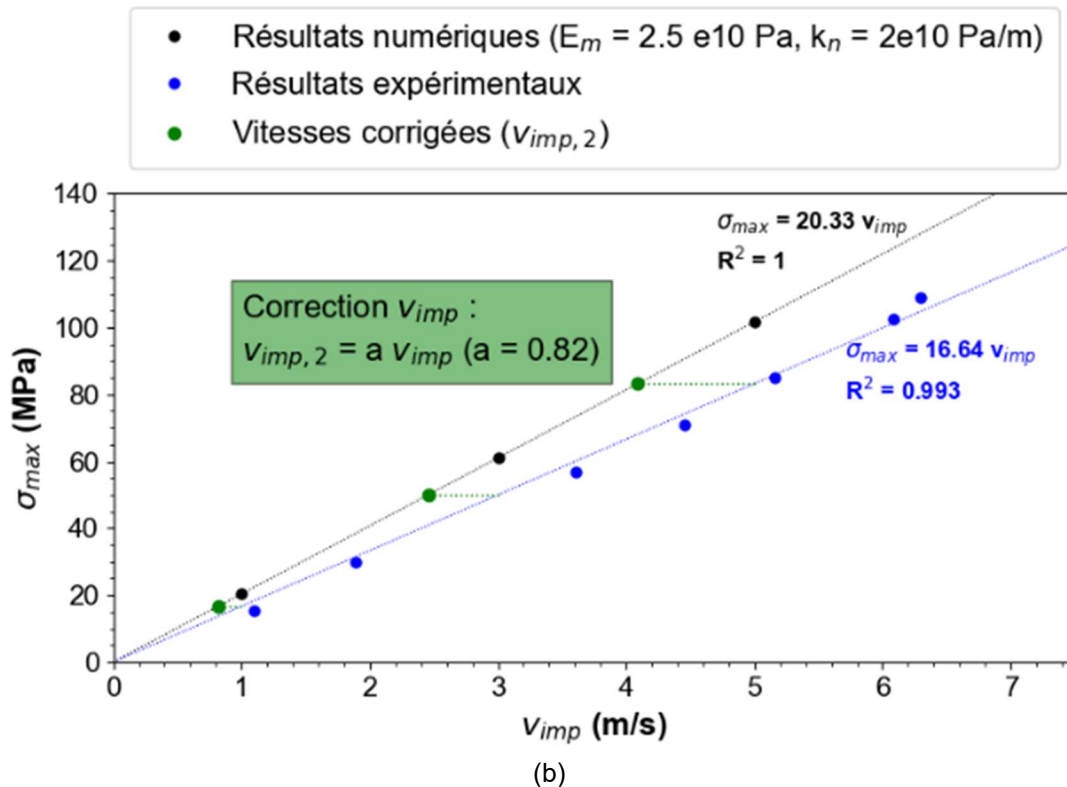


Figure III.15. (a) Signal de contrainte expérimental moyen ( $\theta = 180^\circ$ ) et signaux de contrainte numérique obtenus pour différentes valeurs de raideur d'interface. (b) Relation entre la contrainte maximale  $\sigma_{max}$  et la vitesse d'impact  $v_{imp}$  : résultats numériques et expérimentaux et application du facteur de correction a

Une fois la forme et la magnitude de l'onde vérifiées, on s'intéresse à établir la relation entre  $\sigma_{max}$  et  $v_{imp}$ . On doit s'assurer que la relation entre ces deux grandeurs est comparable à celle obtenue expérimentalement. Ainsi, on a simulé une série d'impacts en faisant varier la vitesse  $v_{imp}$  : 1,0 m/s, 3,0 m/s et 5,0 m/s et puis on trace la relation entre les vitesses appliquées et les contraintes maximales mesurées dans le modèle. Les résultats expérimentaux et numériques montrent qu'une relation linéaire est observée entre ces deux grandeurs. Toutefois, la pente de la droite obtenue expérimentalement est légèrement plus faible que celle obtenue à partir des résultats numériques.

Cette différence peut être expliquée, entre autres, par les pertes énergétiques ayant lieu expérimentalement pendant l'essai qui ne sont pas prises en compte par le modèle numérique. On introduit ainsi un coefficient correcteur qui sera appliquée à la vitesse d'impact expérimentale afin de déduire la vitesse devant être utilisée dans le modèle numérique dans les simulations permettant de rester représentatif de la réalité.

#### III.2.2.4 Validation de la technique de mesure de l'essai DCLT

Tel que présenté dans la section I.3, l'essai DCLT au Panda 3 permet d'obtenir les signaux de forces, de vitesses et de déplacement en pointe pour chaque impact mesuré pendant le battage et de tracer ainsi la courbe DCLT. Or, même si le modèle numérique ici développé permet d'enregistrer directement pendant la simulation du battage la force et le déplacement directement en pointe, pour qu'il soit représentatif de l'essai, il doit intégrer la technique de mesure de l'appareil ; c'est-à-dire : déterminer à partir des enregistrements réalisés en tête du pénétromètre, et par le biais du découplage et reconstruction d'ondes, la force et le déplacement en pointe du pénétromètre.

Auparavant, d'autres travaux appliquant la méthode DEM ont validé la technique de mesure (Escobar et al. 2013; Tran et al. 2017, 2019). Ces modèles numériques ont permis de confirmer la correspondance entre les signaux mesurés en pointe et les signaux estimés à partir des mesures effectuées au niveau de l'enclume de l'appareil. Cette vérification, difficile et coûteuse à mettre en place expérimentalement, illustre bien l'intérêt de la modélisation numérique à l'essai DCLT.

En appliquant une approche similaire à ces travaux, on souhaite ici vérifier si le modèle numérique développé est capable de reproduire la technique de mesure de l'appareil. Pour ce faire, on simule l'essai au sein d'un massif représentant un sol. La géométrie, les conditions aux limites et les conditions initiales sont celles présentées dans la section III.2. Le massif, représentant un sol sec à l'état dense, est modélisé comme un matériau élastoplastique parfait dont les paramètres sont : module d'élasticité  $E$  de 100 MPa, coefficient de Poisson  $\nu$  de 0,33, angle de frottement  $\phi$  de  $35^\circ$  et angle de dilatance de  $5^\circ$ .

La sollicitation dynamique est réalisée comme décrit dans la section précédente : on reproduit le battage. Pour ce faire, on attribue au marteau qui heurte l'enclume, une vitesse initiale représentative de l'essai (1,75 m/s). Comme dans l'essai DCLT, on enregistre pour les 40 ms suivants le choc les signaux de force, de vitesse et de déplacement dans la tige à proximité de l'enclume (Figure III.14) et à l'interface pointe/sol.

La Figure III.16 présente les signaux de force, vitesse et déplacement mesurés et calculés. Comme on a discuté dans la section I.3, l'impact introduit une onde de compression incidente qui se propage jusqu'à la pointe où celle-ci sera réfléchiée en onde de traction remontant vers l'enclume. La longueur du train de tige étant inférieure à la longueur d'onde, les ondes incidente et réfléchiée se superposent au sein de la tige et dans les enregistrements réalisés. En appliquant les méthodes de découplage et reconstruction des ondes, on obtient les signaux de force incidente ( $F_d$ ) et réfléchiée ( $F_u$ ). Une fois ces ondes découplées, on peut déduire le signal de force de l'onde transmise en pointe. On obtient par la suite le signal de vitesse et de déplacement en pointe qui sont comparés aux signaux mesurés directement en pointe.

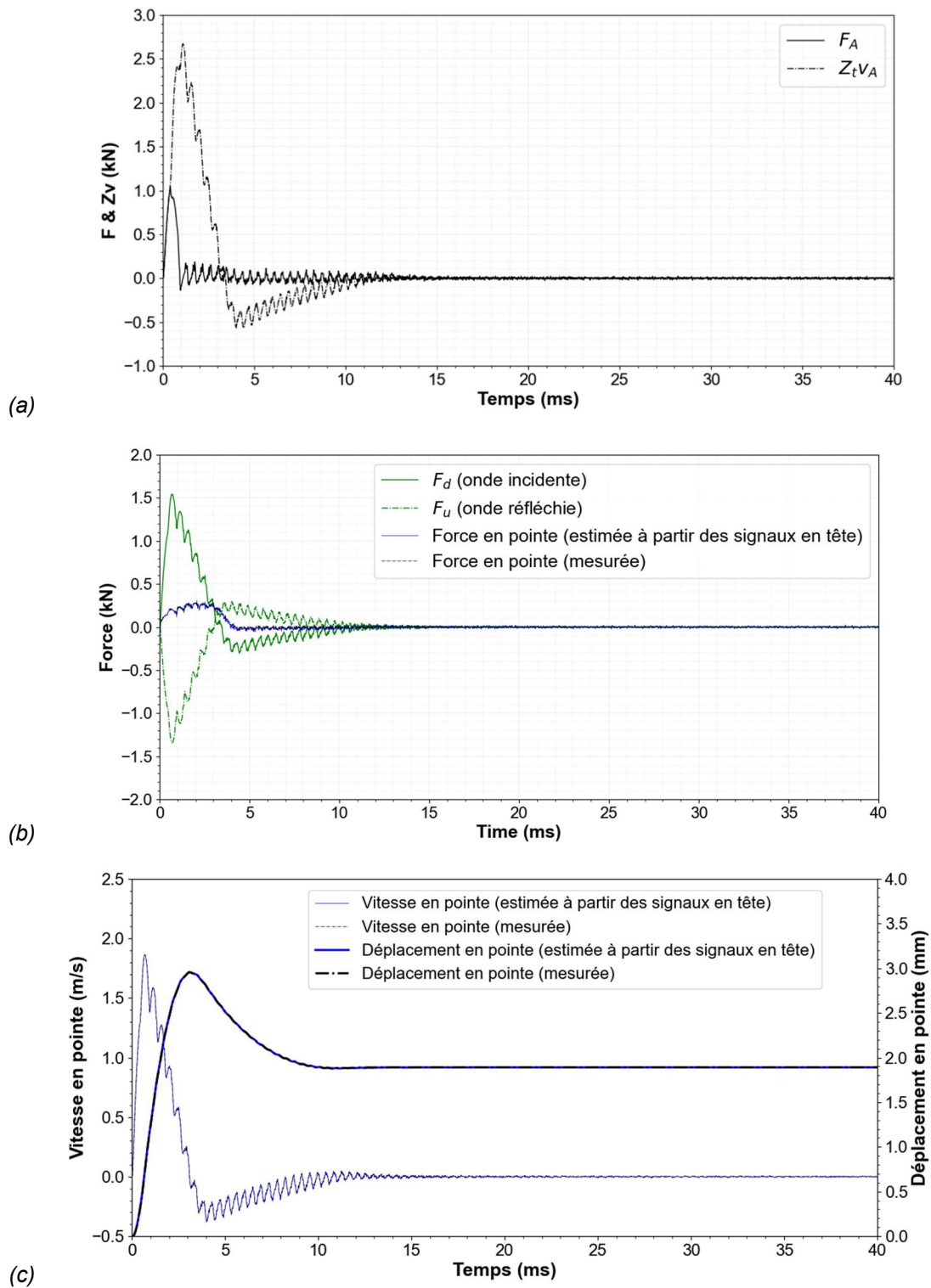


Figure III.16. (a) Signaux mesurés dans la tige : force  $F_A(t)$  et produit de la vitesse et de l'impédance mécanique  $Z_{VA}(t)$ , (b) Signaux de force des ondes incidente  $F_d(t)$ , réfléchie  $F_u(t)$  et transmises en pointe et (c) Signaux de vitesse et de déplacement calculés en pointe

A partir des Figure III.16b et Figure III.16c, on peut remarquer une très bonne correspondance entre les signaux calculés et mesurés. Le résultat de l'essai DCLT est souvent synthétisé au travers de la courbe DCLT. On compare par la suite les courbes DCLT estimés et mesurés en pointe pour l'impact

en question (1,75 m/s) ainsi que pour deux autres impacts supplémentaires ayant été simulés pour différentes vitesses d'impact, à savoir : 3,5 m/s et 7,0 m/s (Figure III.17).

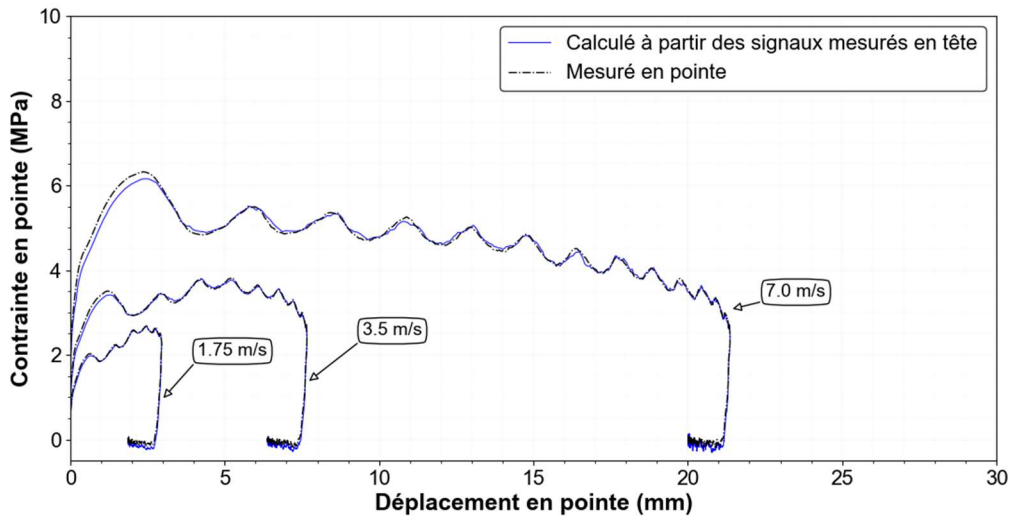


Figure III.17. Courbe DCLT estimées et mesurées pour trois vitesses d'impact (1,75 m/s, 3,5 m/s et 7 m/s)

Au-delà de la bonne correspondance entre les courbes DCLT calculées et mesurées, on constate dans la Figure III.17 que l'allure et les ordres de grandeurs (contraintes et déplacements) obtenus sont comparables aux résultats expérimentaux (Partie II.3). Par ailleurs, ces courbes sont également comparables aux courbes numériques DEM présentées par (Tran et al. 2019) pour des impacts de même intensité (Figure III.4).

Une fois la sollicitation dynamique et la technique de mesure vérifiées, on s'intéresse par la suite à la vérification du comportement du sol.

### III.2.3 Vérification du modèle de comportement du sol

On souhaite simuler les chargements dynamiques et statiques au sein d'un massif représentant les échantillons des sables tels que ceux présentés dans la Partie II. Il s'avère nécessaire de vérifier si le modèle de comportement adopté dans le modèle numérique est capable de reproduire le comportement d'un sable au cours de la pénétration.

En effet, divers travaux numériques se sont intéressés à l'étude et à la modélisation du comportement des sols lors de la pénétration. A l'heure actuelle, la plupart des modèles numériques appliquent des critères de rupture simple : Mohr-Coulomb (MC), Tresca, von Mises et Cam Clay modifié pour les argiles non-drainées et MC et Drucker-Prager pour les sables (Moug et al. 2019).

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé afin de modéliser le comportement des sols pulvérulents (sables), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. Les paramètres de rupture alimentant ce critère sont : la cohésion  $c'$ , l'angle de frottement  $\phi'$  et la dilatance  $\psi$ . En mécanique des sols, la cohésion et l'angle de frottement sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr ( $\sigma'$ ,  $t$ ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial (Mestat and Magnan 1997).

Ce critère de rupture constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondation, stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement. Un exemple d'application pour les sables propres est le travail de (Ahmadi and Golestani Dariani 2017). Celui-ci présente un modèle numérique simulant le comportement du sable de Ticino lors de la pénétration à l'aide du critère Mohr-Coulomb.

Toutefois, il faut préciser qu'un modèle élastoplastique avec un critère Mohr-Coulomb (EPMC) suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement, il est possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture. Un tel modèle n'intègre pas ainsi ce phénomène (Levasseur 2007).

Des modèles de comportement plus complexes tel que le modèle élastoplastique avec écrouissage, appelés aussi *Hardening Soil Model* (HSM), permettent de tenir compte de l'irréversibilité du comportement des sols et de mieux suivre les déformations au cours de la sollicitation. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (*hardened*) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies. Si des modèles plus réalistes existent, ceux-ci sont alimentés par des paramètres qui sont difficiles à déterminer expérimentalement

Dans le cadre de ce travail, on retient un modèle simple : le modèle élastoplastique parfait avec un critère de rupture Mohr-Coulomb. Il s'avère toutefois nécessaire de vérifier si celui-ci est capable de simuler le comportement des sables testés pendant la pénétration dynamique. Pour ce faire, on simule les chargements CLT et on confronte les courbes CLT obtenus numériquement et expérimentalement. Dans cette analyse on se focalise sur le comportement du sable d'Hostun et plus précisément aux courbes CLT obtenues à la profondeur de 40 cm pour les échantillons SH-M1 et SH-M2. Les paramètres alimentant le modèle de comportement sont ceux obtenus à l'appareil triaxial pour des échantillons du sable de Hostun (Partie II.1). Les échantillons reconstitués expérimentalement en chambre d'étalonnage présentent des valeurs faibles de teneur en eau (< 2 %), ainsi dans le modèle numérique, on considère le massif représenté à l'état sec.

La valeur du coefficient de Poisson adoptée est de 0,33, celle-ci étant une valeur typique pour des sols courants (Combarieu 2006). Toutefois, il est important rappeler que ce paramètre est considérablement plus élevé sous chargement dynamique, soit de l'ordre de 0,45 voire plus pour certains matériaux sous condition non-drainée (Bishop and Hight 1977). Dans les simulations présentées ce paramètre considéré constant et égale à 0,33 pour des raisons de simplification.

Pour les sols, l'angle de frottement  $\phi'$  est couramment compris entre 15° et 45°. Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des valeurs entre 25° et 45°, caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau. En supposant que la variation de  $\phi'$  avec le confinement soit négligeable, on a tracé l'évolution de  $\phi'$  en fonction de l'état de densité pour les trois éprouvettes testées à l'appareil triaxial. L'angle de frottement des échantillons est estimé à partir à l'état initial de densité des éprouvettes (Partie II.2). Le module de déformation des éprouvettes est estimé à partir de l'état de densité et de la contrainte initiale (Tableau III.4).

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion,  $0 < c <$  quelques kPa. En effet, pour ce type de matériau, on parle plutôt de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Comme déjà évoqué, malgré la nature non-cohésive des matériaux d'étude, une cohésion apparente petite

(< 11 kPa) et variable selon le confinement appliqué a été obtenue. Dans le modèle numérique on utilise une cohésion presque négligeable et égale à 3 kPa.

L'angle de dilatance  $\psi$  est quant à lui généralement compris entre  $0^\circ$  et  $15^\circ$ . Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés voire zéro. Pour les sables propres, l'angle de dilatance peut être estimé à partir de l'angle de frottement effectif à la rupture et l'angle de frottement à l'état critique  $\phi_{cv}$  (Eq. III.12). Comme discuté dans la section II.1, les valeurs pour l'angle de frottement qu'on trouve dans la littérature varient très peu pour des sables testés ( $\approx 34^\circ$  pour SH). Ainsi dans le modèle numérique, pour les éprouvettes plus denses on détermine l'angle de dilatance à partir de l'Eq. III.12.

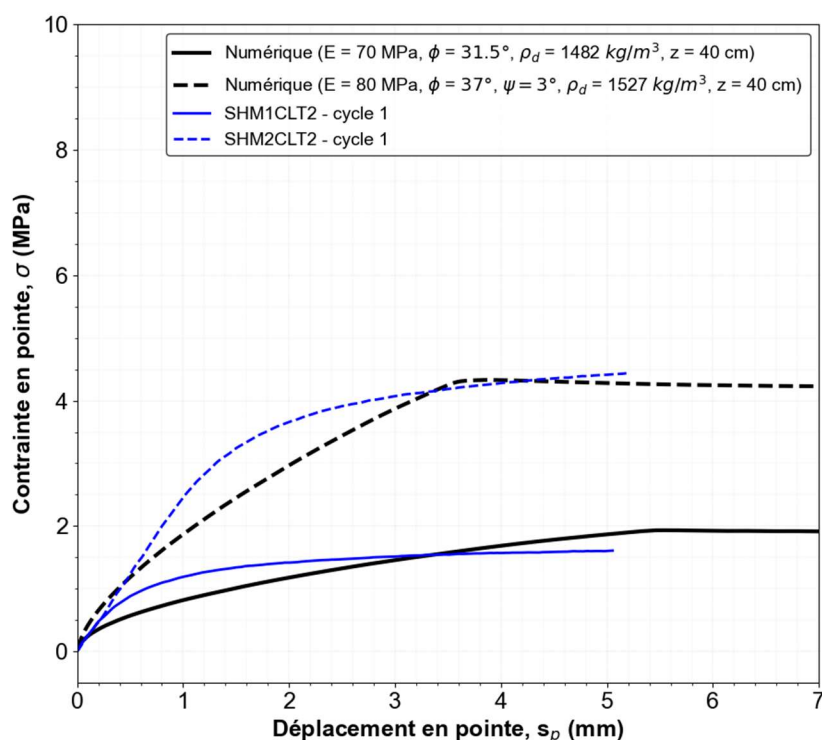
$$\phi = \phi_{cv} + \psi \quad \text{Eq. III.12}$$

Pour l'éprouvette plus lâche on considère le matériau non-dilatant. L'ensemble de paramètres du massif de sol modélisé est résumé dans le Tableau III.4.

Tableau III.4. Paramètres physiques et rhéologiques du massif représentant le sol

Eprouvette	Expérimental						Numérique				
	Profondeur d'essai z (cm)	Masse volumique initiale ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	Teneur en eau, w (%)	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$c'$ (kPa)	E (MPa)	w (%)	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )	$c'$ (kPa)	E (MPa)
SHM1	$\approx 40$	1482	< 2	31,5	< 11	18,2	0	31,5	0	3	70
SHM2	$\approx 40$	1527	< 2	36,9	< 11	24,4	0	38,0	3	3	80

Une fois les paramètres physiques et rhéologiques pour le modèle du sol définis, on simule le chargement CLT à une profondeur de 40 cm. Pendant le chargement on a enregistré le déplacement et la force. Dans la Figure III.18 on présente les courbes CLT numériques obtenues à l'issue d'une simulation. On trace également, les courbes expérimentales obtenus au laboratoire.





*Figure III.18. Comparaison entre les courbes CLT obtenus numériquement et expérimentalement*

Dans la Figure III.18, on constate que les paramètres de rupture introduits dans le modèle et du même ordre de grandeur que ceux mesurés au laboratoire, permettent de simuler correctement l'essai de chargement CLT pour deux échantillons.

Cependant, les valeurs de modules d'élasticité du modèle, permettant d'ajuster les résultats numériques aux courbes expérimentales, doivent être considérablement plus importantes que celles obtenues au triaxial pour une même densité et au même état de contraintes. Il existe ainsi un rapport de 4 entre la mesure et la valeur d'input pour le modèle. Cette différence a été observée par d'autres travaux comparant des courbes numériques et expérimentales de chargement statique d'un pieu (Fakharian et al. 2014; Masouleh and Fakharian 2008; Pinto et al. 2008). En effet, l'essai de pénétration, comme pour l'installation d'un pieu par refoulement du sol, entraîne une densification dans le sol. En pointe, cet effet est similaire à un pré-chargement dans la zone adjacente à la pointe. Toutefois, cet effet est très difficile à quantifier (Lee and Salgado 1999).

Malgré les limitations liées à la méthode appliquée (FDM) et le fait que le modèle ne reproduise pas les mêmes conditions initiales de l'essai (état de densité et de contrainte autour de la pointe), ceci permet de fournir des résultats représentatifs du comportement d'un sable sous ce type d'essai.

### **III.2.4 Bilan**

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes étapes de la mise au point d'un modèle numérique en différences finies permettant de simuler l'essai CLT et DCLT. Le développement d'un modèle numérique simulant l'essai DCLT au sein d'un massif de sol purement frottant est en effet un des objectifs principaux de ce travail de thèse.

Afin d'atteindre cet objectif, le développement de ce modèle a été réalisé par étapes. D'abord, on a défini des aspects liés à la géométrie, maillage, conditions aux limites et initiales en se basant sur les essais de chargement expérimentaux présentés dans la Partie II. Ces aspects visent à simuler, dans les limites imposées par la méthode utilisée (FDM), les conditions de chargements réalisés en chambre d'étalonnage avec des sables propres (Partie II).

Ensuite, comme on a fait le choix de simuler le battage, une étape importante consistait à vérifier le transfert et la propagation d'ondes dans les tiges lors du battage. Ainsi, on a simulé d'abord un cas simple, celui du battage SPT, et par la suite le battage DCLT. Le battage SPT a été vérifié à l'aide des modèles analytiques publiés dans la littérature tandis que le battage DCLT a été ajusté à l'aide des résultats expérimentaux obtenus au laboratoire.

Dans un deuxième temps, on s'est intéressé à la simulation du battage DCLT et à la reproduction de la technique de mesure de l'essai. Il était donc important de vérifier dans le modèle numérique la correspondance entre les signaux de force, vitesse et déplacement mesurés en tête du pénétromètre et ceux estimés en pointe à partir de la technique appliquée à l'essai DCLT.

La dernière étape du développement du modèle consistait à vérifier le modèle de comportement adopté pour le sol. Pour cette vérification, on s'est basé sur les résultats obtenus expérimentalement pour le sable d'Hostun et présentés dans la Partie II. En appliquant un modèle de comportement

élastoplastique parfait avec un critère de rupture Mohr-Coulomb, on a simulé l'essai CLT. Ces courbes numériques ont été par la suite confrontées aux courbes expérimentales. Dans les limites imposées par la méthode numérique utilisée, on a pu avoir des courbes CLT représentatives pour ce sable sous ce type de chargement.

### III.3 Résultats de la modélisation numérique

A l'aide du modèle numérique développé dans le chapitre précédent, on souhaite vérifier les méthodes appliquées afin de déterminer les paramètres alimentant le modèle d'interaction.

#### III.3.1 Résistance ultime : vérification numérique de la méthode UPM

L'étude expérimentale menée en laboratoire dans la Partie II a permis de définir la méthode la plus adaptée pour l'obtention de la résistance ultime (méthode UPM, (Middendorp et al. 1992)) à partir de la courbe expérimentale.

Dans l'étude expérimentale, certains aspects comme la non-homogénéité de l'échantillon ou des possibles erreurs liées à l'exécution de l'essai complexifient les comparatifs. La simulation des essais permet ainsi de s'affranchir de ces facteurs. On propose de vérifier la pertinence de la méthode UPM à l'aide du modèle numérique. On simule l'essai DCLT pour des vitesses d'impact qui varient entre 0,75 m/s et 7 m/s, à savoir 0,75 m/s, 1,75 m/s, 3,50 m/s, 7,00 m/s, (cf. légende de la Figure III.19). Par la suite on compare les valeurs de résistance  $q_{CLT}$  et  $q_{DCLT}$  obtenues à partir de la méthode UPM.

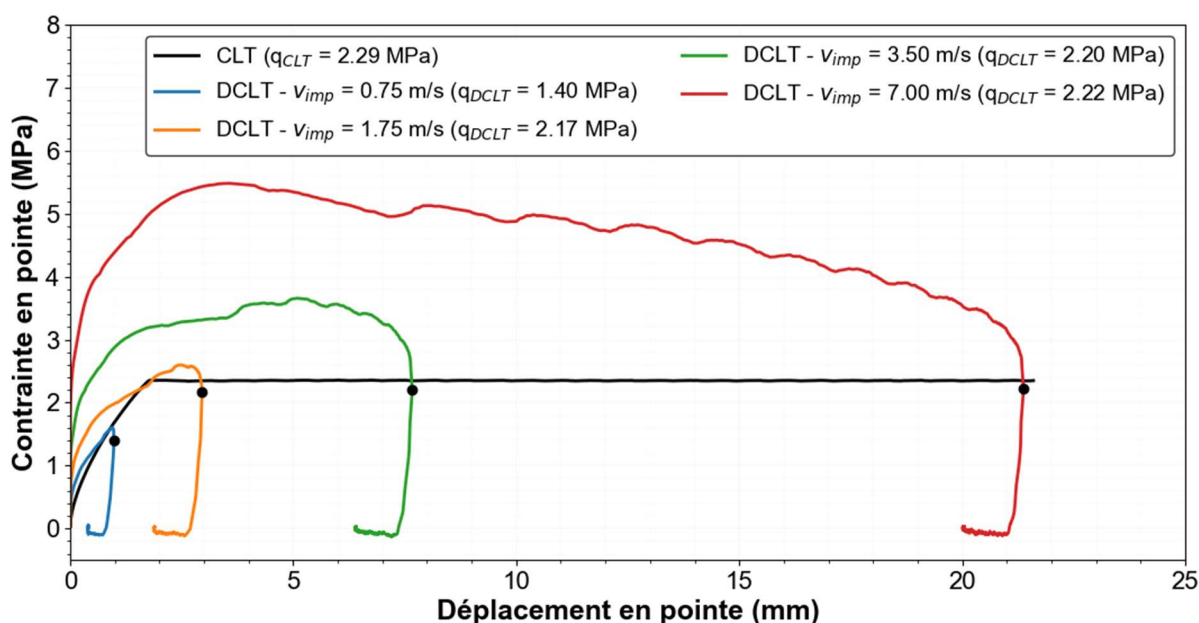


Figure III.19. Courbe CLT et courbes DCLT pour différentes vitesses d'impact

On présente dans la Figure III.19, les courbes DCLT obtenues dans un même massif de sol pour les différentes vitesses d'impact simulées. On superpose également la courbe de l'essai CLT simulé et obtenue pour le même massif de sol modélisé. Les valeurs de résistance déduites à partir des différentes courbes sont présentées dans la légende. La courbe CLT présente un palier de rupture bien défini avec une valeur de 2,29 MPa, alors que l'évolution de la contrainte des courbes DCLT dépend de la vitesse d'impact. Toutefois, l'exploitation des courbes DCLT à l'aide de la méthode UPM permet d'obtenir des valeurs de résistance comparables à celle issue de la courbe CLT, pour des plages de vitesses d'impact assez large (0,75 à 7 m/s). Par ailleurs, on observe que pour des

enfoncements plastiques supérieurs à environ 2 mm (courbe orange,  $v_{imp} = 1,75$  m/s), la résistance  $q_{DCLT}$  varient peu ( $< 3\%$ ). Ces constatations sont en accord avec les résultats expérimentaux présentés dans la section II.2 et permettent de les compléter pour une plage plus grande en termes de vitesse d'impact.

### III.3.2 Analyse inverse des courbes DCLT : vérification numérique de l'obtention du module

Dans la section I.3, on a présenté des modèles d'interaction sol-pointe appliqués dans le domaine de battage des pieux. Comme on a vu, ceux-ci cherchent à modéliser la réaction du sol en pointe en l'exprimant en fonction des grandeurs cinématiques (vitesse, déplacement, accélération) et des paramètres caractérisant le sol. A l'exception du modèle de Smith, tous les modèles d'interaction présentés ainsi que la plupart des modèles présentés dans la littérature, se sont basés sur le coefficient proposé par la solution de Lysmer ( $K_{b,Lys}$ ). Ce coefficient exprimant le déplacement en pointe en fonction des paramètres de déformabilité du sol ( $\nu$ ,  $G$ ). La solution de Lysmer pour le problème d'une semelle rigide sur un milieu élastique semi-infini et chargée axialement (Figure III.20a) est par la suite appliquée aux cas des pieux.

Afin d'adapter la solution de Lysmer à cette nouvelle configuration (Figure III.20b), différents travaux ont étudié l'effet de la profondeur sur le coefficient  $K_{b,Lys}$ . Parmi ces travaux, (Loukidis et al. 2008) ont fourni une analyse assez complète. Ils proposent de corriger l'effet d'augmentation de la raideur  $K_{b,Lys}$  en profondeur à l'aide des coefficients d'encastrement, en statique  $D_f$  ou en dynamique  $D_{f,dyn}$ , et déduire ainsi la raideur  $K_{max}$  (Eq. III.16).

$$K_{b,Lys} = \frac{4GR}{1-\nu} \quad \text{Eq. III.13}$$

$$K_{max} = \frac{4GR}{1-\nu} D_{f,dyn} \quad \text{Eq. III.14}$$

Le coefficient  $D_{f,dyn}$  est calculé à partir de la profondeur d'essai  $z$ , du diamètre de la pointe  $D$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  (Eq. III.15).

$$D_{f,dyn} = \left\{ (1,27 - 0,12) - (0,27 - 0,12 \ln \nu) \exp \left[ -0,83 \left( \frac{z}{D} \right)^{0,826} \right] \right\}^{1,7} \quad \text{Eq. III.15}$$

On souhaite ainsi de vérifier s'il est possible de remonter au module élastique du sol à partir de l'essai DCLT tout en appliquant la relation proposée par (Lysmer 1965) et corrigée par (Loukidis et al. 2008). Ceci pour un milieu homogène, isotrope et parfaitement élastique. De même, on reproduit la géométrie du pénétromètre et les conditions aux limites de celui-ci afin qu'il soit comparable à l'essai DCLT réalisé à une profondeur  $z$  (Figure III.20c). Ceci devrait permettre de vérifier si la solution, développée pour une semelle circulaire rigide dans un milieu semi-infini, s'avère bien adaptée à l'essai DCLT. Par ailleurs, on vérifie si le coefficient introduit par (Loukidis et al. 2008) pour les applications aux pieux est valable pour cet essai. La Figure III.20 compare les trois configurations décrites : la configuration supposée originalement par (Lysmer 1965), le cas des pieux utilisant les paramètres de Lysmer avec un coefficient d'encastrement et le cas de l'essai DCLT.

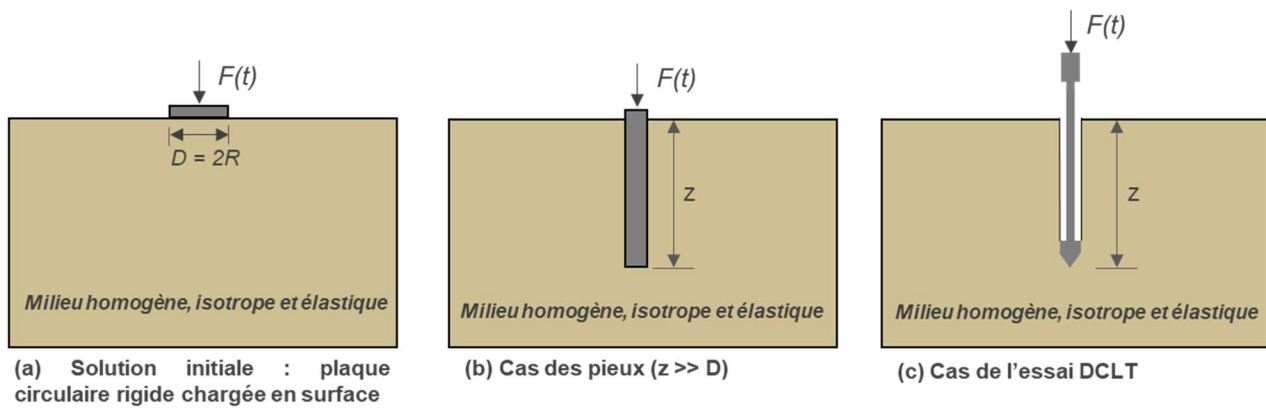


Figure III.20. Schéma comparant les différents cas : (a) conditions de la solution initiale proposée par (Lysmer 1965), (b) cas du pieu appliqué à l'aide du coefficient d'encastrement et (c) cas de l'essai DCLT

On simule ainsi l'essai au sein d'un massif homogène parfaitement élastique. Les paramètres physiques et rhéologiques du milieu testé sont indiqués dans le titre de la Figure III.21, à l'exception du module d'élasticité ( $E$ ) qu'on a fait varier. On a testé sept valeurs de module d'élasticité, ceux-ci compris entre 10 MPa et 400 MPa, afin de couvrir l'intervalle de la plupart des valeurs pour les sols.

Pour chacune de ces valeurs de module adopté, la simulation est réalisée de la même façon. On simule l'essai à la demi-hauteur du massif. Pour ce faire, une vitesse d'impact représentative de l'essai, à savoir 3 m/s, est appliquée au cylindre représentant le marteau. On enregistre les forces et les vitesses dans la tige, à la proximité de la tête et en pointe. On obtient, pour les différentes valeurs de module, les courbes DCLT mesurées et estimées par découplage des ondes qui sont par la suite exploitées.

Pour obtenir le module d'élasticité à partir de la courbe DCLT, on calcule les pentes en phase de décharge : (a) entre le point où la vitesse en pointe devienne nulle et le point où la contrainte est la moitié de la valeur de celle du premier point ( $E_{un,50}^{DCLT}$ ) et (b) entre le point où la vitesse en pointe devienne nulle et la contrainte minimale ( $E_{un}^{DCLT}$ ). A partir de ces pentes, on détermine les modules de cisaillement  $G$  par le biais de la raideur ( $K_{b,Lys}$ ) et du coefficient de Poisson  $\nu$  (Eq. III.13). Le massif simulé étant parfaitement élastique, le module d'élasticité  $E$  peut être obtenu directement à partir de  $G$  et de  $\nu$  (Eq. III.16). Le coefficient de Poisson est constant et égal à 0,33 pour toutes les simulations.

$$E = 2G(1 + \nu)$$

Eq. III.16

L'essai DCLT est simulé à la profondeur  $z$  bien supérieure au diamètre  $D$  de la pointe ( $z \gg D$ ), comme le cas d'une fondation profonde, on doit corriger l'augmentation de  $K_{b,Lys}$  dû à la profondeur. Pour ce faire, on applique le coefficient  $D_{f,dyn}$  proposé par (Eq. III.15) qui vaut 1,77 pour le cas analysé ( $\nu = 0,33$ ,  $z = 0,40$  m,  $D = 0,0225$  m). La Figure III.21 présente les courbes DCLT numériques pour les différentes valeurs de module du massif  $E$  ainsi que les modules  $E_{un}^{DCLT}$  et  $E_{un,50}^{DCLT}$  obtenus à partir des courbes DCLT simulées. Les résultats sont présentés dans le Tableau III.5.

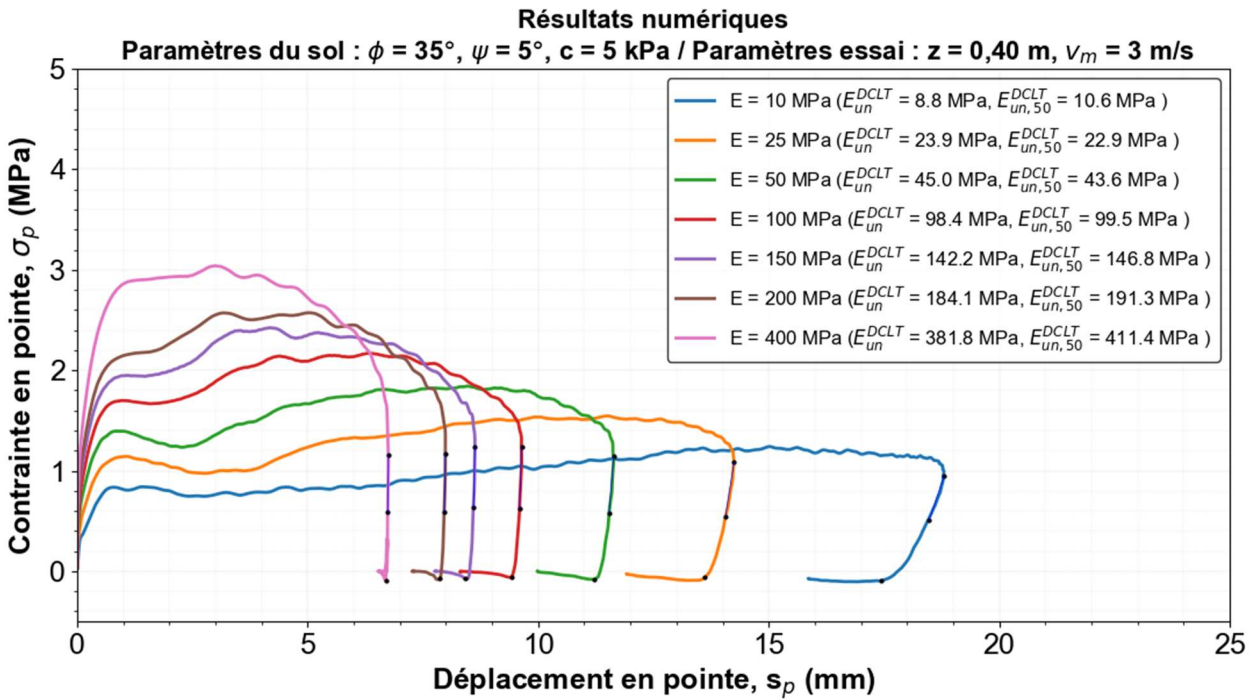


Figure III.21. Courbes DCLT numériques obtenues en faisant varier le module d'élasticité du massif et les valeurs de modules obtenus à partir de courbes DCLT

La Figure III.22 rassemble la totalité des résultats obtenus. Elle compare les valeurs de  $E_{un}^{DCLT}$  et  $E_{un,50}^{DCLT}$  obtenues en appliquant la raideur de Lysmer et le coefficient d'encastrement  $D_{f,dyn}$  aux modules d'élasticité des milieux testés. On constate une bonne correspondance entre les valeurs de module d'élasticité du massif et ceux obtenues à partir de la courbe DCLT.

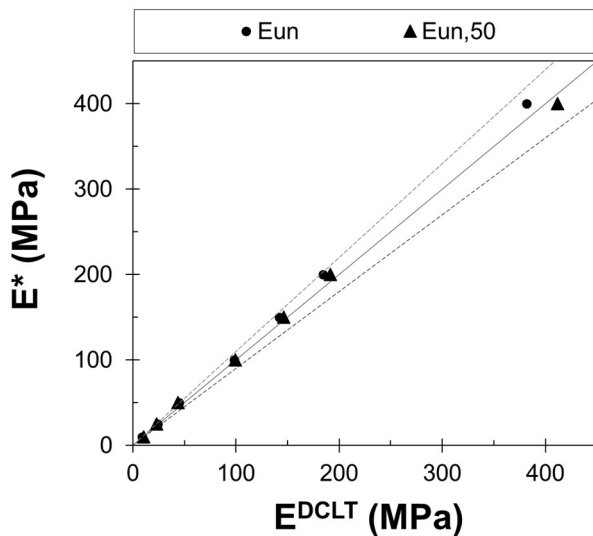


Tableau III.5. Synthèse des résultats numériques : comparaison entre le module du massif  $E$  et des modules obtenus à partir des courbes DCLT

$E$ (MPa)	$E_{un,50}^{DCLT}$ (MPa)	$E_{un}^{DCLT}$ (MPa)
10	10,6	8,8
25	22,9	23,9
50	43,6	45,0
100	99,5	98,4
150	146,0	141,8
200	191,3	184,1
400	411,4	381,8

Figure III.22. Synthèse des résultats numériques : comparaison entre le module du massif et  $E^{DCLT}$

Les résultats permettent de conclure que la solution proposée par Lysmer associée au coefficient d'encastrement  $D_{f,dyn}$  permet d'avoir une bonne correspondance entre les modules du massif testé et les modules obtenus à partir des courbes DCLT. Cela permet de montrer pour le cas d'un milieu

homogène isotrope parfaitement élastique qu'il serait possible de déterminer le module d'élasticité à partir de la courbe DCLT.

### III.3.3 Analyse inverse des courbes DCLT : vérification numérique de la méthode d'obtention de la vitesse d'ondes

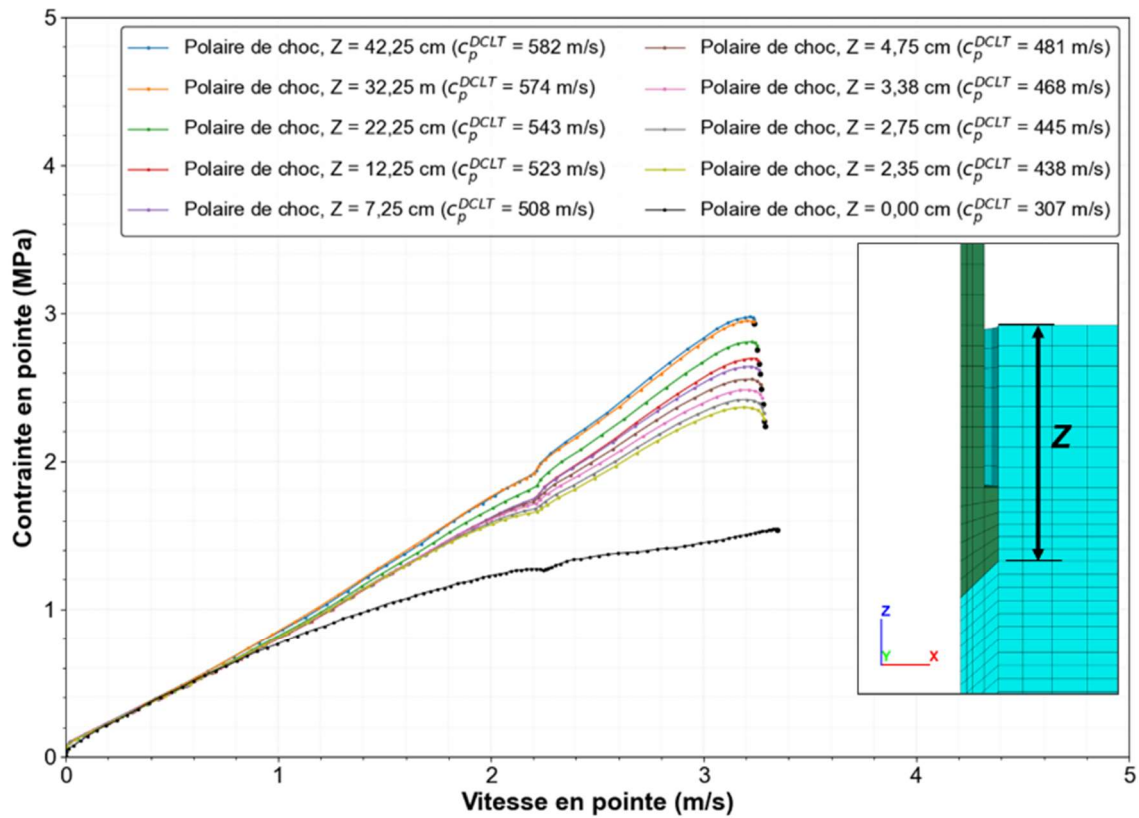
On a vu qu'en appliquant les mêmes principes que pour les essais de choc, il est possible de déterminer une vitesse d'ondes du sol à partir de l'exploitation des signaux de force et de vitesse obtenus à l'essai DCLT.

Toutefois, si dans les essais de choc les conditions aux limites sont approximativement oedométriques et les échantillons sont assez petits, dans le cas de l'essai DCLT, la géométrie et les conditions aux limites sont plus complexes. Par ailleurs, si l'effet de la profondeur sur les raideurs des courbes de chargement est largement connu (Gazetas et al. 1985; Loukidis et al. 2019; Novak and Beredugo 1972), on trouve moins d'informations sur l'effet de l'augmentation de la contrainte dans les polaires de choc.

Ainsi, on souhaite évaluer si la vitesse d'ondes obtenue est influencée par la profondeur de l'essai. A la différence des résultats expérimentaux où d'autres facteurs (e.g. non-homogénéité de l'échantillon, densification autour de la pointe, non-linéarité du comportement du sol) rendent cette analyse difficile, le modèle numérique permet d'analyser l'effet de l'encastrement de manière isolée. Ainsi, on simule l'essai DCLT dans un massif homogène élastoplastique parfait à différentes profondeurs  $z$ . Les caractéristiques du massif sont celles décrites dans la section précédente, à savoir :  $\rho_d = 1575 \text{ kg/m}^3$ ,  $c' = 3 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 35^\circ$  et  $\psi = 5^\circ$ ,  $E = 150 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,33$ ,  $c_p = 309 \text{ m/s}$ . Pour l'ensemble des simulations, le battage est effectué en appliquant une vitesse d'impact de  $3 \text{ m/s}$ .

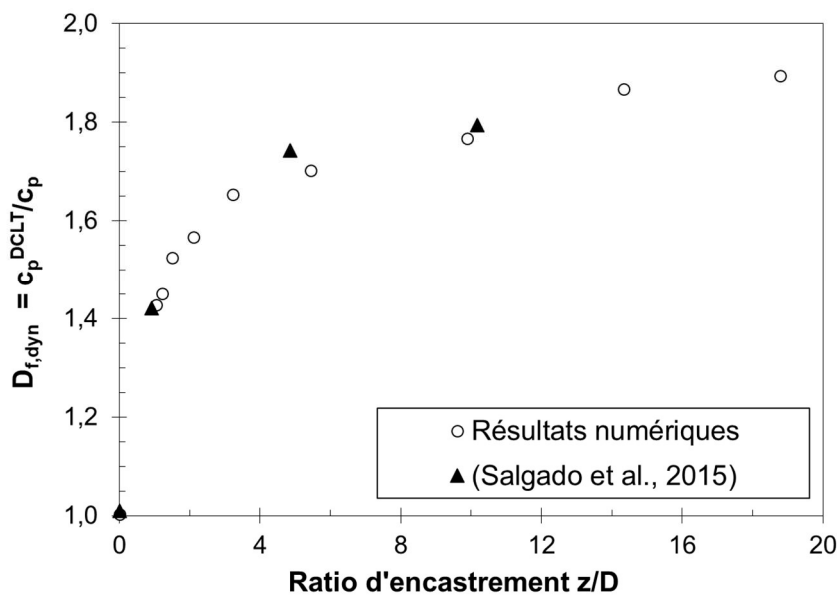
Les polaires de choc numériques obtenues aux différentes profondeurs sont présentées dans la Figure III.23a. A partir des polaires de choc, en appliquant la méthode décrite dans Partie I.3, on obtient les vitesses d'ondes  $c_p^{\text{DCLT}}$ . Si pour la simulation en surface ( $z = 0$ ),  $c_p^{\text{DCLT}}$  calculée est assez proche de  $c_p$  du massif ( $< 0,1\%$ ), celle-ci augmente progressivement avec la profondeur et atteint un rapport de l'ordre de 1,80 avec  $c_p$ .

Comme montré dans la Partie I.3,  $c_p^{\text{DCLT}}$  est calculée à partir de l'impédance mécanique du sol  $Z$ . Comme pour le cas des raideurs des courbes DCLT, ce paramètre est influencé par l'augmentation de la contrainte en profondeur, ce qui se traduit par une augmentation de l'impédance et donc de la valeur de vitesse d'ondes déduite. Le rapport entre ces deux valeurs de vitesse,  $c_p^{\text{DCLT}}$  et  $c_p$ , peut donc être interprété comme le facteur de correction d'encastrement  $D_{f,\text{dyn}}$ . En effet, comme observé dans la Figure III.23b, l'évolution du rapport entre  $c_p^{\text{DCLT}}/c_p$  en fonction de la profondeur d'essai présente une très bonne correspondance avec les valeurs trouvées dans la littérature pour les raideurs obtenues à partir de courbes de chargement en pointe (Loukidis et al. 2019; Salgado et al. 2015) ou d'autres travaux réalisés au tour de l'effet de l'encastrement sur la raideur (Burland 1970a; Gazetas et al. 1985; Pells and Turner 1978).



(a)

<b>z (cm)</b>	42,25	32,25	22,25	12,25	7,25	4,75	3,38	2,75	2,35	0,00
<b>z/D</b>	18,78	14,33	9,89	5,44	3,22	2,11	1,50	1,22	1,04	0,00
<b><math>c_p^{DCLT}</math> (m/s)</b>	582	574	543	523	508	481	468	445	438	307
<b><math>D_{f,dyn} = c_p^{DCLT}/c_p</math></b>	1,88	1,86	1,76	1,69	1,64	1,56	1,51	1,44	1,42	0,99



(b)

Figure III.23. (a) Polaires de choc pour différentes profondeurs d'essai  $Z$  et (b) évolution de l'effet de l'encastrement dans les résultats de la vitesse d'ondes

Au-delà de montrer l'effet non-négligeable de la profondeur sur la valeur de  $c_p^{DCLT}$ , ces résultats suggèrent que le facteur de correction ( $D_{f,dyn}$ ) normalement appliqué aux raideurs des courbes de chargement en profondeur, paraît bien adapté à la méthode d'obtention de  $c_p^{DCLT}$  à partir des polaires



de choc. Cette constatation appliquée aux comparatifs expérimentaux présentés dans la Partie II.2 permet d'expliquer en partie la différence entre les valeurs  $c_p^{DCLT}$  et  $c_p$  pour les sables étudiés.

### III.3.4 Bilan

Le modèle numérique développé dans ce travail a été appliqué de façon complémentaire à l'étude expérimentale présentée dans la Partie II. Ceci a permis de vérifier et valider les méthodes d'exploitation de l'essai de pénétration proposées afin de remonter aux paramètres de résistance et de déformation du sol ausculté. A l'aide du modèle numérique, des études paramétriques ont été réalisées sur : le mode de sollicitation, le module d'élasticité du massif et la profondeur d'essai.

D'une part ceux-ci ont permis de vérifier que la méthode UPM (Middendorp et al. 1992) permet d'obtenir une bonne correspondance entre les résistance statiques et dynamiques pour des impacts entraînant des enfoncements plastiques supérieures à 2 mm.

On a pu également constater que la solution de Lysmer, originalement proposée pour des plaques chargées en surface, associée à des facteurs de correction appliqués aux raideurs issues d'essais de chargement en profondeur, s'adapte bien à cette technique. Une bonne correspondance entre les modules d'élasticité du massif et ceux obtenus à l'aide des raideurs des courbes DCLT en phase de déchargement a été observée pour l'ensemble des valeurs de module testées (de 10 MPa à 400 MPa).

Enfin, une étude paramétrique concernant l'effet de la profondeur d'essai sur la vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  a été réalisée. Ceci a montré que la vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  augmentait avec la profondeur. Afin d'évaluer cette augmentation, on a calculé le rapport entre la vitesse d'onde du massif ( $c_p$ ) et les valeurs  $c_p^{DCLT}$  obtenues à différentes profondeurs d'essai. Ce ratio augmente avec la profondeur d'essai jusqu'à atteindre un plateau. On a constaté une très bonne correspondance entre l'évolution de ce ratio et le coefficient d'encastrement couramment appliqué aux raideurs de courbes de chargement de fondations profondes (discuté dans la section I.3). Ceci suggère qu'il peut être ainsi appliqué comme un facteur de correction à la méthode d'obtention de  $c_p^{DCLT}$  à partir des polaires de choc. Appliqué aux comparatifs présentés dans la Partie II.2, ce facteur permettrait d'expliquer, en partie, la différence entre les valeurs de  $c_p^{DCLT}$  et les valeurs  $c_p$  publiées dans la littérature.

### III.4 Conclusions

La simulation numérique appliquée à l'essai DCLT constitue une voie importante afin d'améliorer l'exploitation des résultats. C'est pourquoi ce chapitre s'est focalisé sur la mise au point d'un modèle numérique capable de simuler cet essai. En plus d'être une solution peu coûteuse en termes de temps de calcul, celle-ci permet, entre autres, d'analyser l'influence de paramètres rhéologiques dans les signaux mesurés lors de l'essai. Comme c'est le cas pour les modèles numériques utilisant la méthode des différences finies, le sol a été assimilé à un milieu continu dont le comportement est traduit par une loi de comportement propre.

Afin de garantir que le modèle numérique est capable de simuler l'essai DCLT, son développement a été réalisé en différentes étapes. Dans un premier temps, il a fallu vérifier la capacité de la méthode des différences finies à simuler le battage dynamique d'un pénétromètre. Pour cela, on a simulé le battage SPT afin de profiter des travaux et des estimations analytiques publiés dans la littérature permettant de vérifier les résultats numériques. Une très bonne correspondance entre les résultats numériques et les modèles analytiques publiés est obtenue (Fairhurst 1959; Gonin 1979; Schmertmann and Palacios 1979). Par la suite, on a simulé et calibré le battage dynamique de l'essai DCLT de type Panda. Cette étape a été réalisée en modifiant la géométrie du modèle. Elle s'est appuyée sur des essais réalisés en laboratoire à l'aide d'un pendule de battage. Cette calibration a permis de maîtriser l'énergie et l'allure de l'onde de contrainte introduite dans la tige du pénétromètre lors de l'impact. La reproduction de la technique de mesure de l'essai, c'est-à-dire la correspondance entre les signaux de force, vitesse et de déplacement mesurés en pointe et estimés en pointe à partir de mesure en tête, a été réalisée par la suite.

On a vérifié si le modèle de comportement adopté pour le sol et alimenté à l'aide des paramètres issus des essais triaxiaux réalisés au laboratoire permet d'avoir des résultats représentatifs. Pour ce faire, on a comparé les courbes CLT expérimentales et numériques. La vérification du modèle de comportement appliqué au sol a permis d'avoir une correspondance en termes de résistance ultime. Les différences constatées en termes de raideur sont du même ordre que celles observées dans la littérature et sont justifiées par les limitations de la méthode adoptée pour reproduire l'état initial des éprouvettes (état de densité et état de contrainte entraîné par l'installation du pénétromètre). Malgré les limitations exprimées, le modèle numérique ici présenté permet de simuler l'essai DCLT et de fournir des résultats représentatifs de ceux obtenus expérimentalement.

Le modèle numérique a été appliqué pour étudier l'influence du mode de sollicitation et des conditions d'essai sur la réponse obtenue. Cette étude nous a permis de vérifier l'obtention avec un bon calage de la résistance à la rupture du sol à partir de la méthode UPM. Par ailleurs, il a permis de faire l'analyse inverse des paramètres de déformation. A l'aide d'une étude paramétrique du module de déformation du massif, on a pu vérifier que l'application de la solution de (Lysmer 1965) associée à la correction de la raideur proposée par (Loukidis et al. 2008) semble bien adaptée afin d'exploiter la courbe DCLT. En exploitant la courbe DCLT en phase de déchargement, on a montré qu'il est possible d'obtenir avec une bonne approximation les modules d'élasticité du massif de sol modélisé.

En outre, en simulant l'essai DCLT à différentes profondeurs, on a pu constater que le coefficient de correction appliqué aux raideurs des courbes de chargement s'adapte bien à la méthode d'obtention des vitesses  $c_p^{DCLT}$ . En effet, on a observé que le rapport entre  $c_p^{DCLT}$  et  $c_p$  peut être interprété comme

## PARTIE III

le facteur d'encastrement  $D_{f,dyn}$  appliqué aux fondations profondes. Il permet d'expliquer la différence obtenue entre les résultats  $c_p^{DCLT}$  et les valeurs de  $c_p$  publiés dans la littérature pour les sables étudiés. Il permet également d'envisager d'améliorations pour la technique DCLT.

Enfin les travaux numériques réalisés confirment l'intérêt de la modélisation numérique de l'essai DCLT afin d'améliorer son exploitation et de mieux comprendre la réponse du sol sous ce type de sollicitation. Au-delà, la contribution du modèle numérique bâti dans le cadre de cette thèse ouvre de nouvelles perspectives pour d'autres analyses liées à cette technique : l'influence de la forme et du matériau du marteau, déformations entraînées dans le sol lors de la pénétration, effet des conditions aux limites.

# IV PROPOSITION D'UNE METHODOLOGIE D'INTERPRETATION DE L'ESSAI DCLT

---

- IV.1** Présentation de la méthodologie d'interprétation
  - IV.2** Application *in situ*
    - IV.2.1 Présentation du site et de la campagne d'essais
    - IV.2.2 Caractérisation en laboratoire
    - IV.2.3 Synthèse des résultats d'essais *in situ*
    - IV.2.4 Essais de chargement DCLT au Panda 3
  - IV.3** Analyse des résultats
    - IV.3.1 Détermination de la résistance
    - IV.3.2 Estimation de la vitesse d'ondes
    - IV.3.3 Détermination des modules
    - IV.3.4 Courbes DCLT et estimation des courbes statiques *in situ*
  - IV.** Conclusions
- 

L'objectif de ce travail est de proposer une méthodologie d'interprétation de l'essai DCLT permettant de déterminer des paramètres caractérisant le comportement mécanique des sols auscultés. On a vu dans les chapitres précédents que cet essai peut être exploité à l'aide des modèles et de méthodes basées sur différentes approches. L'étude expérimentale menée en laboratoire (Partie II) a permis d'évaluer les méthodes d'obtention de ces paramètres ( $q_{DCLT}$ ,  $c_p^{DCLT}$ ,  $E_{un}$ ) et le modèle d'interaction proposé sur la base des courbes de chargement expérimentales pour des sables de référence. Par ailleurs, ces méthodes d'obtention des paramètres alimentant le modèle ont été objet d'étude numérique afin de confirmer les constatations expérimentales (Partie III).

L'essai DCLT étant un essai de reconnaissance *in situ*, il nous paraît pertinent de vérifier dans quelle mesure la méthodologie d'interprétation proposée s'adapte aux contraintes du terrain, c'est-à-dire dans quelle mesure les paramètres déterminés correspondent aux résultats ou aux estimations issus d'autres techniques.

Pour ce faire, on exploite les résultats d'une campagne d'essais menée sur un site expérimental sableux. Lors de cette campagne, des essais DCLT mais aussi d'autres techniques classiques (pressiomètre, CPT, méthodes sismiques de surface) ont été réalisés.

Dans cette partie, on propose, dans les limites imposées par les résultats disponibles, de comparer les résultats et les estimations issues de ces techniques aux résultats de l'application de la méthodologie proposée. Tout d'abord, on présente la méthodologie d'interprétation proposée puis on présente le site expérimental et la campagne d'essai réalisée dont les résultats seront analysés tout au long de cette partie.

# IV.1 Présentation de la méthodologie d'interprétation

La méthodologie d'interprétation illustrée dans la Figure IV.1 est décrite par la suite.

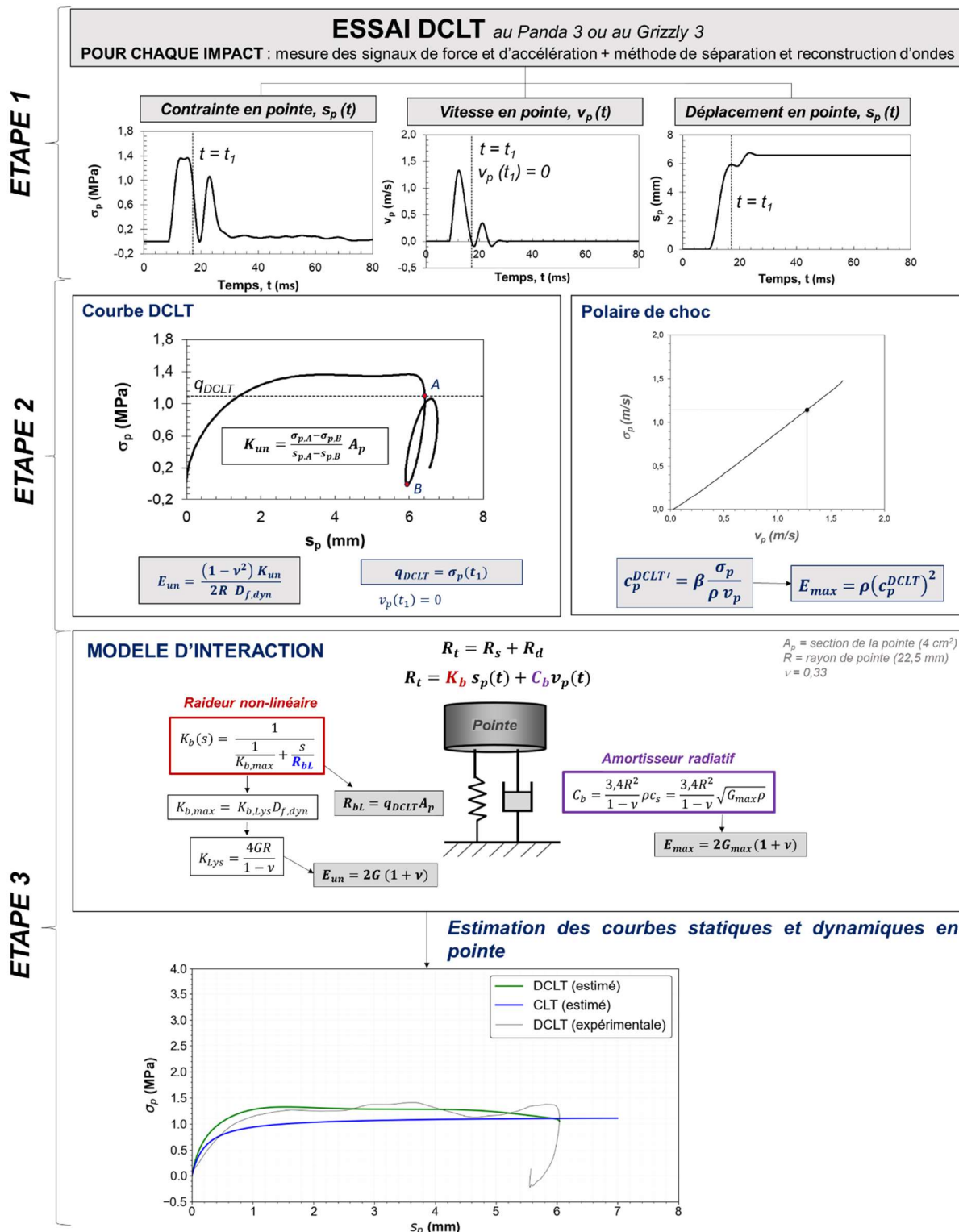


Figure IV.1. Diagramme de la méthodologie d'interprétation proposée

Sur la Figure IV.1 illustrant la méthodologie proposée, on peut distinguer les différentes étapes de son application. D'abord, l'étape 1 : au cours d'un essai DCLT, pour chaque impact, on obtient les signaux de contrainte, vitesse et déplacement en pointe. On peut tracer la courbe de chargement dynamique DCLT et la relation entre la vitesse et la contrainte en pointe (polaire de choc).

La deuxième étape consiste à appliquer les méthodes d'obtention des paramètres alimentant le modèle d'interaction à partir de la courbe DCLT et la polaire de choc. Les paramètres obtenus sont la résistance ultime  $q_{DCLT}$  (par le biais de la méthode UPM), la vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  (permettant d'estimer la valeur de  $E_{max}$ ) et le module sécant en déchargement  $E_{un}$ .

La troisième étape consiste à alimenter le modèle d'interaction à l'aide de paramètres déterminés pour chaque impact et à estimer la réponse statique et dynamique en pointe.

Dans la section qui suit, on présente l'application de cette méthodologie *in situ*.

## IV.2 Application in situ

Dans ce chapitre, on présente l'application de la méthodologie d'interprétation proposée aux résultats DCLT obtenus in-situ sur un site expérimental. Sur ce site, d'autres essais complémentaires ont été effectués, à savoir : CPT, CPTu, pressiomètres, méthode sismique d'ondes de surface MASW.

On présente dans un premier temps le site et l'ensemble des essais effectués. Ensuite, une synthèse d'essais réalisés en laboratoire et *in situ*. Dans un troisième temps, on compare les paramètres obtenus en appliquant la méthodologie d'interprétation proposée aux paramètres obtenus ou estimés par le biais d'autres techniques. Enfin, on présente l'estimation des courbes statiques CLT à l'aide du modèle d'interaction.

### IV.2.1 Présentation du site et de la campagne d'essais

Le site expérimental de Sète est un terrain gagné à la mer, situé au port de Sète (département Hérault, Occitanie) au Sud de la France. La zone a été remblayée avec du sable de dragage compacté sur une hauteur comprise entre 4 et 7 à 8 mètres. Sur ce site, différents essais ont été réalisés, parmi eux :

- 2 forages carottés (FC) descendus entre 8 à 10 m
- 2 essais pressiométrique (SP), couplés à des forages carottés, descendus à 26 m
- 9 essais de pénétration au cône (CPT), descendus entre 4 et 9 m
- 4 essais de pénétration au piézocône (CPTu), descendus entre 9 et 15 m
- 4 profils sismiques de la méthode d'ondes de surface MASW<sup>13</sup>
- 14 sondages Panda descendus à environ 6 m

Au total, onze sondages DCLT ont été réalisés. Ils ont été descendus entre 5 et 6 m de profondeur. Dans la Figure IV.2, on présente l'implantation des sondages sur le site.

En plus des essais effectués sur place, des essais de caractérisation au laboratoire ont été réalisés pour des échantillons prélevés sur site, à savoir : analyse granulométrique, essai Proctor, essais triaxiaux et essais de calibration Panda pour le compactage (Chaigneau 2001), NF P 94-105, (AFNOR 2012)

---

<sup>13</sup> Acronyme anglais de *Multichannel Analysis of Surface Waves*, en français Analyse Multicanaux des Ondes de Surface



Figure IV.2. Campagne expérimentale réalisée sur le site de Sète : (a) localisation du site en France et implantation de sondages, (b) réalisation de l'essai Panda, (c) réalisation d'essai sismique MASW et (d) réalisation d'essai Panda



## IV.2.2 Caractérisation en laboratoire

### IV.2.2.1 Analyse granulométrique, sensibilité à l'eau et densité maximale

Le Tableau IV.1 présente la synthèse des résultats d'essais réalisés en laboratoire dans le cadre de ce travail mais aussi ceux publiés dans d'autres travaux.

Tableau IV.1. Synthèse des résultats obtenus en laboratoire pour le sol du site de Sète

Paramètre	(Reiffsteck et al. 2020)	Ce travail
D <sub>30</sub> (mm)	0,09 à 0,12	0,1
D <sub>60</sub> (mm)	0,14 à 0,17	0,16
D <sub>max</sub> (mm)	1 à 11	1
Pourcentage de fines (%)	12 à 25	20,5
Valeur en bleu (g/100 g)	-	0,1
Indice de plasticité, IP (%)	-	-
Nature du sol	Sable et sable silteux	Sable silteux
Classification GTR	B5	B5
Masse volumique maximale à OPN <sup>14</sup> , $\rho_{\max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	-	1495

D'après les résultats présentés dans Tableau IV.1, le matériau constituant de remblai est classifié comme un sable silteux. La Figure IV.3 présente la courbe granulométrique de ce matériau. L'ensemble des résultats obtenus en laboratoire sont conformes à ceux publiés pour ce site (Reiffsteck et al. 2020).

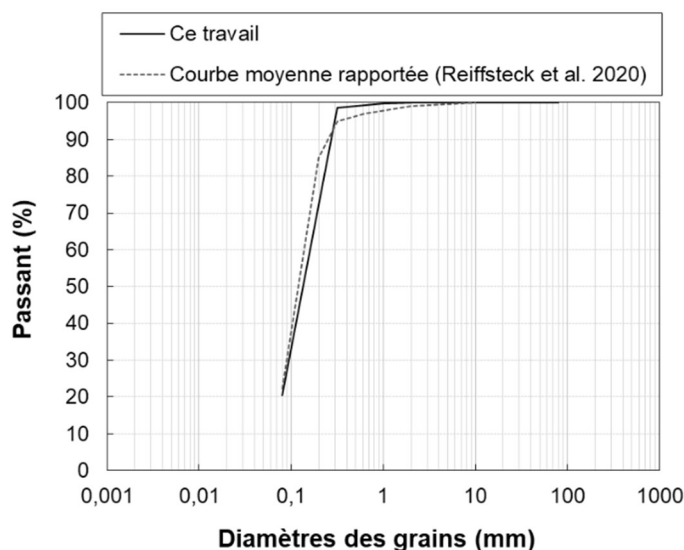


Figure IV.3. Courbe granulométrique du sable de Sète

### IV.2.2.2 Essais de cisaillement à l'appareil triaxial

Des essais triaxiaux consolidés drainés ont été effectués pour les échantillons prélevés. Les éprouvettes ont été reconstituées à différents états de densité et testés en condition saturée à

<sup>14</sup> Optimal Proctor Normal

différentes contraintes de confinement. Dans le Tableau IV.2, on présente les conditions d'essais ainsi que les résultats obtenus. Par ailleurs, il faut remarquer que les essais ont été effectués avec une contrepression initiale de 450 kPa.

Tableau IV.2. Synthèse des résultats triaxiaux réalisés au laboratoire pour le sable de Sète

Conditions					Résultats				
$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	$\sigma'_3$ (kPa)	B value (-)	E <sub>1%</sub> (MPa)	E <sub>5%</sub> (MPa)	E <sub>50</sub> (MPa)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
1168	11,5	2,8	60	0,86	3,9	1,8	2,3	0,8	32,4
		3,0	110	0,82	6,7	3,3	4,2		
		4,5	160	0,82	9,1	4,5	5,4		
1261	12,4	6,0	60	0,80	6,7	3,8	5,6	1,0	36,5
		6,8	110	0,80	9,9	4,8	6,7		
		5,4	160	0,80	12,2	6,4	8,3		
1316	12,9	0,0	60	0,74	7,5	2,9	6,8	2,6	34,0
		0,0	110	0,80	10,9	4,5	8,2		
		0,0	160	0,80	13,4	6,0	9,3		
1411	13,8	0,0	60	0,76	7,8	3,5	6,4	1,0	38,5
		0,0	110	0,86	14,3	6,4	11,6		
		0,0	160	0,74	19,9	9,1	16,0		

A partir du Tableau IV.2, on constate que pour les états de densité testés, l'angle de frottement varie entre 32,4° et 38,5°. En négligeant l'effet du confinement sur ce paramètre, on peut établir une corrélation entre le poids volumique initial normalisé ( $\gamma_d/\gamma_w$ ) et les valeurs d'angle de frottement effectifs (Figure IV.4).

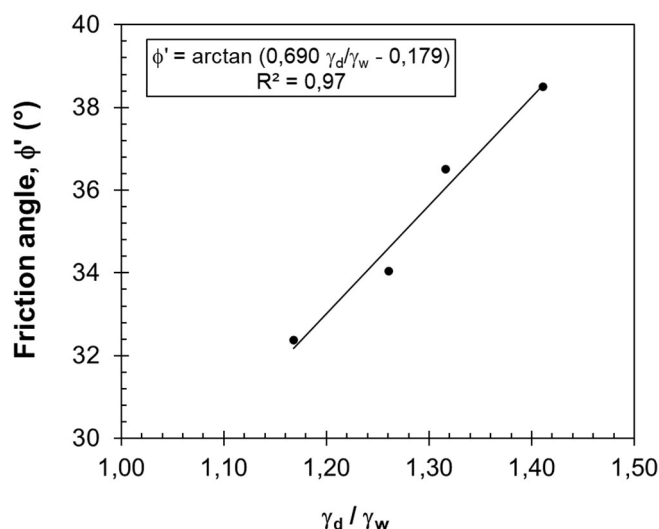


Figure IV.4. Évolution de l'angle de frottement effectif avec le poids volumique normalisée  $\gamma_d/\gamma_w$

Les valeurs de cohésion  $c'$  obtenues sont assez faible, inférieurs à 3 kPa. Par ailleurs, on présente différentes valeurs de module obtenues qui sont également assez faibles et variant entre 2,3 MPa et 16 MPa.

Comme discuté dans la section I.3, l'essai triaxial classique comme l'essai pressiométrique ne fournit pas de valeurs de modules pour des gammes déformations inférieures à  $10^{-3}$ , ainsi les modules à faibles déformations ( $E_{\max}$ ) *in situ* sont normalement estimés à partir des mesures de  $c_p$  ou encore  $c_s$  ( $E_{\max} = \rho c_p^2$ ).

### IV.2.2.3 Essais de calibration Panda – Détermination de la relation $\gamma_d = f(q_d)$

Pour une meilleure détermination du poids volumique de ce sable *in situ*, on a réalisé la calibration du Panda comme recommandé par (NF P 94-105, (AFNOR 2012)). En effet, l'estimation du poids volumique sec  $\gamma_d$  au moyen de la résistance de pointe obtenue au Panda ( $q_d$ ) demande l'établissement de la relation entre  $q_d$  et  $\gamma_d$  pour un matériau en laboratoire. Ceci est effectué par le biais d'essais réalisés en chambre d'étalonnage testant un sol donné à différents états de densité pour différentes teneurs en eau. Cette calibration permet de trouver la relation  $\gamma_d = f(q_d, w)$  pour le sol étudié et d'estimer le poids volumique *in situ* à partir des résultats Panda. Le protocole d'étalonnage est celui défini par (Chaigneau 2001).

Le poids volumique est calculé à partir de la résistance dynamique  $q_d$  selon l'Eq. IV.1. Avec A et B, les coefficients d'ajustement empiriques adimensionnels obtenus grâce à la calibration du matériau en laboratoire. Avec  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau exprimé dans la même unité que  $\gamma_d$  et  $p_{ref}$  la pression atmosphérique exprimée à la même unité que  $q_d$ , pris égal à 100 kPa.

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_w} = A \ln\left(\frac{q_d}{p_{ref}}\right) + B \quad \text{Eq. IV.1}$$

Cinq éprouvettes ont été reconstituées en chambre d'étalonnage au même état hydrique ( $w \approx 6\%$ ). Pour chacune, des essais Panda ont été réalisés. Les valeurs de  $q_d$  obtenues et les poids volumiques des éprouvettes connus, il est possible d'obtenir les coefficients empiriques A et B de l'Eq. IV.1, à savoir 0,062 et 1,176. Dans la Figure IV.5, on présente les valeurs  $\gamma_d$  et de résistance  $q_d$  obtenues pour chaque éprouvette (points noirs) et la relation logarithmique déduite pour ce matériau.

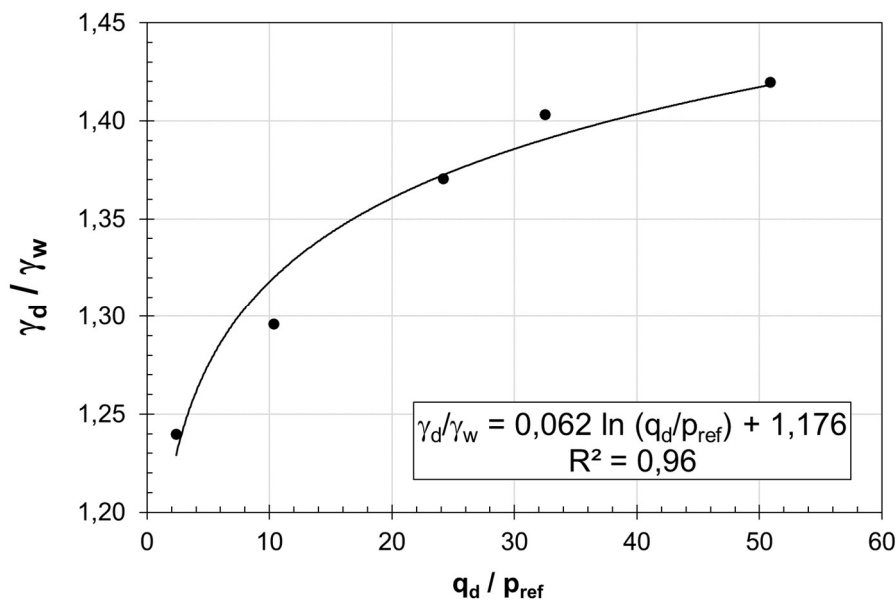


Figure IV.5. Relations entre poids volumique sec et la résistance de pointe  $q_d$  mesurée au Panda

### IV.2.3 Synthèse des résultats d'essais in situ

Dans cette section, on présente une synthèse des résultats obtenus pendant la campagne d'essais.

#### IV.2.3.1 Sondages géotechniques et géophysiques

- **Profil pressiométrique**

La Figure IV.6 présente les résultats pressiométriques avec les profils moyens de pression limite ( $p_L$ ) et de module pressiométrique Ménard ( $E_{PMT}$ ). Les profils pressiométriques bruts des sondages SP1 et SP2 sont présentés en annexe (Annexe IV.3)

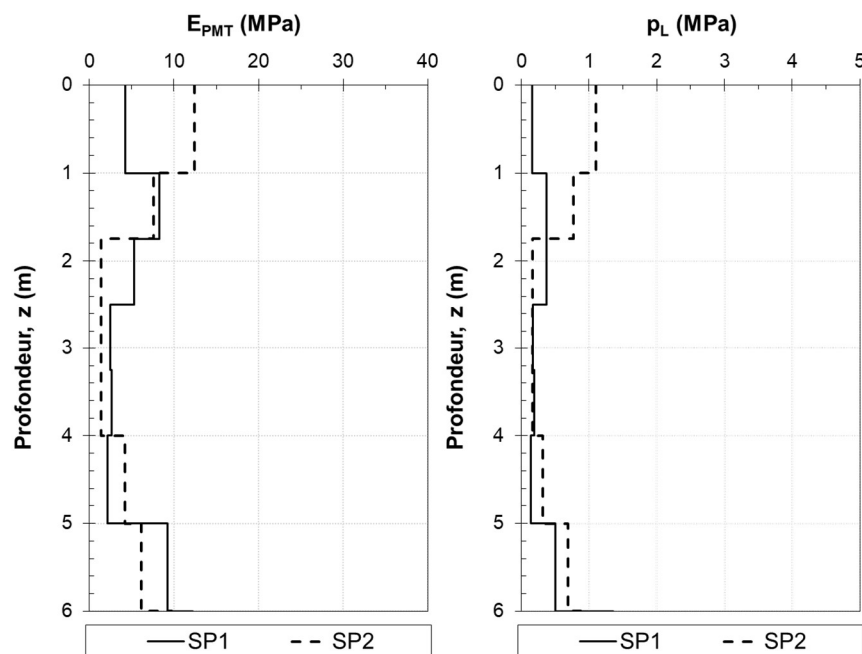


Figure IV.6. Profils pressiométriques (SP1 et SP2)

- **Profil pénétrométrique CPT/CPTu**

La Figure IV.7 présente l'ensemble des profils de résistance au cône  $q_c$  (en gris) et le profil moyen (en noir).

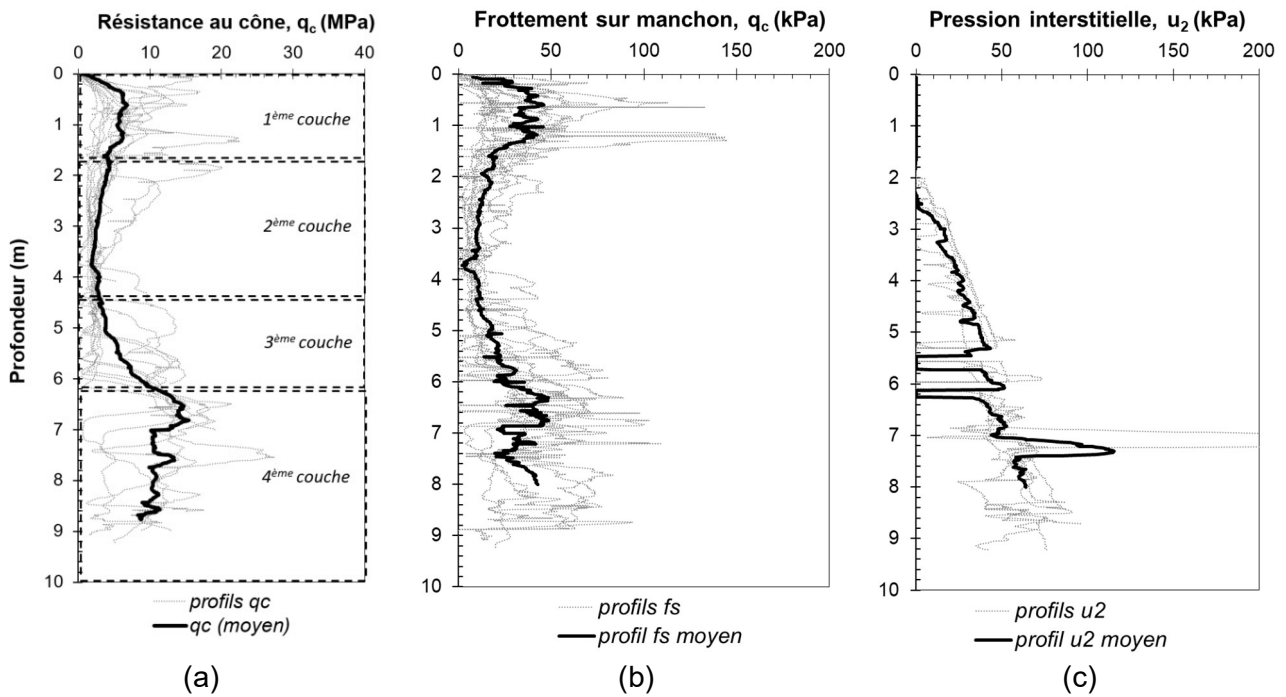


Figure IV.7. Profils CPT et CPTu : (a) résistance de pointe  $q_c$ , (b) frottement sur manchon  $f_s$ , (c) pression interstitielle  $u_2$

- Profil sismique MASW<sup>2D</sup>

La Figure IV.8 présente les quatre profils verticaux sismiques exprimant la profondeur en mètres et la vitesse d'ondes de cisaillement estimées ( $c_p$ ) en m/s.

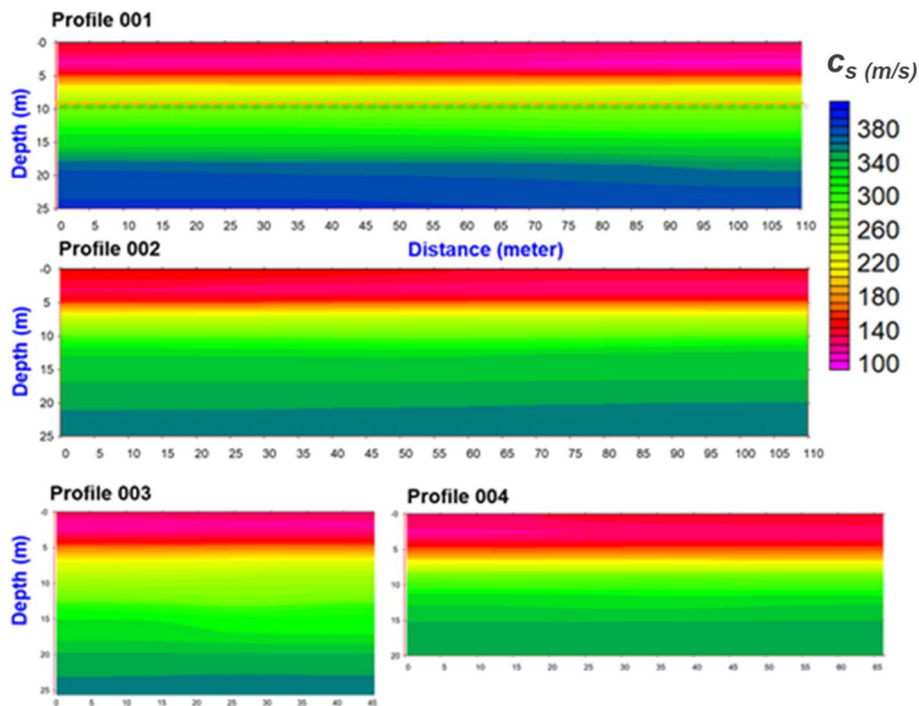


Figure IV.8. Profils sismiques MASW<sup>2D</sup>

- **Profils DCLT au Panda 3**

La Figure IV.9 présente un exemple des résultats DCLT pour le sondage DCLT1 (Figure IV.2a). Les profils DCLT obtenus pour les autres sondages sont présentés dans les Annexes.

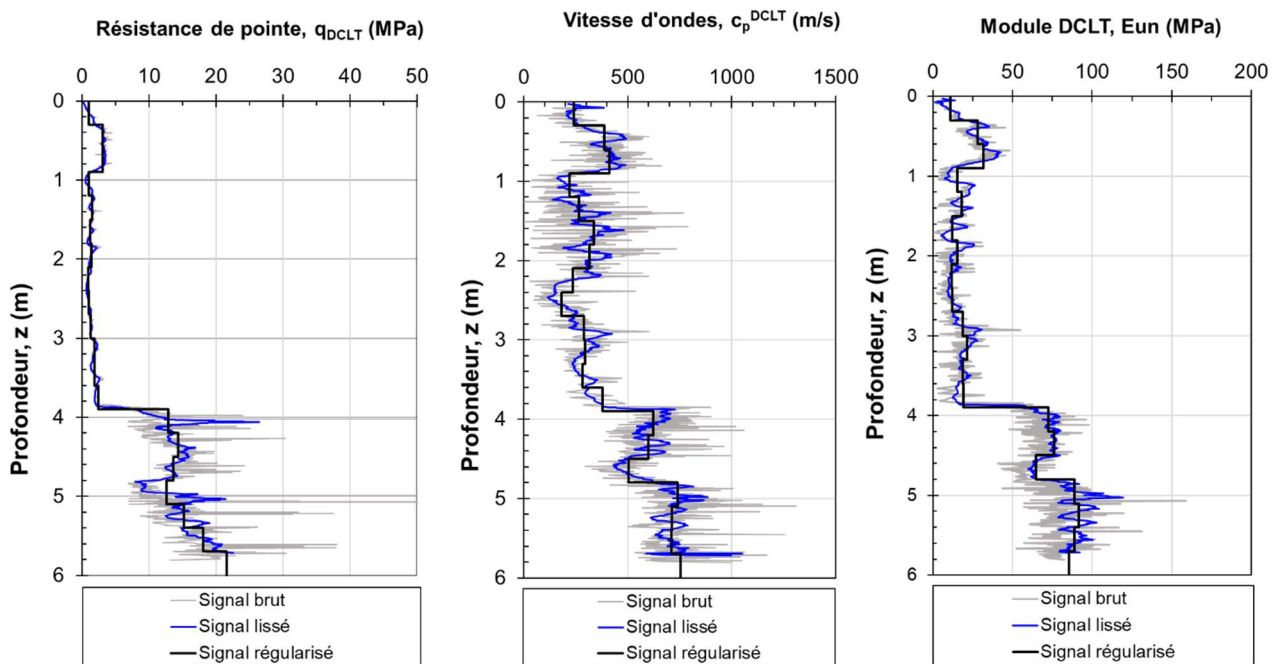


Figure IV.9. Exemple de résultats du sondage DCLT1 : résultats bruts (en gris), lissés (en bleu) et régularisé par pas de 30 cm (en noir)

Dans la Figure IV.9, on peut constater la haute résolution verticale des mesures brutes (en gris). Afin de mieux analyser les résultats, on présente également les profils lissés (en bleu) et régularisés par pas de 30 cm (en noir). Une analyse plus en détail et la synthèse des résultats DCLT est présentée dans la section IV.2.4.

- **Profil de densité en place**

En ce qui concerne la masse volumique du sol *in situ*, dans la plupart des projets, elle est rarement connue et est plus souvent estimée. Les praticiens admettent un poids volumique du sol en place de l'ordre de 18 kN/m<sup>3</sup>. Pour les sables propres, il est possible d'estimer le poids volumique en place à partir de la résistance de la pointe au cône. (Robertson and Cabal 2010) proposent l'estimation du poids volumique du sol  $\gamma$  en place à l'aide de l'Eq. IV.2.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log R_f + 0,36 \log \left( \frac{q_t}{p_{ref}} \right) + 1,236 \quad \text{Eq. IV.2}$$

Soit  $q_t$  la résistance au cône corrigée,  $R_f$  le rapport de frottement exprimé en %,  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau exprimé dans la même unité que  $\gamma$  et  $p_{ref}$  la pression atmosphérique exprimée dans la même unité que  $q_t$ .

De même, comme abordé dans la section précédente, la réalisation d'essais de calibration en laboratoire permet d'estimer le poids volumique à partir de la résistance dynamique  $q_d$  (Eq. IV.1).

Ainsi, les profils de poids volumique du sol sont estimés par les deux corrélations : (a) corrélation proposée pour le CPT (Eq. IV.2) et (b) corrélation basée sur les résultats de Panda pour ce sable (application de la relation donnée par l'Eq. IV.1 obtenue par calibration et montré dans la Figure IV.5).

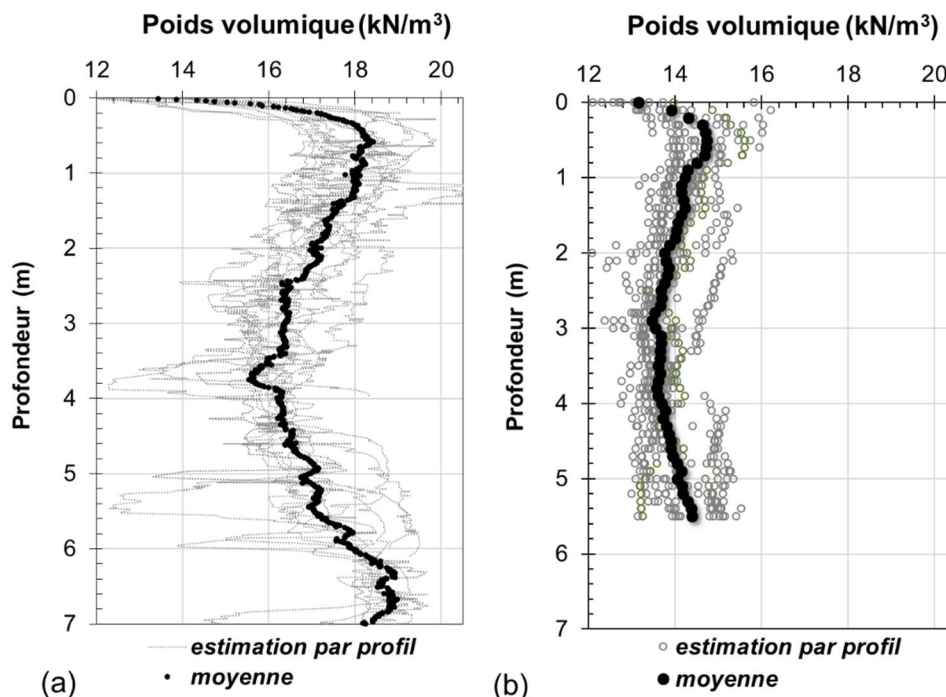


Figure IV.10. Profils de poids volumique estimés par (a) corrélation proposée pour l'essai CPT et (b) corrélation basée sur calibration au laboratoire de l'essai Panda.

De la Figure IV.10, on constate qu'au-delà de premiers centimètres, les estimations issues de l'essai CPT variant entre  $15,8 \text{ kN/m}^3$  et  $18,5 \text{ kN/m}^3$  sont considérablement supérieures à celles issues l'essai Panda ( $\approx 14 \text{ kN/m}^3$ ) et obtenues au laboratoire. Cela peut s'expliquer du fait que l'estimation issue du CPT a été développée à partir des résultats pour un groupe plus large de sols alors que la relation proposée à partir de résultats Panda a été établie spécifiquement pour ce matériau. Pour les analyses présentées par la suite, on préconise les résultats de poids volumique estimés au Panda.

#### IV.2.3.2 Récapitulatif – Modèle du terrain

A partir des profils de résistance  $q_c$  (Figure IV.7), on peut identifier quatre couches principales constituant ce remblai :

- 1<sup>ère</sup> couche moyennement dense : 0 à 1,80 m
- 2<sup>ème</sup> couche sableuse très meuble : 1,80 à 4,60 m
- 3<sup>ème</sup> couche de sable compact de transition : 4,60 à 6,00 m
- Couche inférieure :  $z > 6,00 \text{ m}$

Le niveau de la nappe phréatique au moment des essais est de 2,4 m de profondeur. Cette profondeur peut varier en fonction du niveau du sol et de la proximité de la mer. Le Tableau IV.3. présente la synthèse des résultats moyens par couche.

Tableau IV.3. Synthèse des résultats *in situ* pour le site de Sète

Technique		Couche 1		Couche 2		Couche 3	
		0 - 1,80 m		1,80 m - 4,60 m		4,60 m - 6,00 m	
MASW	Paramètre	$c_s$ (m/s)		$c_s$ (m/s)		$c_s$ (m/s)	
	Moy.	130		129		167	
	SD	13,8		11,4		48,4	
	CV (%)	11		9		29	
PMT	Paramètre	$E_{PMT}$ (MPa)	$\rho_L$ (m/s)	$E_{PMT}$ (MPa)	$\rho_L$ (m/s)	$E_{PMT}$ (MPa)	$\rho_L$ (m/s)
	Moy.	7,18	0,47	4,13	0,21	15,5	0,35
	SD	3,51	0,42	2,37	0,1	14,3	0,24
	CV (%)	49	89	57	48	92	69
CPT	Paramètre	$q_c$ (MPa)		$q_c$ (MPa)		$q_c$ (MPa)	
	Moy.	5,23		2,92		4,60	
	SD	1,1		0,7		1,6	
	CV (%)	21		24		35	

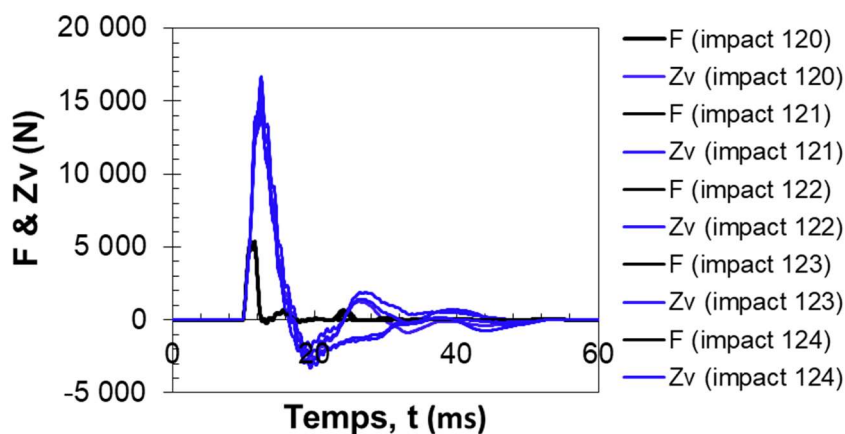
Moy. = valeurs moyennes par couche, SD = écart-type par couche, CV = coefficient de variation

## IV.2.4 Essais de chargement DCLT au Panda 3

Dans cette section, on présente d'exemples de résultats pour les différentes étapes constituant la méthodologie d'interprétation proposée (Figure IV.1).

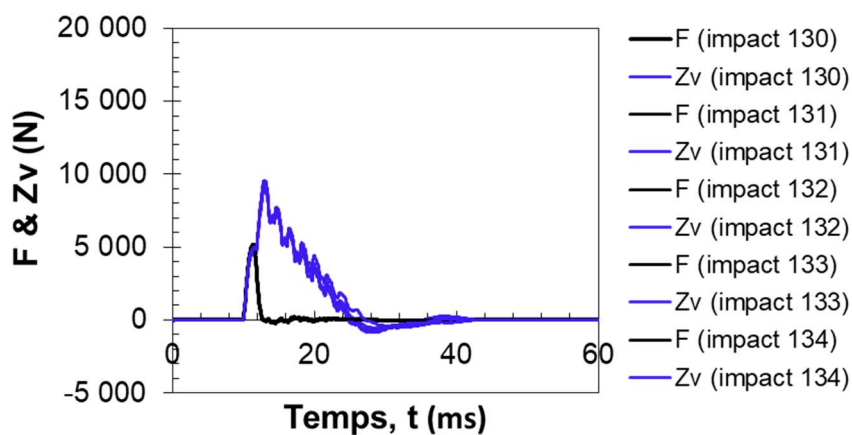
### IV.2.4.1 Résultats obtenus

Au cours de l'essai DCLT, on mesure les signaux de force et d'accélération au niveau de la tête du pénétromètre pour chaque impact. La Figure IV.11 présente des signaux de force et du produit de la vesse et de l'impédance de la tige pour un des sondages (DCLT16). Les résultats présentés correspondent à ceux obtenus à trois profondeurs différentes, à savoir : 1 m, 3 m et 5 m.

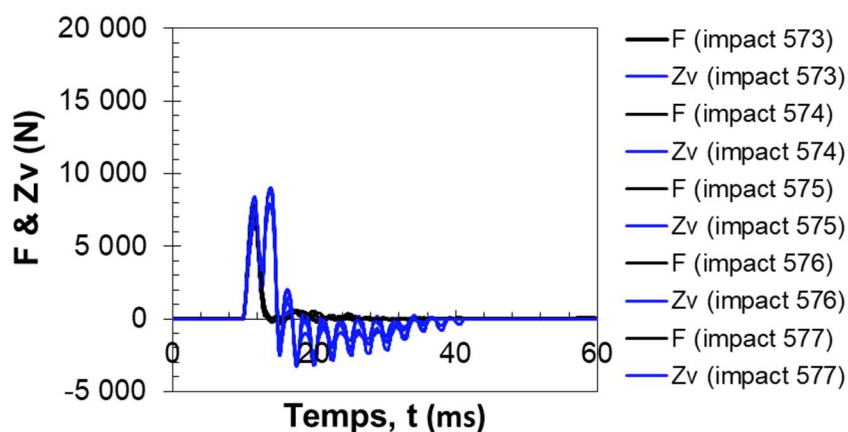


(a)





(b)



(c)

Figure IV.11. Signaux de force et produit de la vitesse et de l'impédance  $Z$  pour une série d'impact de la couche 1 (a), couche 2 (b) et couche (3)

Dans la Figure IV.11, on peut constater d'une part la répétabilité des mesures et d'autre part l'évolution des signaux de force et du produit  $Zv(t)$  avec la profondeur d'essai. Pour l'intervalle correspondant au premier cycle aller-retour d'ondes, on observe une très bonne correspondance entre les signaux  $F(t)$  et  $Zv(t)$ . L'intervalle pour lequel les signaux  $F(t)$  et  $Zv(t)$  coïncident augmente graduellement avec la profondeur d'essai, c'est-à-dire avec la longueur du train de tiges.

A partir de l'exploitation des signaux enregistrés comme ceux présentés dans la Figure IV.11, il est possible d'estimer les signaux de force, de vitesse et de déplacement au niveau de la pointe qui sont présentés par la suite.

- Exemple de signaux en pointe

A partir de l'exploitation des signaux mesurés en tête, on estime les signaux de force, de vitesse et de déplacement en pointe. La Figure IV.12 présente quelques exemples de signaux en pointe pour les impacts présentés Figure IV.11.

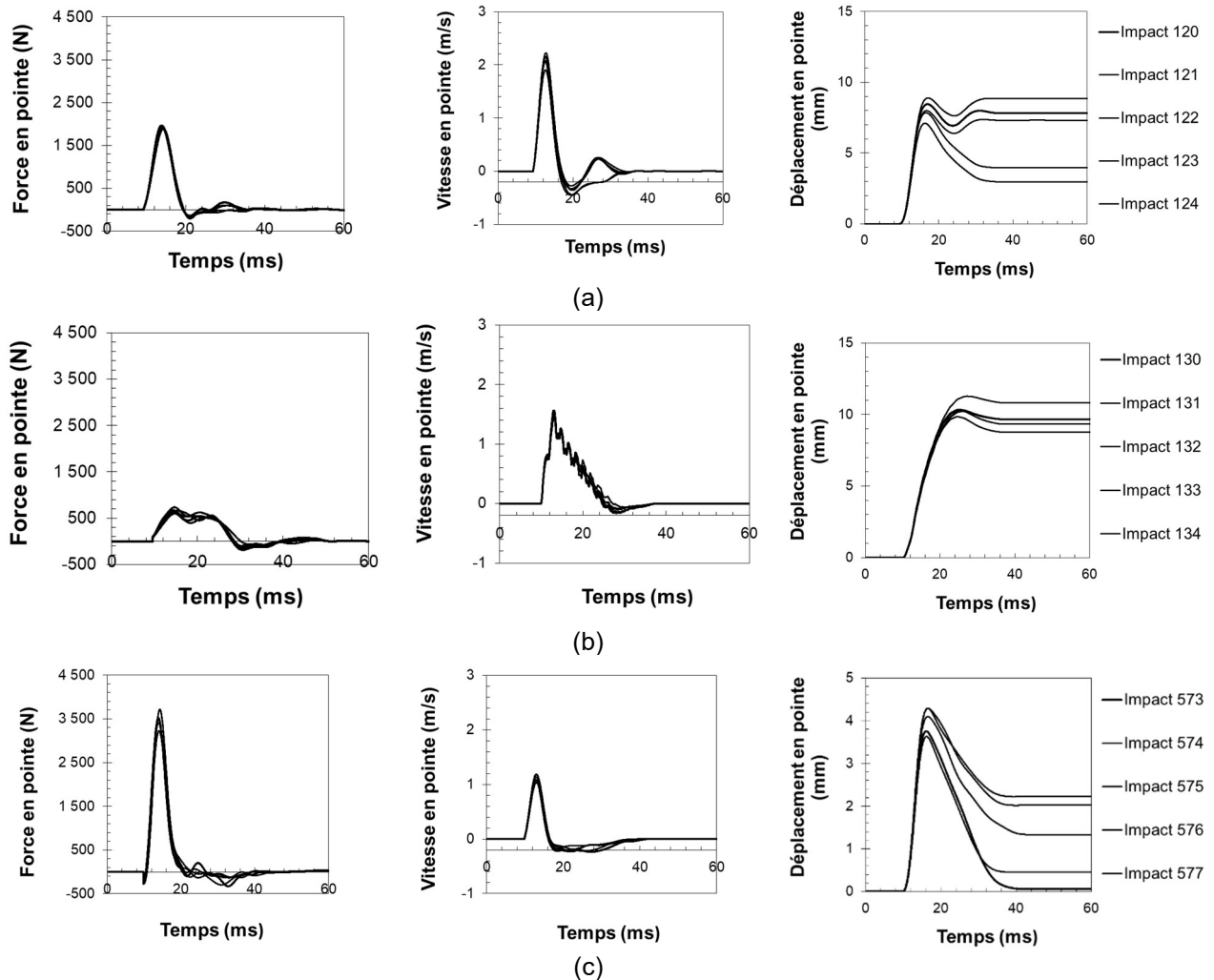


Figure IV.12. Mesures expérimentales pour le site de Sète. Signaux de force, vitesse et de déplacement d'une série d'impacts de la (a) couche 1, (b) couche 2 et (c) couche 3

- Exemple de courbes DCLT et polaires de choc

Une fois les signaux de force, vitesse et déplacement estimés en pointe, on peut tracer les courbes DCLT et les polaires de choc. On présente dans la Figure IV.13 les courbes DCLT et les polaires de choc pour les impacts analysés à ces trois niveaux de profondeurs.

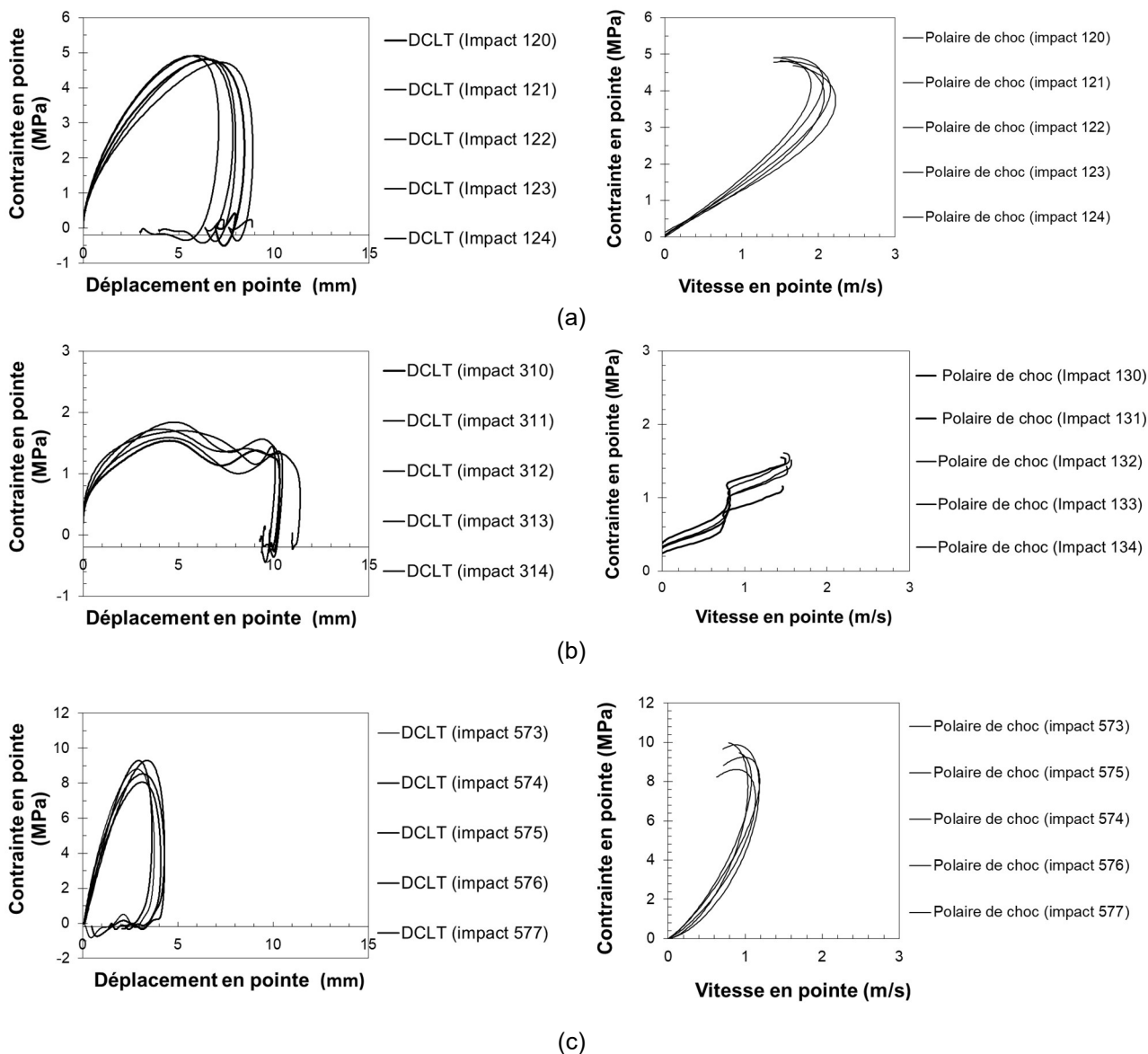


Figure IV.13. Courbes DCLT et polaires de choc d'une série d'impacts de la (a) couche 1, (b) couche 2 et (c) couche 3

En appliquant la méthodologie proposée aux courbes DCLT et aux polaires de choc obtenues sur site pour chaque coup de chaque sondages (comme celles dans la Figure IV.13) on obtient les paramètres de résistance et déformabilité DCLT présentés dans les sections qui suivent.

### IV.2.4.2 Récapitulatif des essais DCLT

Le Tableau IV.4 présente une synthèse des résultats DCLT moyens par couche.

Tableau IV.4. Synthèse des résultats DCLT

Couche	Couche 1			Couche 2			Couche 3		
Profondeur	0 - 1,80 m			1,80 m - 4,60 m			4,60 m - 6,00 m		
Paramètre	$q_{DCLT}$ (MPa)	$c_p^{DCLT}$ (m/s)	$E_{un}$ (MPa)	$q_{DCLT}$ (MPa)	$c_p^{DCLT}$ (m/s)	$E_{un}$ (MPa)	$q_{DCLT}$ (MPa)	$c_p^{DCLT}$ (m/s)	$E_{un}$ (MPa)
Moy.	6,32	344,7	34	5,12	283,5	24	5,39	526	61,2
SD	1,34	123,4	7	1,76	62,2	8	0,83	105,2	11,2
CV (%)	21	36	21	34	22	33	15	20	18

## IV.3 Analyse des résultats

Dans cette section, on présente plus en détail les résultats de l'application de la méthodologie proposée sur le site et les comparatifs avec d'autres techniques. Initialement on s'intéresse à la résistance et aux paramètres de rupture et ensuite aux paramètres de déformabilité.

### IV.3.1 Détermination de la résistance

Dans la Partie II, on a montré que la résistance ultime issue de l'essai DCLT présente une bonne correspondance avec la résistance ultime issue de l'essai CLT. *In situ*, l'essai CPT constitue une technique reconnue comme étant une méthode fiable de détermination des caractéristiques mécaniques des sols dont la résistance de pointe statique ( $q_c$ ).

Les résultats des essais CPT, CPTu et DCLT réalisés à plusieurs emplacements sur le site expérimental permettent d'évaluer si, pour le cas analysé, les résistances ultimes issues de ces techniques sont comparables.

A partir des profils de résistance obtenus, on a pu identifier trois allures différentes. Les sondages situés dans les points CPT9 et CPTu5 (emplacement présenté dans la Figure IV.2) présentent des valeurs qui divergent de la moyenne du reste des sondages, ceux-ci sont présentés séparément. Dans la Figure IV.14a, on présente les profils de résistance  $q_{DCLT}$  et  $q_c$  pour les différents points auscultés (à l'exception de CPTu5 et CPT9) et les profils moyens. Dans la Figure IV.14b, on présente les profils correspondant au point de sondage CPTu5 et dans la Figure IV.14c les profils du point de sondage CPT9.

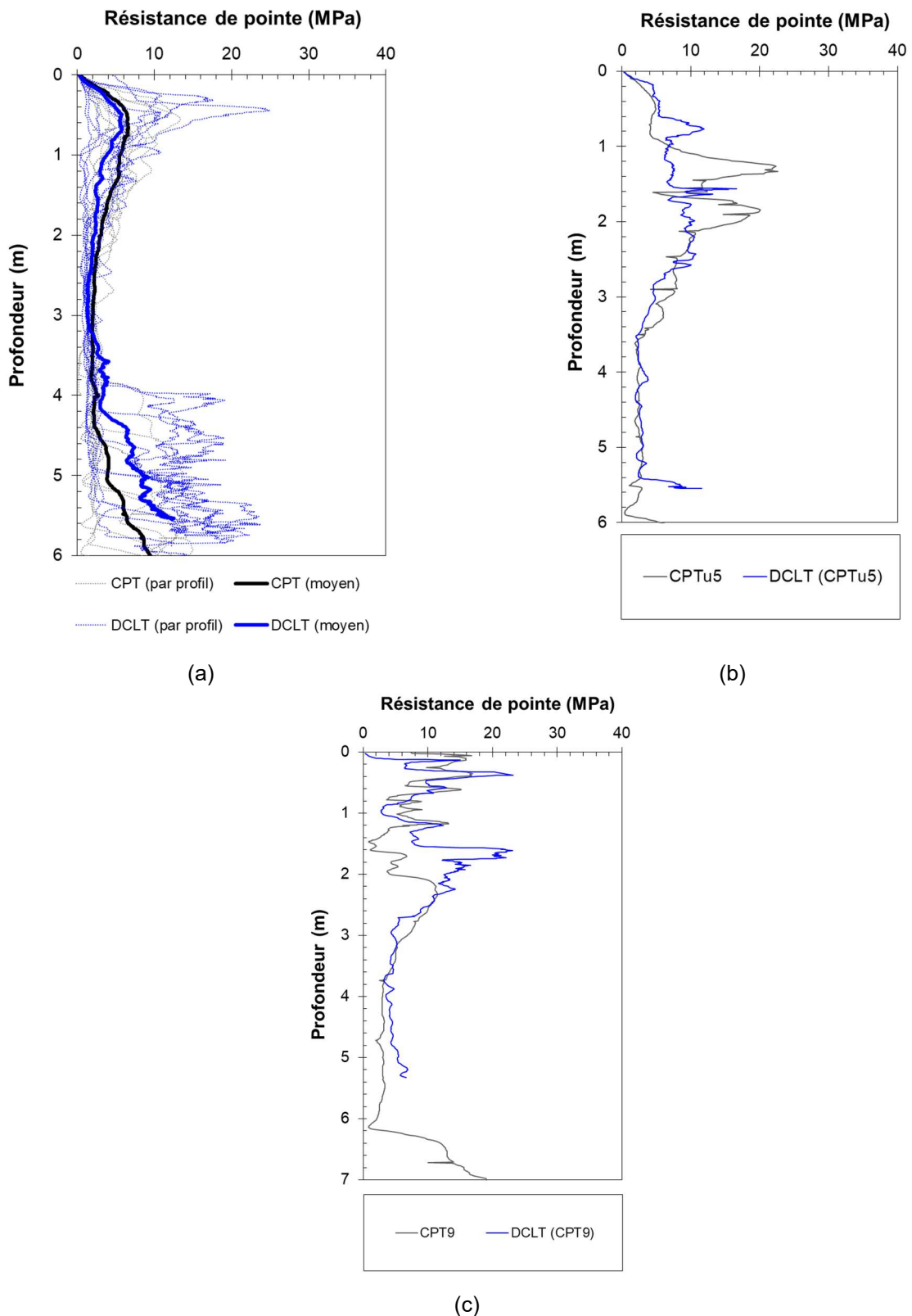


Figure IV.14. Profils de résistance de pointe issus des différentes techniques (CPT/CPTu et  $q_{DCLT}$ ) : (a) profils  $q_c$  et  $q_{DCLT}$  de l'ensemble de sondage à l'exception des sondages CPTu5 et CPT9, (b) sondages CPTu5 et (c) sondages CPT9

Dans la Figure IV.14a, on constate une bonne correspondance ( $\pm 30\%$ ) jusqu'à une profondeur  $z < 4,2$  m. Au-delà de cette profondeur les résultats moyens DCLT sont supérieurs à ceux issus du pénétromètre statique.

En analysant les sondages situés dans le point CPTu5 (Figure IV.14b), on constate des divergences entre les profils notamment pour l'intervalle entre 0,5 m et 1,5 m de profondeur. Au-delà de 2,5 m de profondeur, les profils de résistance issus de ces deux techniques présentent une bonne correspondance.

Quant aux résultats des sondages situés dans le point CPT9 (Figure IV.14c), on peut observer des divergences entre les profondeurs allant d'environ 1,2 m à 2,2 m. Pour le reste du profil les valeurs de résistance obtenues ainsi que les allures sont comparables.

### IV.3.2 Estimation de la vitesse d'ondes

*In situ*, les essais de forage (*cross-hole*, *down-hole*) sont les techniques de référence pour l'obtention des vitesses d'ondes ( $c_p$  et  $c_s$ ). Toutefois, ceux-ci sont encombrants, coûteux et souvent impraticables pour un grand nombre de projets. Les méthodes de surface tel que MASW s'avèrent des moyens peu chers et rapides afin d'estimer la vitesse d'ondes  $c_s$ .

Les profils de vitesse d'ondes de cisaillement sont estimés à partir de la méthode MASW. Les résultats obtenus sont comparés à ceux estimés à partir de l'essai DCLT. La comparaison entre les données issues de ces deux techniques doit se faire en tenant compte qu'elles constituent des moyens de reconnaissance différents : ponctuels dans le cas de l'essai DCLT et volumique dans le cas la méthode MASW. Ainsi, les essais DCLT ont été régularisées tous les 30 cm afin de mieux les comparer avec les profils MASW.

Par ailleurs, on rappelle que la mesure issue de l'essai DCLT correspond *a priori* à la vitesse des ondes de compression. Une fois la vitesse d'ondes de compression déterminée, la vitesse des ondes de cisaillement peut être déduite en fonction du coefficient de Poisson  $\nu$  (Eq. IV.3) (Cassan 1988; Pasquet 2015).

$$c_s = c_p \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}} \quad \text{Eq. IV.3}$$

Pour les sols secs ou drainés, le coefficient de Poisson est typiquement assumé égal à 0,33 (Combarieu 2006). Pour les sables saturés en conditions non-drainé sous sollicitation dynamique le coefficient de Poisson est de 0,47 (Bishop and Hight 1977). Du fait de la nature dynamique de l'essai DCLT et de l'intervalle d'analyse pour l'obtention de  $c_p^{\text{DCLT}}$  (premiers instants après l'impact, à savoir  $\leq 2,3$  millisecondes), on admet une condition non-drainée pour les sols sous la nappe phréatique.

On présente dans la Figure IV.15a les profils de vitesse d'ondes  $c_s$  estimées avec l'essai DCLT et le profil de  $c_s$  obtenu avec la méthode MASW.

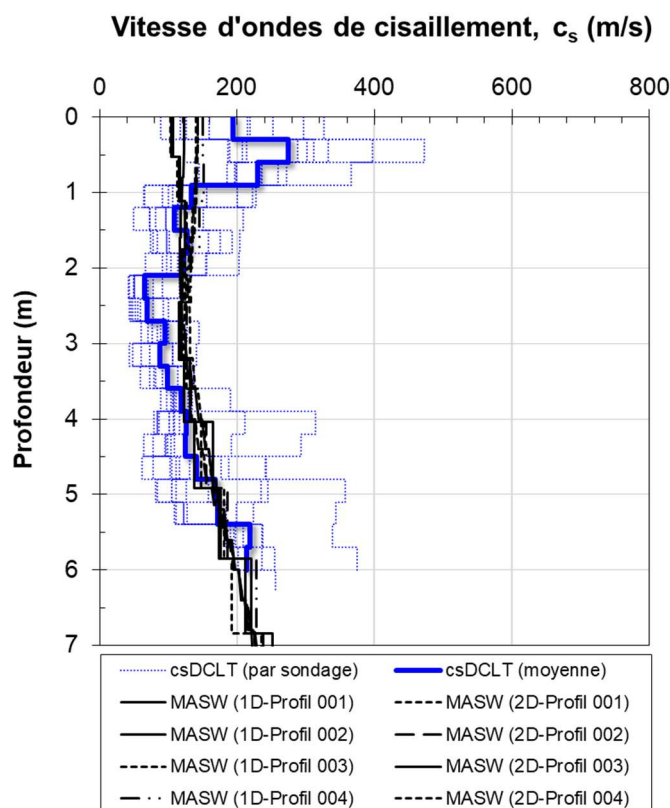


Figure IV.15. Comparaison entre les valeurs de vitesse d'ondes estimés : MASW et profils DCLT régularisé

En observant la Figure IV.15, on constate que pour la première couche ( $z \leq 1$  m), les résultats DCLT sont supérieurs à ceux estimés par le MASW. Pour cette couche la dispersion de données est d'ailleurs plus importante ( $CV = 33\%$ ). En effet, la dispersion des résultats de vitesse d'ondes est plus importante à faibles contraintes (Emerson 2005).

Entre 1 m et 2 m, on peut observer un bon accord entre les résultats DCLT et le résultats MASW. Entre 2 m et 3,5 m, les résultats DCLT sont inférieurs à ceux de la méthode MASW. Au-delà de 3,5 m de profondeur, les résultats issus de ces deux techniques présentent une bonne correspondance. Pour la deuxième et troisième couche, les résultats présentent une variation de l'ordre de 20%.

### IV.3.3 Détermination des modules

Différents modules peuvent être obtenus à l'aide de l'essai DCLT. Tout d'abord, à partir de la détermination de la vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  on peut estimer un module maximale  $E_{max}$  *in situ*. Ensuite, un module sécant peut être déterminé en phase de déchargement ( $E_{un}$ ). Dans la Figure IV.16, on présente les profils régularisés des modules DCLT obtenus pour le site de Sète.

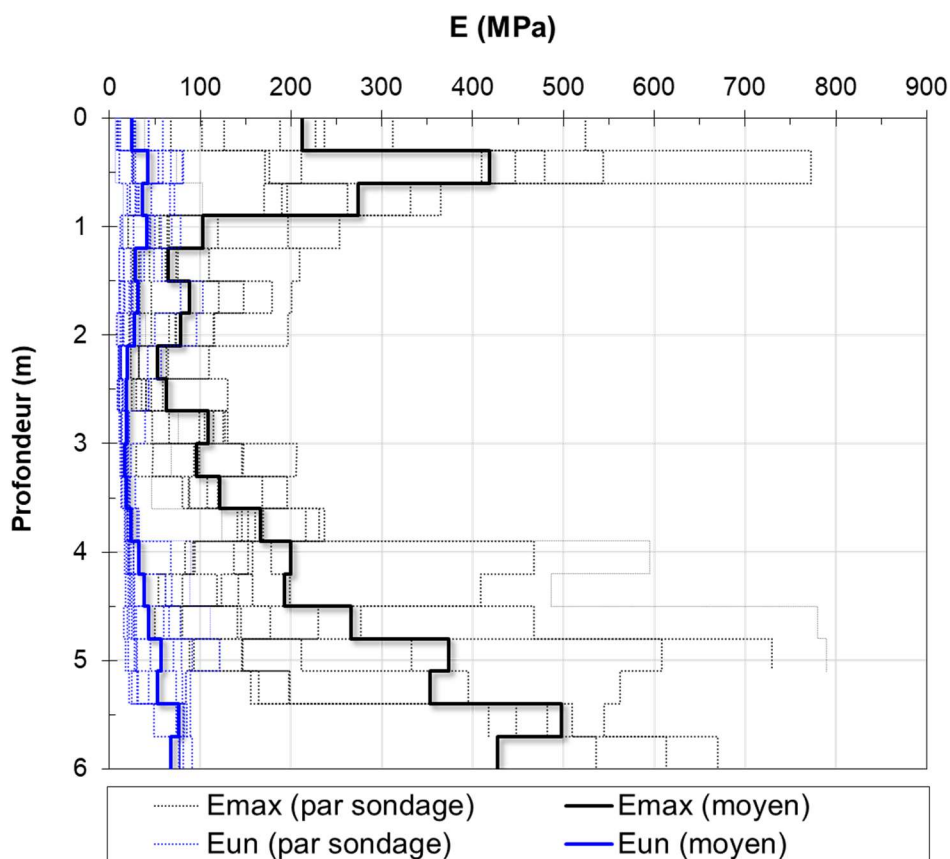


Figure IV.16. Profils des modules déterminés par l'essai DCLT : résultats de module  $E_{un}$  en bleu et résultats de module  $E_{max}$  en noir

Dans la Figure IV.16, on observe en bleu l'évolution des modules  $E_{un}$  moyen entre 25 MPa et 45 MPa pour la première couche. La valeur moyenne diminue dans la deuxième couche (17 MPa) et réaugmente progressivement en profondeur (45 MPa) par la suite. Dans la troisième couche, le profil moyen augmente en profondeur et atteint 76 MPa. Les données sont moins dispersées dans la première couche ( $CV = 21\%$ ) et dans la troisième ( $CV = 18\%$ ), que dans la couche intermédiaire ( $CV = 33\%$ ).

Les modules  $E_{max}$  estimés présentent de variation plus importante que le module  $E_{un}$ . En analysant le profil moyen,  $E_{max}$  augmente jusqu'à 420 MPa pour ensuite réduire jusqu'à 90 MPa. Dans la deuxième couche (1,80 à 4,60m), le profil moyen réduit jusqu'à 50 MPa pour après réaugmenter progressivement en profondeur, tendance qui continue pour la troisième couche ( $z > 4,60$  m).

La dispersion des résultats est plus importante que ceux du module  $E_{un}$  notamment en surface où le coefficient de variation est de 67%. Pour les autres couches, ceci est de 48% (2<sup>ème</sup> couche) et 15% (3<sup>ème</sup> couche). En effet, la dispersion de la vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  en surface ( $CV = 33\%$ , Tableau IV.4) explique en partie cette importante dispersion  $E_{max}$ .

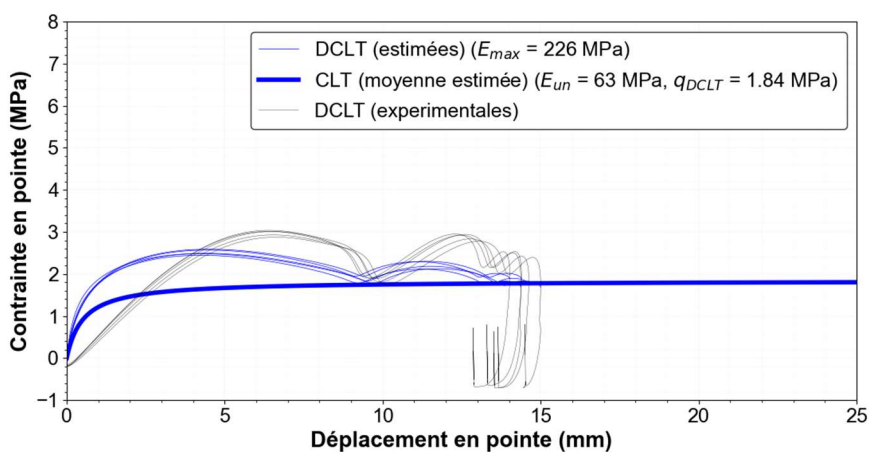
La dispersion des valeurs de  $E_{un}$  est inférieure à celle des modules obtenus au pressiomètre  $E_{PMT}$  pour les trois couches analysées. En revanche, la dispersion de  $E_{max}$  est supérieure à celle du module  $E_{PMT}$  pour la première couche, mais inférieure pour les autres.



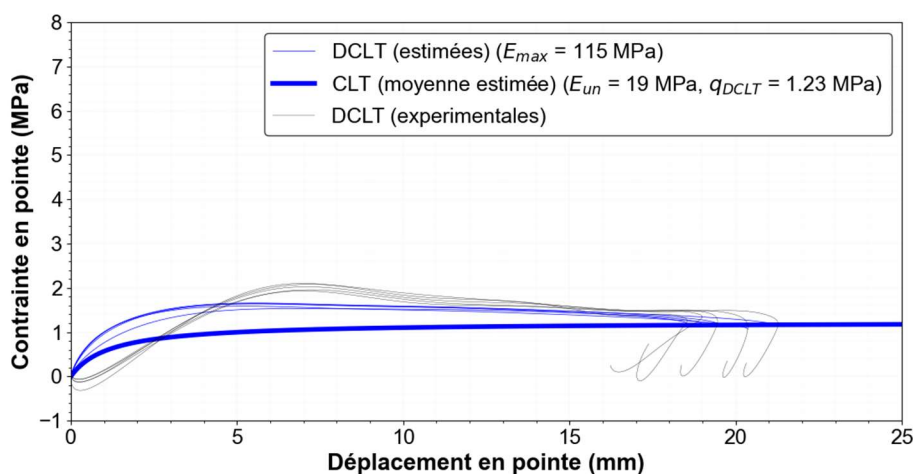
### IV.3.4 Courbes DCLT et estimation des courbes statiques in situ

Dans cette section, on présente les courbes statiques et dynamiques estimées à l'aide du modèle d'interaction proposé. Même si la campagne d'essai n'a pas intégré d'essais CLT au Panda 3, on souhaite vérifier que les courbes statiques et dynamiques estimées par le modèle correspondent aux allures typiques des courbes CLT et aux courbes DCLT expérimentales.

Les paramètres alimentant le modèle sont calculés à partir des courbes DCLT expérimentales comme décrit dans la Figure IV.1. On présente simultanément la courbe statique moyenne pour une série de cinq impacts consécutifs (courbe bleu plus épaisse) et les courbes DCLT expérimentales (courbes noires). De même, on présente les courbes DCLT estimées pour chaque impact (courbes bleus moins épaisses) et pour chaque couche définie (Figure IV.7). Dans la Figure IV.17, on présente les résultats obtenus pour les couches 1, 2 et 3, respectivement. Les paramètres alimentant le modèle, déterminés en cours d'essai, sont présentés dans les légendes des figures.



(a)



(b)

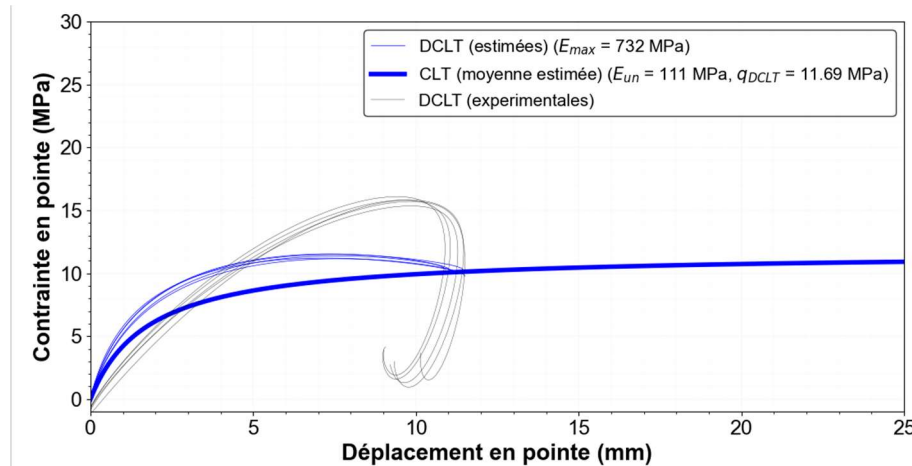


Figure IV.17. Courbes de chargement en pointe expérimentales et estimées : (a) couche 1 ( $z \approx 0,50$  m), (b) couche 2 ( $z \approx 3$  m) et (c) couche 3 ( $z \approx 5$  m)

A partir de la Figure IV.17, on peut remarquer tout d'abord une très bonne répétabilité des courbes DCLT expérimentales pour les trois niveaux analysés. De même, les courbes DCLT estimées sont assez répétables.

Les courbes DCLT expérimentales comme les courbes estimées sont fonction de la vitesse en pointe. De la Figure IV.17a et Figure IV.17b, on observe que les ordres de grandeurs de contraintes des courbes DCLT estimées sont globalement proches de celles des courbes expérimentales. Pour les résultats de la couche plus dense ( $z \approx 5$  m), les courbes DCLT estimées (courbes bleues) semblent sous-estimer les contraintes mesurées expérimentalement (courbes noires).

De manière générale, pour les couches 1 et 2, les courbes DCLT estimées par le modèle d'interaction sont comparables en termes de valeurs de résistance. Toutefois, les courbes DCLT estimées pour la couche 3 ne sont pas représentatives des contraintes ni des allures des courbes DCLT obtenues expérimentalement.

Enfin, dans la Figure IV.17, on présente les courbes statiques moyennes estimées pour les cinq impacts consécutifs. Celles-ci présentent une allure typique des courbes statiques CLT (Zhou, 1997, Arbaoui, 2003) et des ordres de grandeurs en termes de contrainte comparables aux courbes DCLT expérimentales.

## IV. Conclusions

Dans cette partie, on a présenté l'application de la méthodologie d'interprétation proposée sur un site expérimental. Sur ce site sableux, des sondages DCLT ont été réalisés. D'autres essais ont également été effectués (CPT, CPTu, PMT, MASW). L'objectif a été d'une part d'illustrer l'application de la méthodologie d'interprétation *in situ* et d'autre part, dans les limites imposées par les résultats disponibles, d'évaluer des résultats DCLT obtenus expérimentalement sur un site à échelle réelle.

A partir des résultats présentés dans ce chapitre, il s'avère que :

- La résistance ultime DCLT obtenue à partir de la méthode UPM présente une bonne correspondance avec la résistance au cône.
- La vitesse des ondes de cisaillement issue de l'essai DCLT présente une bonne correspondance avec l'estimation de vitesse d'ondes de cisaillement issues de l'essai MASW.
- On peut estimer des profils de modules  $E_{\max}$  et  $E_{un}$  à partir de l'essai DCLT. Les modules obtenus varient entre 17 MPa et 70 MPa, tandis que les modules  $E_{\max}$  moyens estimés varient entre 50 MPa et 500 MPa. Les modules  $E_{un}$  présentent des dispersions plus faibles par couches ( $\leq 33\%$ ) que le module  $E_{\max}$  qui atteint un coefficient de variation 67% pour la première couche. La dispersion des valeurs  $E_{un}$  reste inférieure que celle des modules  $E_{PMT}$  pour toutes les couches. En revanche, les modules  $E_{\max}$  estimées présentent plus de dispersion des modules  $E_{PMT}$  en surface (1<sup>er</sup> couche), mais sont moins dispersés que  $E_{PMT}$  pour les autres couches analysées.
- Les courbes DCLT et CLT peuvent être estimées à l'aide du modèle d'interaction proposée. Les courbes DCLT sont comparables aux courbes DCLT expérimentales pour les couches 1 et 2. Pour la couche 3, les courbes DCLT calculées sous estiment les contraintes en pointe et présentent des allures différentes des courbes expérimentales. Ceci est en accord les résultats obtenus en laboratoire (Partie II) où on a constaté que le modèle ne semble pas bien adapté aux sols plus denses. Les courbes statiques estimées présentent une allure typique des courbes CLT et des ordres de grandeurs de contrainte proches des courbes DCLT expérimentales.

L'essai DCLT est caractérisé par une plus grande résolution de mesure que les essais MASW et le pressiomètre. La profondeur d'investigation est cette technique est toutefois limitée au premiers mètres ( $\approx 7$  m). Son utilisation de façon complémentaire à des moyens de reconnaissance volumiques (MASW) et des moyens de reconnaissance ponctuels tel que le pressiomètre peut être une alternative intéressante afin de définir un modèle géotechnique ou d'identifier des couches les sols sensibles en surface.

En fin, de manière générale il s'avère que les résultats issus de la méthodologie d'interprétation proposée sont comparables à ceux déterminés ou estimés par d'autres techniques. A la différence des pénétromètres classiques (CPT, SPT, DCP), la méthodologie d'interprétation proposée pour l'essai DCLT fournit non seulement la résistance en pointe du sol, mais aussi des paramètres caractérisant son comportement en déformation ( $c_p^{DCLT}$ ,  $E_{un}$ ).

# CONCLUSION FINALE ET PERSPECTIVES

L'objectif du présent travail était de proposer une méthodologie d'interprétation adaptée à l'essai DCLT en vue de remonter aux paramètres de résistance et de déformation du sol ausculté. Afin d'atteindre cet objectif, on a retenu une méthodologie de travail pluridisciplinaire intégrant trois approches : état de l'art sur les méthodes d'interprétation et sur les modèles analytiques, expérimentale et numérique.

L'instrumentation et l'exploitation des signaux appliqués à l'essai DCLT permettent d'obtenir une courbe de chargement dynamique en pointe pour chaque impact. Cette courbe, obtenue de manière rapide et peu coûteuse, est potentiellement riche d'informations sur le comportement effort-déformation du sol. Celle-ci peut être exploitée et interprétée à l'aide des méthodes basées sur différentes approches.

Afin d'évaluer les méthodes d'interprétation existantes et le modèle d'interaction proposé, une série d'essais de chargement a été effectuée. Ces essais, couplant les techniques DCLT et CLT, ont été réalisés au sein d'éprouvettes reconstituées. Comme il n'était pas possible d'analyser un nombre exhaustif de sols, on a fait le choix de se focaliser sur le comportement des sables. Nous avons travaillé avec deux sables de référence, à savoir : Fontainebleau et Hostun. Les résultats expérimentaux obtenus dans ce travail ont été complétés par ceux issus de travaux expérimentaux réalisés en parallèle (Lopez Retamales, 2022). Ceci afin d'élargir et compléter les conditions de densité et de contrainte que celles testées pendant nos expériences.

Les travaux expérimentaux ont été complétés par la simulation numérique de l'essai DCLT. Le développement d'un modèle numérique en différences finies (logiciel FLAC) capable de simuler l'essai DCLT était un des objectifs de ce travail de thèse. La géométrie et les conditions aux limites visent à reproduire les essais effectués en chambre d'étalonnage. La sollicitation dynamique de l'essai DCLT est simulée grâce à la calibration du battage réalisée à partir des résultats expérimentaux. La loi de comportement adoptée pour le massif de sol modélisé est alimentée à l'aide des résultats triaxiaux. Même s'il reste simple, ce modèle numérique, peu coûteux en termes de temps de calcul, intègre la technique de mesure de l'essai DCLT et fournit des résultats qualitativement et quantitativement comparables aux résultats expérimentaux. Dans le cadre de ce travail, ce modèle a permis de confirmer et de mieux comprendre certaines constatations expérimentales.

Enfin, la méthodologie d'interprétation proposée a été appliquée à des essais DCLT réalisés *in situ* sur un site expérimental sableux. Les résultats obtenus à partir de l'essai DCLT sont confrontés à ceux issus d'autres techniques réalisées en parallèle sur le même site.

En l'état actuel des connaissances et à l'échelle de notre étude, on peut conclure :

- Sur le volet expérimental :
  - o En ce qui concerne l'ensemble des résultats DCLT en chambre d'étalonnage  $K_0$  :
    - Les courbes DCLT sont répétables et sensibles à l'état de densité, à la contrainte verticale appliquée et aux matériaux testés.

- En ce qui concerne l'ensemble des résultats DCLT-CLT en chambre d'étalonnage :
  - Pour le cas des sables testés en laboratoire, la courbe DCLT est qualitativement comparable à une courbe statique CLT. Ainsi, cette technique se présente comme une alternative plus économique et plus rapide d'obtention de la relation effort-déplacement en pointe.
- Par rapport aux paramètres de résistance et de déformation alimentant le modèle d'interaction :
  - La résistance ultime issue de l'essai DCLT présente une bonne correspondance avec les résistances ultimes issues de l'essai CLT. L'ensemble des méthodes testées permettent d'avoir une correspondance de l'ordre  $\pm 30\%$  entre les valeurs de résistance issues de ces techniques. La méthode UPM est celle qui permet d'avoir la meilleure correspondance de l'ordre de  $\pm 20\%$  avec le moins de dispersion ( $CV < 15\%$ ) et c'est celle qui a finalement été retenue.
  - Les valeurs de vitesses d'ondes issues de l'appareil sont sensibles à la densité et aux contraintes des massifs testés. Les valeurs de vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$  sont supérieures aux valeurs  $c_p$  publiées dans la littérature pour les matériaux testés. Le rapport entre ces deux est de l'ordre de 2. En effet, en intégrant ce rapport en tant que facteur de correction, on obtient une correspondance de l'ordre  $\pm 20\%$  entre  $c_p$  et  $c_p^{DCLT}$ .
  - Parmi les modules  $E_{max}$  et sécants en déchargement ( $E_{un}$  et  $E_{un,50}$ ) ayant été testés, le module  $E_{un}$  est celui qui permet d'estimer une courbe statique plus proche de la courbe CLT expérimentale.
- En ce qui concerne le modèle d'interaction proposé :
  - Le modèle d'interaction sol-pointe permet de fournir une estimation de la courbe statique. Pour les éprouvettes moins denses (SHM1 et SFM1), les courbes statiques estimées par le modèle d'interaction présentent une bonne correspondance avec les courbes CLT expérimentales.
  - Pour les éprouvettes les plus denses (SHM2 et SFM2), le modèle ne semble pas très adapté avec les courbes statiques estimées présentant les valeurs de résistance estimées plus faibles que ceux des courbes expérimentales.
  - En effet, au-delà du modèle d'interaction choisi, différents autres facteurs peuvent justifier cela : les conditions aux limites de la chambre d'étalonnage, des effets géométriques, l'effet du confinement. Il sera pertinent mieux étudier ces facteurs afin d'être plus conclusif sur la pertinence du modèle adopté.
    - Sur le volet numérique :
- Il est possible de reproduire l'essai DCLT et sa technique à l'aide d'un modèle en différences finies. Les courbes DCLT numériques estimées et mesurées en pointe présentent une très bonne correspondance. Les courbes DCLT numériques sont qualitativement et quantitativement comparables aux courbes expérimentales.
- L'exploitation des courbes DCLT numériques a montré que la méthode d'obtention du module à partir des pentes de la courbe DCLT en phase de déchargement permet de remonter au module injecté dans le modèle de comportement du massif.

- L'étude numérique sur l'effet de la profondeur a montré que l'augmentation de  $c_p^{DCLT}$  en profondeur est égale au coefficient de profondeur  $D_{f,dyn}$  publié par d'autres auteurs (Burland 1970a; Gazetas et al. 1985; Loukidis et al. 2008), soit 1,77 pour  $v$  égale à 0,33 (cas simulé).
- L'exploitation des courbes DCLT numériques a confirmé que la méthode UPM permet d'avoir une bonne correspondance ( $\pm 10\%$ ) entre  $q_{DCLT}$  avec la résistance statique. L'application de cette méthode aux courbes numériques DCLT a permis d'avoir des valeurs de résistance DCLT indépendantes (variation  $\leq 3\%$ ) de la vitesse d'impact pour les déplacements supérieurs 2 mm.
  - Sur le volet expérimental, les essais *in situ* permettent de conclure :
- La résistance ultime DCLT obtenue *in situ* est de l'ordre de grandeur de la résistance de pointe CPT pour les profils moyens analysés et pour une profondeur allant jusqu'à 4,2 m. Par ailleurs, la variabilité des données  $q_{DCLT}$  par couche ( $CV \leq 36\%$ ) est très proche de celle du CPT ( $CV \leq 35\%$ ).
- Les résultats moyens de vitesse d'ondes  $c_s$  estimés par la méthode MASW et ceux estimés par l'essai DCLT sont comparables.

Malgré tout, on juge que certains points méritent d'être explorés et améliorés dans le cadre de futurs travaux de recherche et développement liées à l'essai DCLT, à savoir :

- Sur le volet expérimental :
  - Il faudra réaliser des essais couplant les techniques DCLT et CLT avec d'autres types de matériaux (argiles, limons) afin de vérifier si le domaine d'application de la méthodologie d'interprétation peut être généralisé pour d'autres matériaux.
  - On pourra réaliser des essais de forage (e.g. cross-hole) afin de confirmer les constatations expérimentales et numériques sur l'effet de la profondeur sur les valeurs de vitesse d'ondes  $c_p^{DCLT}$ .
- Sur le volet analytique :
  - Il faudra appliquer des modèles explicatifs (e.g. expansion de cavité) afin d'investiguer le niveau de déformation associé au module déterminé à partir de l'essai.
  - Il faudra améliorer l'obtention de l'angle de frottement. L'exploitation des courbes de chargement à l'aide d'un modèle explicatif adapté pourrait permettre de mieux estimer ce paramètre.
- Sur le volet numérique :
  - Il s'agira d'appliquer un modèle de comportement plus réaliste intégrant la non-linéarité du comportement du sol (tel qu'un modèle avec écrouissage, HSM).
  - Une étude paramétrique sur l'influence du coefficient de Poisson sur l'effet d'encastrement et sur les résultats  $c_p^{DCLT}$  pourra être menée.
  - Il faudra à terme mener une simulation de l'essai DCLT dans des sols cohésifs et à différentes contraintes verticales afin d'évaluer l'influence de ces deux paramètres sur les résultats DCLT.

Ces pistes permettront de mieux comprendre l'essai et donc d'améliorer d'avantage la méthodologie d'interprétation de l'essai.

## RÉFÉRENCES

- Abou-Matar, H., and G. G. Goble. 1997. "SPT Dynamic Analysis and Measurements." *Geotechnical Special Publication* (125):441–62. doi: 10.1061/40743(142)25.
- AFNOR. 1990a. "NF P 94-114 - Géotechnique - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Dynamique Type A."
- AFNOR. 1990b. "NF P94-115 - Géotechnique - Sols : Reconnaissance et Essais - Sondage Au Pénétrömètre Dynamique Type B."
- AFNOR. 1991. "NF P94-116 - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai de Pénétration Au Carottier."
- AFNOR. 1994a. "NF P 94-070 -Sols : Reconnaissance et Essais - Essais à l'appareil Triaxial de Révolution - Généralités - Définitions."
- AFNOR. 1994b. "NF P 94-074 - Sols : Reconnaissance et Essais - Essais à l'appareil Triaxial de Révolution - Appareillage - Préparation Des Éprouvettes - Essai (UU) Non Consolidé Non Drainé - Essai (Cu+U) Consolidé Non Drainé Avec Mesure de Pression Interstitielle."
- AFNOR. 1995. "NF P94-119 - Sols : Reconnaissance et Essais - Essai Au Piézocone."
- AFNOR. 2005. "NF EN ISO 22476-2 - Reconnaissance et Essais Géotechniques — Essais En Place — Partie 2: Essais de Pénétration Dynamique."
- AFNOR. 2012. "NF P 94-105 - Sols : Reconnaissance et Essais - Contrôle de La Qualité Du Compactage - Méthode Au Pénétrömètre Dynamique À Énergie Variable - Principe et Méthode D'étalonnage Du Pénétrömètre - Exploitation Des Résultats - Interprétation."
- Ahmadi, M. M., P. M. Bryne, and R. G. Campanella. 2005. "Cone Tip Resistance in Sand: Modeling, Verification, and Applications." *Canadian Geotechnical Journal* 42(4):977–93. doi: 10.1139/t05-030.
- Ahmadi, M. M., and A. A. Golestani Dariani. 2017. "Cone Penetration Test in Sand: A Numerical-Analytical Approach." *Computers and Geotechnics* 90:176–89. doi: 10.1016/j.compgeo.2017.06.010.
- Ali, Hassan. 2010. "Caractérisation Améliorée Des Sols Par l'essai de Chargement de Pointe Au Piézocone. Application Au Calcul Des Fondations Profondes." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal - Clermont II.
- Ali, Hassan. 2011. "L'essai de Chargement de Pointe : Un Moyen de Caractérisation Améliorée Des Sols." *Revue Française de Géotechnique* (137):31–48. doi: 10.1051/geotech/2011137031.
- Altuhafi, Fatin N., Matthew R. Coop, and Vasiliki N. Georgiannou. 2016. "Effect of Particle Shape on the Mechanical Behavior of Natural Sands." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142(12):04016071. doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001569.
- Amini, Farshad. 2003. "Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometers in Mdot Pavement Design and Construction." (FHWA/MS-DOT-RD-03-162):31.

- Andria-Ntoanina, I. 2011. "Caractérisation Dynamique de Sables de Référence En Laboratoire - Application à La Réponse Sismique de Massifs Sableux En Centrifugeuse." Thèse doctorale, Université Paris Est.
- Aoki, N., and J. C. A. Cintra. 2000. "The Application of Energy Conservation Hamilton's Principle to the Determination of Energy Efficiency in SPT Tests." Pp. 457–60 in *Proceedings of International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*. Rotterdam, The Netherlands.
- Aoki, N., and V. de Mello. 1992. "DYNAMIC LOADING TEST CURVES." Pp. 525–30 in *Proceeding of the 4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Rotterdam, The Netherlands.
- Arbaoui, Hakim. 2003. "Mésure de La Déformabilité Des Sols En Place à l'aide d'un Pénétrromètre." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Arbaoui, Hakim, Roland Gourvès, Philippe Bressolette, and Laurent Bodé. 2006. "Mesure de La Déformabilité Des Sols in Situ à l'aide d'un Essai de Chargement Statique d'une Pointe Pénétrrométrique." *Canadian Geotechnical Journal* 43(4):355–69. doi: 10.1139/t06-013.
- Aris, Mohamed. 2012. "Investigations Expérimentales Des Effets de La Microstructure Sur Le Comportement Des Milieux Granulaires et Sur l' Instabilité de Liquéfaction." Thèse doctorale, Université de la Méditerranée (Aix-Marseille II).
- Arroyo, M., J. Butlanska, A. Gens, F. Calvetti, and M. Jamiolkowski. 2010. "Cone Penetration Tests in a Virtual Calibration Chamber." *Geotechnique* 61(6):525–31. doi: 10.1680/geot.9.P.067.
- ASTM D6951-03. 2018. "ASTM D6951-03 - Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications."
- Aussedat, G. 1970. "Sollicitations Rapides Des Sols." thèse doctorale, Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble.
- Barentsen, P. 1936. "Short Description of a Field Testing Method with Cone-Shaped Sounding Apparatus." Pp. 7–10 in *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Cambridge.
- De Beer, E. E. 1968. "Proefondervindlijke Bijdrage Tot de Studie van Het Grensdraag Vermogen van Zand Onder Funderingen Op Staal." *Tijdschrift Der Openbar Verken van Belgie* 6(1967).
- Benahmed, Nadia, Jean Canou, and Jean Claude Dupla. 2004. "Initial Structure and Static Liquefaction Properties of Sand." *Comptes Rendus - Mécanique* 332(11):887–94. doi: 10.1016/j.crme.2004.07.009.
- Benz-Navarrete, Miguel Angel. 2009. "Mesures Dynamiques Lors Du Battage Du Penetromètre Panda 2." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Benz-Navarrete, Miguel Angel, Pierre Breul, Claude Bacconnet, and Philippe Moustan. 2019. "The PANDA®, Variable Energy Lightweight Dynamic Cone Penetrometer : A Quick State of Art."
- Benz, M. A., E. Escobar, Y. Haddani, P. Breul, and C. Bacconnet. 2013. "Mesures Dynamiques Lors Du Battage Pénétrrométrique." Pp. 499–502 in *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris.



- Benz Navarrete, Miguel Angel, Pierre Breul, and Roland Gourvès. 2021. "Application of Wave Equation Theory to Improve Dynamic Cone Penetration Test for Shallow Soil Characterisation." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 14(1):289–302.
- Benz, Thomas. 2007. "Small-Strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences." Thèse doctorale, Institut fur Geotechnik der Universitat Stuttgart.
- Berg, P. van den. 1994. "Analysis of Soil Penetration." Thèse doctorale, Université de Technologie de Delft.
- Biarez, J., H. Liu, A. Taïbi, and Gomes Correia & S. 1999. "Stress-Strain Characteristics of Soils Interesting the Serviceability of Geotechnical Structures." Pp. 617 – 624 in *Proceedings of the 2nd International Symposium on pre- failure deformation characteristics of geomaterials*. Vol. 1.
- Bishop, A. W., and D. W. Hight. 1977. "The Value of Poisson's Ratio in Saturated Soils and Rocks Stressed under Undrained Conditions." *Geotechnique* 27(3):369–84. doi: 10.1680/geot.1977.27.3.369.
- Bishop, R. F., R. Hill, and F. R. S. Mott. 1945. "The Theory of Indentation and Hardness Tests." 57(3).
- Bolton, M. D. 1986. "The Strength and Dilatancy." *Geotechnique* 36(1):65–78.
- Bowles, J. E. 1996. *Foundation Analysis and Design*. 5th ed. McGraw-Hill Companies.
- Breul, P. 1999. "Caractérisation Endoscopique Des Milieux Granulaires Couplee a l' Essai De Penetration." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Breul, P., M. Benz, R. Gourvès, and G. Saussine. 2009. "Penetration Test Modelling in a Coarse Granular Medium." *AIP Conference Proceedings* 1145:173–76. doi: 10.1063/1.3179869.
- Breul, Pierre, and Roland Gourvès. 2000. "Caractérisation Endoscopique Des Milieux Granulaires Couplée à l'essai de Pénétration." *Revue Française de Géotechnique* 91:27–35.
- Briaud, Jean-Louis. 2001. "Introduction to Soil Moduli." 8.
- Burland, J. B. B. 1970a. "Discussion, Session A. Proceedings, Conference on In Situ Investigations in Soils and Rocks." Pp. 61–62 in *Proceedings, Conference on In Situ Investigations in Soils and Rocks*. British Geotechnical Society. London, UK.
- Burland, J. B. B. 1970b. "Discussion on Session A." Pp. 61–62 in *Proceedings, Conference on In Situ Investigations in Soils and Rocks*. British Geotechnical Society. London.
- Burland, J. B., and D. Twine. 1988. "The Shaft Friction of Bored Piles in Terms of Effective Strength." Pp. 411–20 in *1st Int. Geotechnology Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*.
- Bussac, Marie Noëlle, Pierre Collet, Gérard Gary, and Ramzi Othman. 2002. "An Optimisation Method for Separating and Rebuilding One-Dimensional Dispersive Waves from Multi-Point Measurements. Application to Elastic or Viscoelastic Bars." *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 50(2):321–49. doi: 10.1016/S0022-5096(01)00057-6.
- Butlanska, J., M. Arroyo, A. Gens, and C. O'Sullivan. 2014. "Multi-Scale Analysis of Cone Penetration Test (CPT) in a Virtual Calibration Chamber." *Canadian Geotechnical Journal* 51(1):51–66. doi: 10.1139/cgj-2012-0476.

- Calvetti, F., and R. Nova. 2005. "Micro-Macro Relationships from DEM Simulated Element and in-Situ Tests." Pp. 245–49 in *Proc. 5th Int. Conf. Micromech. Granular Media: Powders and Grains*.
- Cami. 2017. "Imagerie Du Module de Cisaillement in Situ Du Sol Par Méthodes d'ondes de Surface et Essais Géotechniques : Caractérisation Des Petites Aux Grandes Déformations." Thèse doctorale, Université Paris-Est.
- Casem, D. T., W. Fournery, and P. Chang. 2003. "Wave Separation in Viscoelastic Pressure Bars Using Single-Point Measurements of Strain and Velocity." *Polymer Testing* 22(2):155–64. doi: 10.1016/S0142-9418(02)00064-8.
- Cassan, M. 1988. *Les Essais in Situ En Mécanique Des Sols, Tome 1: Réalisation et Interprétation*. edited by 2. Paris: Eyrolles.
- Cavalcante, E. H., B. R. Danziger, and F. A. B. Danziger. 2008. "On the Energy Reaching the Sampler during SPT." Pp. 737–42 in *Proc. 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Lisbon.
- Cavalcante, Erinaldo Hilario. 2002. "Investigação Teorico - Experimental Sobre o SPT." Thèse doctorale, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Chaigneau, L. 2001. "CARACTERISATION DES MIEUX GRANULAIRES DE SURFACE A L'AIDE D'UN PENETROMETRE." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Chapman, G. A. 1974. "A Calibration Chamber for Field Test Equipment." Pp. 59–64 in *In First European Symposium on Penetration Testing*. Vol. 2. Stockholm.
- Charue, Nicolas. 2004. "Loading Rate Effects on Pile Load-Displacement Behaviour Derived from Back-Analysis of Two Load Testing Procedures." Thèse doctorale, Université Catholique de Louvain.
- Chen, Changjian. 1991. "Energy Measurements during the Standard Penetration Test." Thèse doctorale, Université du Colorado.
- Chin, F. V. 1970. "The Distribution and Formation of Recent Sediment in South East Asia." P. 648 in *The Second Southeast Asian Conference on Soil Engineering*. Singapore.
- Ciantia, Matteo Oryem, Marcos Arroyo, Joanna Butlanska, and Antonio Gens. 2016. "DEM Modelling of Cone Penetration Tests in a Double-Porosity Crushable Granular Material." *Computers and Geotechnics* 73:109–27. doi: 10.1016/j.compgeo.2015.12.001.
- Clayton, C. R. I. 1990. "SPT Energy Transmission: Theory, Measurement and Significance." *Ground Engineering* 35–43.
- Combarieu, Olivier. 1997. "Capacité Portante Des Fondations Superficielles Pressiomètre et Essais de Laboratoire." *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées* 0(211):53–72.
- Combarieu, Olivier. 2006. "L'usage Des Modules de Déformation En Géotechnique." *Revue Française de Géotechnique* 114:3–32.
- Costet, J., and G. Sanglerat. 1982. "Cours Pratique de Mécanique Des Sols : Calcul Des Ouvrages. Tome 2. Bordas Éditions. Paris." 1982.

- Coyle, Harry, and Gary Gibson. 1970. "Empirical Damping Constants for Sands and Clays." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 96(3):949–65.
- Cubrinovsk, M., and K. Ishihara. 1999. "Empirical Correlation between SPT N-Value and Relative Density for Sandy Soils." *Soils and Foundations* 39(5):61–71. doi: 10.3208/sandf.39.5.
- Cundall, P. A., and O. D. L. Strack. 1979. "A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies." *Geotechnique* 29(1):47–65. doi: 10.1680/geot.1980.30.3.331.
- Cundall, Peter. 2003. "Dynamic Analysis with FLAC Why Use FLAC or FLAC3D ?"
- D'Aguiar, Costa, and J. A. Santos. 2008. "Comparison of Static and Dynamic Pile Load Tests Using an Elastoplastic Soil Model." in *8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*. Lisbon.
- Daniel, Chris R., John A. Howie, R. Scott Jackson, and Brian Walker. 2005. "Review of Standard Penetration Test Short Rod Corrections." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131(4):489–97. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2005)131:4(489).
- Dano, Christophe. 2001. "Comportement Mécanique Des Sols Injectés." Thèse doctorale, Ecole Centrale de Nantes.
- Das, Braja M., and G. V. Ramana. 2011. *PRINCIPLES OF SOIL DYNAMICS*. 2nd ed. Boston: Cengage Learning.
- Davisson, M. T. 1972. "High Capacity Piles." Pp. 81–112 in *Proc. Innovations in Found. Const.* Chicago.
- Décourt, L. 1989. "SPT, CPT, Pressuremeter Testing and Recent Developments in in-Situ Testing - Part 2: The Standard Penetration Test, State-of-the-Art Report." in *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro.
- Deeks, A. J., and M. F. Randolph. 1995. "A Simple Model for Inelastic Footing Response to Transient Loading." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 19(5):307–29. doi: 10.1002/nag.1610190502.
- Dobry, Ricardo, George Gazetas, and Kenneth H. Stokoe. 1987. "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations: Experimental Verification." *Journal of Geotechnical Engineering* 113(11):1412–16. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:11(1412).
- Duncan, J. M., and C. Y. Chang. 1970. "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.* 96(5):1629–53.
- Dupla, Jean Claude. 1995. "Application de La Sollicitation d'expansion de Cavité Cylindrique à l'évaluation Des Caractéristiques de Liquéfaction d'un Sable." Thèse doctorale, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Dupla, Jean Claude, Luc Sedji Pedro, Jean Canou, and Luc Dormieux. 2007. "Comportement Mécanique de Sols Grossiers de Référence." *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussees* (268–269):31–57.
- Duttine, Antoine. 2005. "Comportement Des Sables et Des Mélanges Sable / Argile Sous Sollicitations

Statiques et Dynamiques Avec et sans "rotations d'axes." Thèse doctorale, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Emerson, Mark. 2005. "Corrélations Entre Données Géotechniques et Géophysiques à Faible Profondeur Dans Des Sables." Thèse doctorale, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Emerson, Mark, and Pierre Foray. 2006. "Laboratory P-Wave Measurements in Dry and Saturated Sand." *Acta Geotechnica* 1(3):167–77. doi: 10.1007/s11440-006-0015-7.

Escobar, E. 2015. "Mise Au Point et Exploitation d'une Nouvelle Technique Pour La Reconnaissance Des Sols : Le PANDA 3." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.

Escobar, E., M. Benz, R. Gourvès, and P. Breul. 2013. "Dynamic Cone Penetration Tests in Granular Media: Determination of the Tip's Dynamic Load-Penetration Curve." Pp. 389–92 in *AIP Conference Proceedings*. American Institute of Physics.

Escobar, E., M. A. Benz Navarrete, R. Gourvès, P. Breul, and B. Chevalier. 2016. "In-Situ Determination of Soil Deformation Modulus and the Wave Velocity Parameters Using the Panda 3®." *Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, ISC 2016* 1:279–84.

Escobar, E., Miguel Benz Navarrete, Roland Gourvès, Younes Haddani, P. Breul, and Bastien Chevalier. 2016. "Dynamic Characterization of the Supporting Layers in Railway Tracks Using the Dynamic Penetrometer Panda 3®." *Procedia Engineering* 143:1024–33. doi: 10.1016/j.proeng.2016.06.099.

Fairhurst, C. 1959. "Energy Transmission in Percussive Drilling." *Fall Meeting of the Society of Petroleum Engineers of AIME*.

Fakharian, K., and M. R. Khanmohammadi. 2015. "Numerical Modeling of Pile Installation Effects on Stress State in Clay." Pp. 1402–6 in *The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Fukuoka, Kyushu, Japan.

Fakharian, Kazem, Shahram Feizee Masouleh, and Amir S. Mohammadlou. 2014. "Comparison of End-of-Drive and Restrike Signal Matching Analysis for a Real Case Using Continuum Numerical Modelling." *Soils and Foundations* 54(2):155–67. doi: 10.1016/j.sandf.2014.02.007.

Falagush, O., G. R. McDowell, and Hai-Sui Yu. 2015. "Discrete Element Modeling of Cone Penetration Tests Incorporating Particle Shape and Crushing." *International Journal of Geomechanics* 15(6):04015003. doi: 10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000463.

Farrar, Jeffrey A., John Nickell, Matthew G. Allen, George G. Goble, and Jay Berger. 1998. "Energy Loss in Long Rod Penetration Testing - Terminus Dam Liquefaction Investigation." *Proc. ASCE Specialty Conf. on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III* 75(July):554–67.

Faugeras, Jean-Claude. 1979. "L'essai de Compressibilité Des Sols Au Pénétrömètre Statique et Son Interpretation Sur Modèle Analogique." Thèse doctorale, Centre Universitaire des Sciences et Techniques, Clermont-Ferrand.

Feizee Masouleh, Shahram, and Kazem Fakharian. 2008. "Application of a Continuum Numerical Model for Pile Driving Analysis and Comparison with a Real Case." *Computers and Geotechnics*. doi: 10.1016/j.compgeo.2007.08.009.

- Flavigny, E., J. Desrues, and B. Paylayer. 1990. "Note Technique : Le Sable d'Hostun RF." *Revue Française de Géotechnique* 53:67–70.
- Franke, E. 1993. "Design of Bored Piles, Including Negative Skin Friction and Horizontal Loading." Pp. 43–57 in *Proc., 2nd Int. Geotech. Seminar on Deep Found. on Bored and Auger Piles*. Rotterdam, The Netherlands.
- Gazetas, George. 1983. "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art." *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2(1):2–42. doi: 10.1016/0261-7277(83)90025-6.
- Gazetas, George, Ricardo Dobry, and John L. Tassoulas. 1985. "Vertical Response of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations." *Journal of Geotechnical Engineering* 111(6):750–71. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:6(750).
- Ghee, E. H., and W. D. Guo. 2011. "FLAC 3D Analysis on Soil Moving through Piles." Pp. 0–5 in *Frontiers in Offshore Geotechnics II*. Perth, Australia.
- Gibbs. 1953. "Estimating Settlement Foundation By One-Dimensional Tests." Engineering Laboratories Branch Design and Construction Division.
- Gibbs, H., and W. Holtz. 1957. "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing." Pp. 35–39 in *Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. London.
- Goble, F., G. Rausche, and G. E. Likins. 1975. *Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements*. Vol. 62. Cleveland, Ohio. doi: 10.1680/iicep.1977.3061.
- Goble, G., and H. Aboumatar. 1992. "Determination of Wave Equation Soil Constants from the Standard Penetration Test." *Application of Stress Wave Theory to Piles* 99–103.
- Goble, G. G., and H. Aboumatar. 1994. *Dynamic Measurements on Penetrometers for Determination of Foundation Design*. Denver.
- Gonin, H. 1979. "Réflexion Sur Le Battage Des Pieux." *Revue Française de Géotechnique* (9):41–50. doi: 10.1051/geotech/1979009041.
- Gonin, H. 1996. "Du Pénétrromètre Dynamique Au Battage Des Pieux." *Revue Française de Géotechnique* (76):35–44. doi: 10.1051/geotech/1996076035.
- Gonin, H. 1999. "La Formule Des Hollandais Ou Le Conformisme Dans l'enseignement." *Revue Française de Géotechnique* 87:35–42.
- Gonin, H., P. Vandangeon, and Marie-Pierre Lafeuillade. 1992. "Etude Sur Les Corrélations Entre Le Standard Penetration Test et Le Pressiomètre." *Revue Française de Géotechnique* (58):67–78. doi: 10.1051/geotech/1992058067.
- Gourvès, R. 1991. *Le PANDA – Pénétrromètre Dynamique Léger À Énergie Variable*. Clermont-Ferrand.
- Gourvès, R., and J. M. Mirat. 1977. "Méthode et Dispositif Pour La Mesure in Situ de Caractéristiques de Déformabilité Des Sols."

- Haddani, Y. 2004. "Caractérisation et Classification Des Milieux Granulaires Par Géoendoscopie." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Haefeli, R., and H. B. Fehlmann. 1957. "Measurement of Soil Compressibility in Situ by Means of the Model Pile Test." Pp. 225–30 in *4th International Conference SMFE*. London, UK.
- Han, Fei, Eshan Ganju, Rodrigo Salgado, and Monica Prezzi. 2018. "Effects of Interface Roughness, Particle Geometry, and Gradation on the Sand–Steel Interface Friction Angle." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 144(12):04018096. doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001990.
- Hardin, B. O., and V. P. Drnevich. 1972. "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 98(6):603–24.
- Hatanaka, M., and A. Uchida. 1996. "Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils." *SOILS AND FOUNDATIONS* 36(4):1–9.
- Holeyman, A. E. 1988. "Modelling of Dynamic Behaviour at the Pile Base." Pp. 174–85 in *Proceedings of the Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. Vancouver, Canada: BiTech Publishers.
- Hölscher, Paul, Henk Brassinga, Michael Brown, Peter Middendorp, Maarten Profittlich, and Frits van Tol. 2012. *Rapid Load Testing on Piles Interpretation Guidelines*.
- Housel, W. S. 1965. "Michigan Study of Pile Driving Hammers." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 91(5):37–64.
- Howie, J. A., C. R. Daniel, R. S. Jackson, B. Walker, and A. Sy. 2003. *Comparison of Energy Measurement Methods in the Standard Penetration Test*.
- Isaacs, D. V. 1931. "Reinforced Concrete Pile Formulae." *Journal of the Institution of Engineers Australia* 3(9):305–23.
- ISO 22476-5. 2009. "Geotechnical Investigation and Testing — Field Testing — Part 5: Flexible Dilatometer Test." (35).
- ISSMFE. 1989. *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils-TC 16 with Reference Test Procedures: CPT, SPT, DP, WST*.
- Itasca. 2020. "Manual FLAC3D Version 6.0."
- Jaky, J. 1944. "The Coefficient of Earth Pressure at Rest." *J. Soc. Hungarian Architects and Engineers* 355–58.
- Jamiolkowski, M., C. C. Ladd, J. T. Germaine, and R. Lancellotta. 1988. "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils." Pp. 57–153 in *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. San Francisco.
- Jamiolkowski, M., D. C. F. Lo Presti, and M. Manassero. 2003. "Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT." *In Soil Behavior and Soft Ground Construction* 40659(January):201–38. doi: 10.1061/40659(2003)7.
- Jefferies, M., and K. Been. 2006. *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. London: Taylor &

Francis Group.

- Jiang, Ming Jing, H. S. Yu, and D. Harris. 2006. "Discrete Element Modelling of Deep Penetration in Granular Soils." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 30(4):335–61. doi: 10.1002/nag.473.
- Jung, B., and Y. Park. 2005. "Axial Strain and Acceleration Measurements." Pp. 515–18 in *Asia Pacific Vibration Conference (APVC)*. Malang, Indonesia.
- Jurado, C., P. Breul, C. Bacconnet, and M. Benz Navarrete. 2020. "Probabilistic 3D Modelling of Shallow Soil Spatial Variability Using Dynamic Cone Penetrometer Results and a Geostatistical Method." *Georisk* 0(0):1–13. doi: 10.1080/17499518.2020.1728558.
- Jurado, Carlos, Pierre Breul, Miguel Benz Navarrete, and Claude Bacconnet. 2021. "Automatic Soil Identification from Penetrometric Signal by Using Artificial Intelligence Techniques." *Canadian Geotechnical Journal* 58(8):1148–58. doi: 10.1139/cgj-2020-0422.
- Karlsson, L. G., B. Lundberg, and K. G. Sundin. 1989. "Experimental Study of a Percussive Process for Rock Fragmentation." 26(1):2–7.
- Khosravi, A., A. Martinez, and J. T. Dejong. 2020. "Discrete Element Model (DEM) Simulations of Cone Penetration Test (CPT) Measurements and Soil Classification." *Canadian Geotechnical Journal* 57(9):1369–87. doi: 10.1139/cgj-2019-0512.
- Kim, H. 2010. *Use of Dynamic Cone Penetration and Clegg Hammer Tests for Quality Control of Roadway Compaction and Construction*. West Lafayette, Indiana. doi: 10.5703/1288284314246.
- Kondner, R. L. 1963. "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 89(1):115–43.
- Le Kouby, A. 2004. "Etude Du Comportement Mécanique de Micropieux Sous Chargements Monotones et Cycliques Verticaux." Thèse doctorale, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Le Kouby, A., J. Canou, and J. C. Dupla. 2008. "Contribution à l'étude Du Comportement Des Pieux. Etude En Chambre d'étalonnage." Pp. 129–36 in *JNGG 2006*. Vol. 1. Lyon.
- Ladanyi, B. 1976. "Use of the Static Penetration Test in Frozen Soils." *Canadian Geotechnical Journal* 13(2):97–110. doi: 10.1139/t76-012.
- Lancelot, Laurent, Isam Shahrour, and Marwan Al Mahmoud. 1996. "Comportement Du Sable d'Hostun Sous Faibles Contraintes." *Revue Française de Géotechnique* 63–74(1):74.
- Latini, Chiara, and Varvara Zania. 2016. "Triaxial Tests in Fontainebleau Sand." Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.
- Le, Phan Ta. 2013. "Numerical and Experimental Studies on Dynamic Load Testing of Open - Ended Pipe Piles and Its Applications Numerical and Experimental Studies on Dynamic Load Testing of Open - Ended Pipe Piles and Its Applications."
- Lee, Jong Sub, and Yong Hoon Byun. 2020. "Instrumented Cone Penetrometer for Dense Layer Characterization." *Sensors* 20(20):5782. doi: 10.3390/s20205782.
- Lee, Junh, and Rodrigo Salgado. 1999. "DETERMINATION OF PILE BASE RESISTANCE IN

SANDS.” *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* / (125):673–83.

- Lepetit, Luc. 2004. “Etude d’une Méthode de Diagnostic de Digués Avec Prise En Compte Du Risque de Liquéfaction.” Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Levasseur, Séverine. 2007. “Analyse Inverse En Géotechnique : Développement d’ Une Méthode à Base d’ Algorithmes Génétiques.” Thèse doctorale, 3SR Laboratoire, Université Joseph Fourier - Grenoble I.
- Lin, Jia, and Wei Wu. 2012. “Numerical Study of Miniature Penetrometer in Granular Material by Discrete Element Method.” *Philosophical Magazine* 92(28–30):3474–82. doi: 10.1080/14786435.2012.706373.
- Lobo, Bianca, Fernando Schnaid, Marcelo Rocha, and John Howie. 2015. “Shear Strength of Granular Soils from the Simulation of Dynamic Penetration Tests.” *Journal of Geo-Engineering Sciences* 2(3,4):143–58. doi: 10.3233/jgs-140028.
- Lopez-Retamales, S. 2022. “Développement d’une Méthode d’évaluation Du Risque de Liquéfaction Des Sables à Partir d’un Essai Au Pénétrömètre Dynamique.” Thèse doctorale, Ecole des Ponts ParisTech (en cours).
- Lopez-Retamales, Sebastian, Jean Canou, Jean Claude Dupla, and Miguel Angel Benz Navarrete. 2020. “Pénétrömètre Dynamique et Indice de Densité Des Sables : Application à l’évaluation Du Risque de Liquéfaction Des Massifs Sableux.” Pp. 1–9 in *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l’Ingénieur (JNGG)*.
- Loukidis, Dimitrios, Grace Abou-Jaoude, Rodrigo Salgado, Yanbei Zhang, Vibhav Bisht, Abou-Jaoude G., Rodrigo Salgado, Yanbei Zhang, and Vibhav Bisht. 2019. “Soil Stiffness Non-Linearity in 1D Pile Driving Simulations and Pile Driving Formulas.” *10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations. ASTM International*. 36.
- Loukidis, Dimitrios, Rodrigo Salgado, and Grace Abou-Jaoude. 2008. *Assessment of Axially-Loaded Pile Dynamic Design Methods and Review of INDOT Axially-Loaded Design Procedure*.
- Lowery, L. L., J. R. Finley, and T. J. Hirsch. 1968. *A Comparison of Dynamic Pile Driving Formulas with the Wave Equation*. Texas A & M University.
- Lukiantchuki, J. 2012. “Interpretação de Resultados Do Ensaio SPT Com Base Em Instrumentação Dinâmica.” Thèse doctorale, Universidade de Sao Paulo.
- Lukiantchuki, J. A., G. P. Bernardes, and E. R. Esquivel. 2017. “Energy Ratio (ER) for the Standard Penetration Test Based on Measured Field Tests.” *Soils and Rocks* 40(2):77–91. doi: 10.28927/SR.402077.
- Lundberg, B., J. Carlsson, and K. G. Sundin. 1990. “Analysis of Elastic Waves in Non-Uniform Rods from Two-Point Strain Measurement.” *Journal of Sound and Vibration* 137(3):483–93. doi: 10.1016/0022-460X(90)90813-F.
- Lunne, Tom, Peter K. Robertson, and John J. M. Powell. 1997. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. edited by CRC Press.



- Luo, X., R. Salgado, and A. Altschaeffl. 1998. "Dynamic Cone Penetration Test to Assess the Mechanical Properties of the Subgrade Soil." *Journal of Chemical Information and Modeling* 53(9):1689–99.
- Lysmer, J. 1965. "Vertical Motion of Rigid Footing." thèse doctorale, University of Michigan.
- Marsh, Stanley P. 1980. "LASL Shock Hugoniot Data." *Los Alamos Series on Dynamic Material Properties* 150. doi: 0-520-04008-2.
- Masouleh, S. F., and K. Fakharian. 2008. "Verification of Signal Matching Analysis of Pile Driving Using a Finite Difference Based Continuum Numerical Method." *International Journal of Civil Engineering* 6(3):174–83.
- Massarsch, K. R. 2014. "Cone Penetration Testing – A Historic Perspective." Pp. 97–134 in *Proceedings of 3rd International Symposium of Cone Penetration Testing, CPT'14*. Las Vegas.
- Mayne, Paul W., Matthew R. Coop, Sarah M. Springman, An Bin Huang, and Jorge G. Zornberg. 2009. "Geomaterial Behavior and Testing." Pp. 2777–2872 in *State-of-the-Art Keynote Lecture, Proceedings of the Seventeenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Alexandria, Egypt.
- McDowell, G. R., O. Falagush, and H. S. Yu. 2012. "A Particle Refinement Method for Simulating DEM of Cone Penetration Testing in Granular Materials." *Geotechnique Letters* 2(7–9):141–47. doi: 10.1680/geolett.12.00036.
- de Mello, V. 1971. "The Standard Penetration Test." Pp. 21–31 in *In-situ testing for geotechnical investigations. Proc. extension course, Sydney, 1983*.
- Mestat, Jean-Pierre, and Philippe Magnan. 1997. "Lois de Comportement et Modélisation Des Sols." *Ed. Techniques Ingénieur*. doi: 10.1051/jp4:19913132.
- Meunier, J. 1974. "Contribution à l'étude Des Ondes et Des Ondes de Choc Dans Les Sols." Thèse doctorale, Université de Grenoble.
- Middendorp, P., P. Bermingham, and B. Kuiper. 1992. "Statnamic Load Testing of Foundation Piles." Pp. 265–72 in *4th Int. Conf. on the Application of Stresswave Theory to Piles*. Vol. 19. The Hague.
- Mindlin, Raymond D. 1936. "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid." *Journal of Applied Physics* 7(5):195–202. doi: 10.1063/1.1745385.
- Mitchell, J., F. Guzikowski, and W. Villet. 1978. *The Measurement of Soil Properties In-Situ- Present Methods-Their Applicability and Potential*. Berkeley, USA.
- Mokrani, L. 1991. "Simulation Physique Du Comportement Des Pieux à Grande Profondeur En Chambre de Calibration." Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Monforte, Lluís, Marcos Arroyo, Josep Maria Carbonell, and Antonio Gens. 2018. "Coupled Effective Stress Analysis of Insertion Problems in Geotechnics with the Particle Finite Element Method." *Computers and Geotechnics* 101(April):114–29. doi: 10.1016/j.compgeo.2018.04.002.
- Morvan, Mathilde, and Pierre Breul. 2016. "Optimisation of In-Situ Dry Density Estimation." *E3S Web of Conferences* 9:09002. doi: 10.1051/e3sconf/20160909002.

- Mosley, E., and T. Raamot. 1970. "Pile-Driving Formulas." *Highway Research Record* (333):23–32. doi: 10.1007/978-3-642-41714-6\_161577.
- Moug, Diane M., Ross W. Boulanger, Jason T. DeJong, and Robert A. Jaeger. 2019. "Axisymmetric Simulations of Cone Penetration in Saturated Clay." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 145(4):1–13. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002024.
- Muhammed, Rawaz Dlawar. 2016. "Étude En Chambre d'Étalonnage Du Frottement Sol-Pieu Sous Grands Nombres de Cycles . Application Au Calcul Des Fondations Profondes Dans Les Sols Fins Saturés." Ecole doctorale Géosciences, Ressources Naturelles et Environnement (GRN).
- Murthy, D. S., Ramesh Gedela, Rajagopal Karpurapu, and R. G. Robinson. 2020. "3D-Continuum Numerical Analysis of Offshore Driven Pipe Pile Using Finite Difference Method." *Lecture Notes in Civil Engineering* 56:245–56. doi: 10.1007/978-981-15-0890-5\_21.
- Nagar, Mohamed H. El, and Milos Novak. 1994. "Non-Linear Model for Dynamic Axial Pile Response." *Journal of Geotechnical Engineering* 120(2):308–29.
- Nazem, M., J. P. Carter, D. W. Airey, and S. H. Chow. 2012. "Dynamic Analysis of a Smooth Penetrometer Free-Falling into Uniform Clay." *Geotechnique* 62(10):893–905. doi: 10.1680/geot.10.P.055.
- NF-EN-ISO-22476-2. 2012. "Reconnaissance et Essais Géotechniques - Essais En Place - Partie 2 : Essai de Pénétration Dynamique."
- NF-EN-ISO-22476-3. 2005. "Reconnaissance et Essais Géotechniques — Essais En Place — Partie 3 : Essai de Pénétration Au Carottier."
- Nixon, I. K. 1982. "Standard Penetration Test, State-of-the-Art Report." Pp. 3–24 in *Proc. European Symp. on Penetration Testing, ESOPT-2*. Vol. 1.
- Novak, M., and Y. O. Beredugo. 1972. "Vertical Vibration of Embedded Footings." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98(12):1291–1310.
- Obrzud, Rafał F., and Andrzej Truty. 2018. *The Hardening Soil Model - A Practical Guidebook*. Vol. 05. Edition 20.
- Odebrecht, E., F. Schnaid, M. M. Rocha, and G. Bernardes. 2005. "Energy Efficiency for Standard Penetration Tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131(10):1252–63. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2005)131:10(1252).
- Odebrecht, Edgar. 2003. "Medidas de Energia No Ensaio SPT." Thèse doctoral, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Oliveira, C. Forestti, M. A. Benz-Navarrete, Q. A. Tran, Pierre Breul, Bastien Chevalier, and Claude Bacconnet. 2020. "Assessment of Small-Strain Modulus through Wave Velocity Measurement with Dynamic Penetrometer Panda 3®." in *6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC)*.
- Omidvar, Mehdi, Jeanne Doreau Malioche, Stephan Bless, and Magued Iskander. 2015. "Phenomenology of Rapid Projectile Penetration into Granular Soils." *International Journal of Impact Engineering* 85:146–60. doi: 10.1016/j.ijimpeng.2015.06.002.

- Othman, Ramzi, Marie Noëlle Bussac, Pierre Collet, and Gérard Gary. 2001. "Séparation et Reconstruction Des Ondes Dans Les Barres Élastiques et Viscoélastiques à Partir de Mesures Redondantes." *Comptes Rendus de l'Academie de Sciences - Serie IIb: Mecanique* 329(5):369–76. doi: 10.1016/S1620-7742(01)01343-5.
- Paikowsky, S. G., and L. R. Chernauskas. 1992. "Energy Approach for Capacity Evaluation of Driven Piles." Pp. 595–601 in *4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*. The Hague, Netherlands.
- Pasquet, Sylvain. 2015. "Apport Des Méthodes Sismiques à l'hydrogéophysique : Importance Du Rapport  $V_p / V_s$  et Contribution Des Ondes de Surface." Thèse doctorale, École doctorale Géosciences, Ressources Naturelles et Environnement.
- Peck, Ralph, Walter Hanson, and Thomas Thornburn. 1974. *Foundation Engineering*. 2nd ed. Canada.
- Pells, P. J. N., and R. M. Turner. 1978. "Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's Chart Reinterpreted." *Canadian Geotechnical Journal* 15(1):123–28. doi: 10.1139/t78-010.
- Phan Ta, L., T. Matsumoto, and H. Nguyen Hoang. 2014. "Numerical Studies on Dynamic Load Testing of an Open-Ended Pipe Pile and a Case Study." *Geotechnical Engineering* 45(2):17–32.
- Phoon, Kok Kwang, and Fred H. Kulhawy. 1999. "Evaluation of Geotechnical Property Variability." *Canadian Geotechnical Journal* 36(4):625–39. doi: 10.1139/t99-039.
- Pinto, P. L., J. C. Grazina, and J. C. Lourenço. 2008. "Evaluation of 1D and 2D Numerical Modelling Techniques of Dynamic Pile Testing." Pp. 353–57 in *Proc. of the 8th Int. Conf., On Application of Stress Wave Theory to Piles*. Lisbon.
- Quezada, Juan Carlos, Pierre Breul, Gilles Saussine, and Farhang Radjai. 2014. "Penetration Test in Coarse Granular Material Using Contact Dynamics Method." *Computers and Geotechnics* 55:248–53. doi: 10.1016/j.compgeo.2013.09.006.
- Quezada, Juan Carlos, Gilles Saussine, Pierre Breul, and Farhang Radjai. 2013. "Penetration Strength of Coarse Granular Materials from DEM Simulations." *AIP Conference Proceedings* 1542:241–44. doi: 10.1063/1.4811912.
- Rausche, F. 1970. "Soil Response from Dynamic Analysis and Measurements on Piles." Thèse doctorale, Case Western Reserve University.
- Rausche, F., G. G. Goble, and G. E. Likins. 1985. "Dynamic Determination of Pile Capacity." *Journal of Geotechnical Engineering* 111(3):367–83. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:3(367).
- Rausche, F., F. Moses, and G. G. Goble. 1972. "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 98(9):917–37.
- Reiffsteck, P., H. Van De Graaf, and C. Jacquard. 2017. "Capacité Portante et Tassement Des Pieux Basés Sur l'essai de Chargement de Pointe Pénétrométrique." in *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Seoul.
- Reiffsteck, P., A. Teyssier, M. Rispal, and C. Jacquard. 2020. "DETERMINATION DE MODULES DE DEFORMATION AU COURS D' ESSAIS CLT – APPLICATION AU CALCUL DE TASSEMENT DES FONDATIONS." Pp. 1–8 in *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de*

*l'Ingénieur*. Lyon.

- Reiffsteck, P., L. Thorel, C. Bacconnet, R. Gourves, and H. C. Van De Graaf. 2009. "Measurements of Soil Deformation By Means of Cone Penetrometer." *Soils and Foundations* 49(3):397–408.
- Reiffsteck, Philippe, Daniel Lossy, and Jean Benoît. 2012. *Forages, Sondages et Essais in Situ Géotechniques - Les Outils Pour La Reconnaissance Des Sols et Des Roches*. Paris: Presses des Ponts.
- Reissner, Erich. 1936. "Stationäre, Axialsymmetrische, Durch Eine Schüttelnde Masse Erregte Schwingungen Eines Homogenen Elastischen Halbraumes." *Ingenieur-Archiv* 203(1933).
- Robertson, P. K. 2009. "Interpretation of Cone Penetration Tests - A Unified Approach." *Canadian Geotechnical Journal* 46(11):1337–55. doi: 10.1139/T09-065.
- Robertson, P. K., and R. G. Campanella. 1983. "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand." *Canadian Geotechnical Journal* 20(4):718–33. doi: 10.1139/t83-079.
- Robertson, P. K., R. G. Campanella, and A. Wightman. 1983. "SPT-CPT Correlations." *Journal of Geotechnical Engineering* 109(11):1449–59. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109.
- Robertson, P. K., and C. E. Wride. 1998. "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test." *Canadian Geotechnical Journal* 35(3):442–59. doi: 10.1139/t98-017.
- Robertson, Peter K., and K. L. Cabal. 2010. "Estimating Soil Unit Weight from CPT." in *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*. Huntington Beach, CA, USA.
- Rousé, Pascale C. 2018. "Relation between the Critical State Friction Angle of Sands and Low Vertical Stresses in the Direct Shear Test." *Soils and Foundations* 58(5):1282–87. doi: 10.1016/j.sandf.2018.06.005.
- Saint-Venant. 1867. "Mémoire Sur Le Choc Longitudinal de Deux Barres Élastiques de Grosseurs et de Matières Semblables Ou Différentes, et Sur La Proportion de Leur Force Vive Qui Est Perdue Pour La Translation Ulérieure; et Généralement Sur Le Mouvement Longitudinal d'un Sys." *Journal de Mathématiques Pures et Appliquées* 4(tome 12):237–376.
- Salgado, R. 2008. *The Engineering of Foundations*. McGraw-Hill Higher Education.
- Salgado, R., D. Loukidis, G. Abou-Jaoude, and Y. Zhang. 2015. "The Role of Soil Stiffness Non-Linearity in 1D Pile Driving Simulations." *Geotechnique* 65(3):169–87. doi: 10.1680/geot.13.P.124.
- Salgado, R., J. K. Mitchell, and M. Jamiolkowski. 1998. "Calibration Chamber Size Effects on Penetration Resistance in Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(September):878–88.
- Salgado, R., and M. Prezzi. 2007. "Computation of Cavity Expansion Pressure and Penetration Resistance in Sands." *International Journal of Geomechanics* 7(4):251–65. doi: 10.1061/(asce)1532-3641(2007)7:4(251).
- Salgado, R., and M. F. Randolph. 2001. "Analysis of Cavity Expansion in Sand." *Int. J. Geomech.* 1(2):175–92. doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2001)1.

- Salgado, Rodrigo, Vibhav Bisht, and Monica Prezzi. 2018. *Pile Driving Analysis for Pile Design and Quality Assurance*. West Lafayette. doi: 10.5703/1288284316514.
- Sanglerat, G. 1972. *The Penetrometer and Soil Exploration. Interpretation of Penetration Diagrams — Theory and Practice*. Amsterdam: ELSEVIER PUBLISHING COMPANY.
- Scala, A. J. 1956. "Simple Methods of Flexible Pavement Design Using Cone Penetrometers." in *Australia New Zealand Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2nd*.
- Schmertmann, J. H. 1976. "An Updated Correlation between Relative Density DR and Fugro-Type Electric Cone Bearing, Qc." 6646.
- Schmertmann, J. H. 1979. "Statics of SPT." *Journal Geotechnical Engineering Division ASCE* 105(GT6, Proc Paper 14573):655–70.
- Schmertmann, J. H., and A. Palacios. 1979. "Energy Dynamics of SPT." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 105(8):909–26.
- Schnaid, F. 2008. *In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests*. New York, NY: Taylor & Francis Group.
- Schnaid, F., E. Odebrecht, and M. M. Rocha. 2007. "On the Mechanics of Dynamic Penetration Tests." *Geomechanics and Geoengineering* 2(2):137–46.
- Schnaid, F., E. Odebrecht, M. M. Rocha, and G. de Paula Bernardes. 2009. "Prediction of Soil Properties from the Concepts of Energy Transfer in Dynamic Penetration Tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135(8):1092–1100. doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000059.
- Seed, H., and P. De Alba. 1986. "Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands." Pp. 281–302 in *Use of in situ tests in geotechnical engineering*.
- Seed, H. B., and I. M. Idriss. 1981. "Evaluation of Liquefaction of Sand Deposits Based on Observation of Performance in Previous Earthquakes, in Situ Testing to Evaluate Liquefaction Susceptibility." *ASCE National Convention (MO)* 481–544.
- Seed, H. B., K. Tokimatsu, L. F. Harder, and R. M. Chung. 1985. "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations." *J. Geotech. Engrg* 111(12):1425–45.
- Skempton, A. W. 1986. "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation." *Geotechnique* 36(3):425–47.
- Smith, E. A. L. 1960. "Pile-Driving Analysis by the Wave Equation." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 86(4):35–61.
- Susila, Endra, and Roman D. Hryciw. 2003. "Large Displacement FEM Modelling of the Cone Penetration Test (CPT) in Normally Consolidated Sand." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 27(7):585–602. doi: 10.1002/nag.287.
- Sy, A., and R. G. Campanella. 1991. "An Alternative Method of Measuring SPT Energy." Pp. 499–505 in *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*.

- Terzaghi, K. 1942. "LINER-PLATE TUNNELS ON THE CHICAGO (ILL.) SUBWAY." *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 108(1):970–1007.
- Tran, Quoc Ahn, Bastien Chevalier, Miguel Angel Benz-Navarrete, Pierre Breul, and Roland Gourvès. 2019. "Numerical Verification of the Continuous Calculation Method for Tip Stress during the Driving Process of the Dynamic Penetration Test." *Soils and Foundations* 59:2344–51. doi: 10.1016/j.sandf.2019.08.011.
- Tran, Quoc Anh. 2015. "Modélisation Numérique Du Comportement Des Milieux Granulaires à Partir de Signaux Pénétrométriques : Approche Micromécanique Par La Méthode Des Éléments Discrets." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Tran, Quoc Anh. 2016. "MODÉLISATION NUMÉRIQUE DISCRET DE L'ESSAI PANDA3®." 37.
- Tran, Quoc Anh, Bastien Chevalier, Miguel Benz, Pierre Breul, and Roland Gourvès. 2017. "Modeling of Light Dynamic Cone Penetration Test – Panda 3® in Granular Material by Using 3D Discrete Element Method." *EPJ Web of Conferences*. doi: 10.1051/epjconf/201714016003.
- Tran, Quoc Anh, Bastien Chevalier, and Pierre Breul. 2016. "Discrete Modeling of Penetration Tests in Constant Velocity and Impact Conditions." *Computers and Geotechnics* 71(January):12–18. doi: 10.1016/j.compgeo.2015.08.010.
- Van der Veen, C. 1953. "The Bearing Capacity a Pile." *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 84–90.
- Verruijt, Arnold. 2009. *An Introduction to Soil Dynamics*. 24th ed. Springer Science and Business Media.
- Vesic, A. S. 1972. "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass." *J. of the Soil Mech and Found. Engg Div* 98:265–90.
- Villavicencio, Gabriel. 2009. "Methodologie Pour Evaluer La Stabilité Des Barrages de Residus Miniers." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.
- Villavicencio, Gabriel, Pierre Breul, Claude Bacconnet, Daniel Boissier, and A. Raúl Espinace. 2011. "Estimation of the Variability of Tailings Dams Properties in Order to Perform Probabilistic Assessment." *Geotechnical and Geological Engineering* 29(6):1073–84. doi: 10.1007/s10706-011-9438-5.
- Villavicencio, Gabriel, Pierre Breul, Claude Bacconnet, Andy Fourie, and A. Raúl Espinace. 2016. "Liquefaction Potential of Sand Tailings Dams Evaluated Using a Probabilistic Interpretation of Estimated In-Situ Relative Density." *Revista de La Construccion* 15(2):9–18. doi: 10.4067/s0718-915x2016000200001.
- Walsh, John M., and Russell H. Christian. 1955. "Equation of State of Metals from Shock Wave Measurements." *Physical Review* 97(6):1544–56. doi: 10.1103/PhysRev.97.1544.
- Whitman, R. V., and F. E. Richart. 1969. "Closure to 'Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations.'" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 95(6):1519–21.
- Withers, N. J., J. Howie, J. M. O. Hughes, and P. K. Robertson. 1989. "Performance and Analysis of Cone Pressuremeter Tests in Sands." *Geotechnique* 39(3):433–54. doi: 10.1680/geot.1989.39.3.433.

- Wu, Jiu Jiang, Yan Li, Qian Gong Cheng, Hua Wen, and Xin Liang. 2016. "A Simplified Method for the Determination of Vertically Loaded Pile-Soil Interface Parameters in Layered Soil Based on FLAC 3D." *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 10(1):103–11. doi: 10.1007/s11709-015-0328-4.
- Youd, T. Leslie, Hannah W. Bartholomew, and Jamison H. Steidl. 2008. "SPT Hammer Energy Ratio versus Drop Height." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134(3):397–400. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:3(397).
- Yu, H. S., and G. T. Houlsby. 1991. "Finite Cavity Expansion in Dilatant Soils : Loading Analysis." *Geotechnique* (2):173–83.
- Yu, H. S., and J. K. Mitchell. 1998. "Analysis of Cone Resistance: Review of Methods." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(2):140–49. doi: 10.1061/(asce)1090-0241(1999)125:9(812).
- Zhang, Ningning. 2018. *DEM Investigation of Particle Crushing Effects on Static and Dynamic Penetration Tests*. Vol. 1. Springer International Publishing.
- Zhang, Ningning, Marcos Arroyo, Matteo Ciantia, and Antonio Gens. 2021. "DEM Examination of SPT Correction Factors." *EPJ Web of Conferences* 249:14017. doi: 10.1051/epjconf/202124914017.
- Zhang, Ningning, Marcos Arroyo, Matteo Oryem Ciantia, and Antonio Gens. 2021. "Energy Balance Analyses during Standard Penetration Tests in a Virtual Calibration Chamber." *Computers and Geotechnics* 133(February). doi: 10.1016/j.compgeo.2021.104040.
- Zhang, Ningning, Marcos Arroyo, Matteo Oryem Ciantia, Antonio Gens, and Joanna Butlanska. 2019. "Standard Penetration Testing in a Virtual Calibration Chamber." *Computers and Geotechnics* 111(February):277–89. doi: 10.1016/j.compgeo.2019.03.021.
- Zhang, Ningning, Matteo O. Ciantia, Marcos Arroyo, and Antonio Gens. 2021. "A Contact Model for Rough Crushable Sand." *Soils and Foundations* 61(3):798–814. doi: 10.1016/j.sandf.2021.03.002.
- Zhang, Qian qing, Shan wei Liu, Shi min Zhang, Jian Zhang, and Kang Wang. 2016. "Simplified Non-Linear Approaches for Response of a Single Pile and Pile Groups Considering Progressive Deformation of Pile–Soil System." *Soils and Foundations* 56(3):473–84. doi: 10.1016/j.sandf.2016.04.013.
- Zhou, S. 1997. "Caracterisation Des Sols de Surface a l'aide Du Penetrometre Dynamique Leger a Energie Variable Type Panda." Thèse doctorale, Université Blaise Pascal – Clermont II.

## **ANNEXES**

---

V.1. Résultats triaxiaux

V.2. Profils DCLT *in situ*

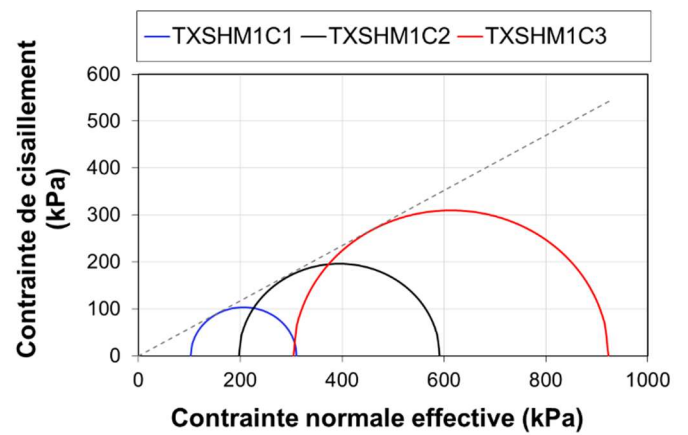
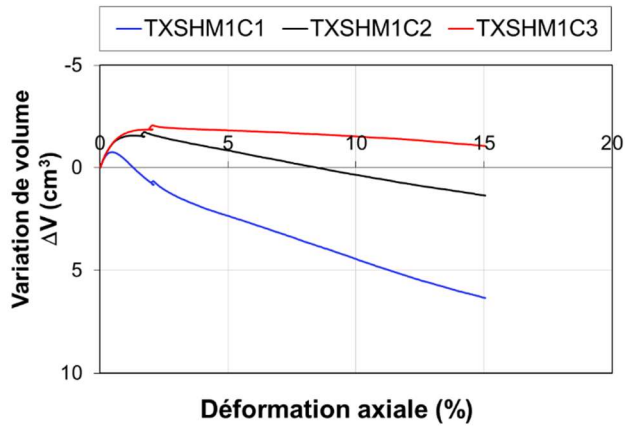
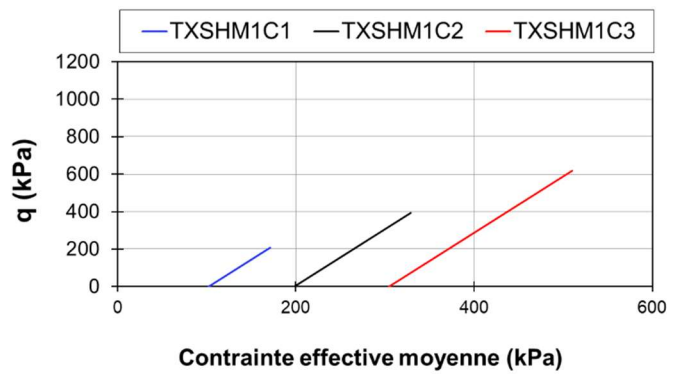
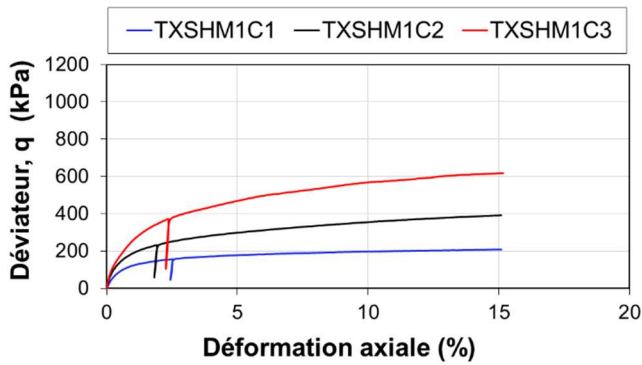
V.3. Profils pressiométriques



## V.1. Résultats triaxiaux

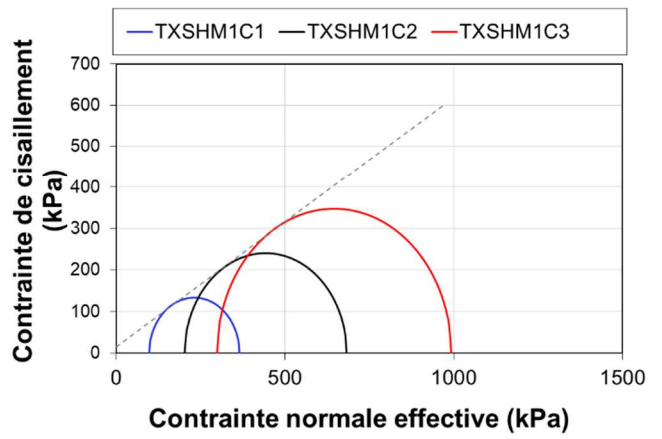
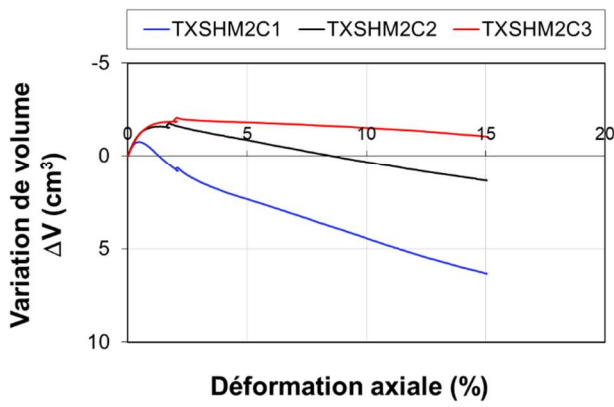
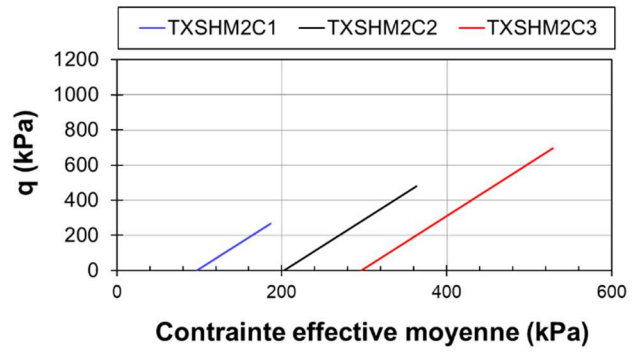
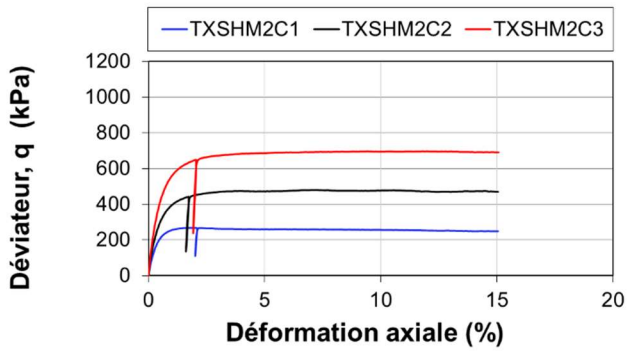
- Résultats triaxiaux : *sable d'Hostun*

- Eprouvettes TXSHM1Ci



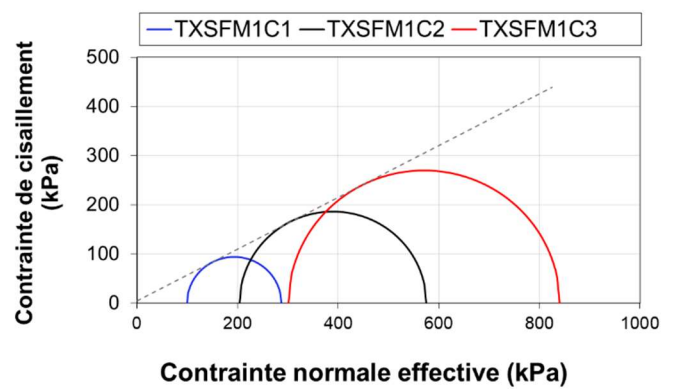
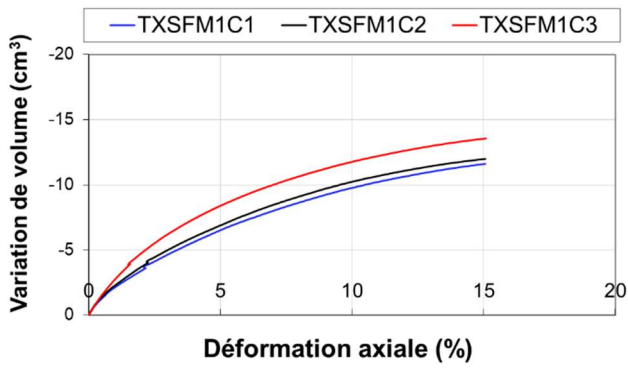
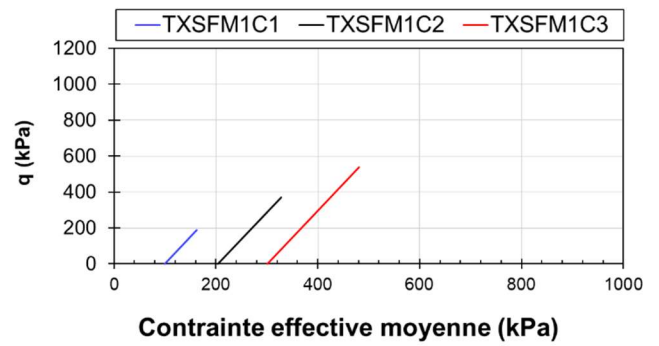
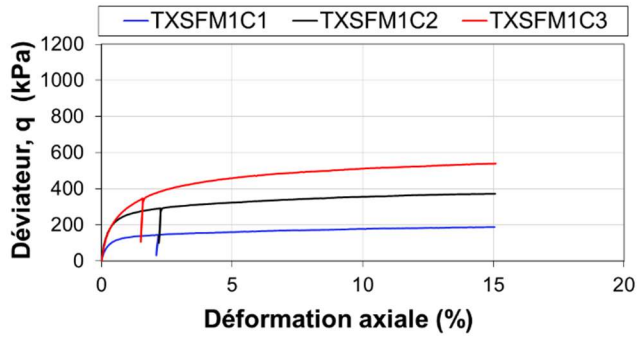
- **Résultats triaxiaux : sable d'Hostun**

- Eprouvettes TXSHM2Ci



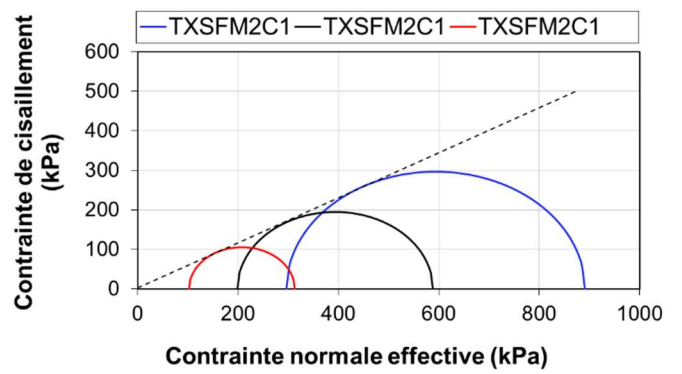
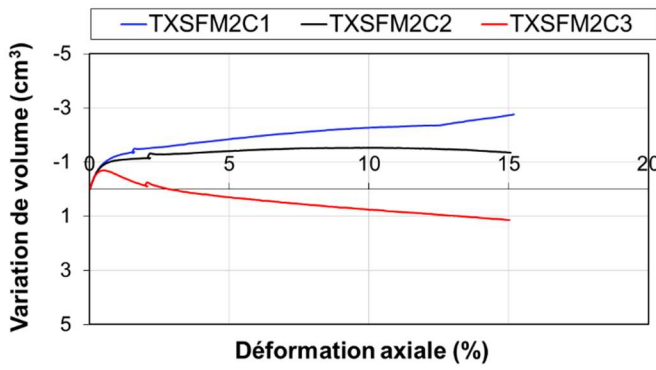
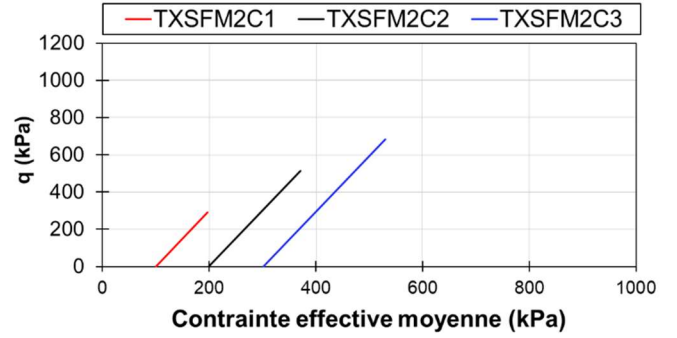
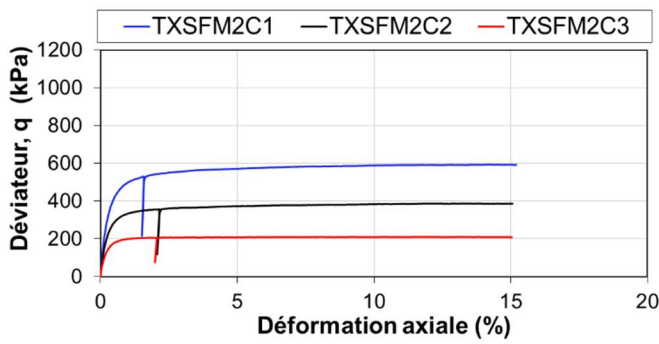
- **Résultats triaxiaux : sable de Fontainebleau**

- Eprouvettes TXSFM1Ci



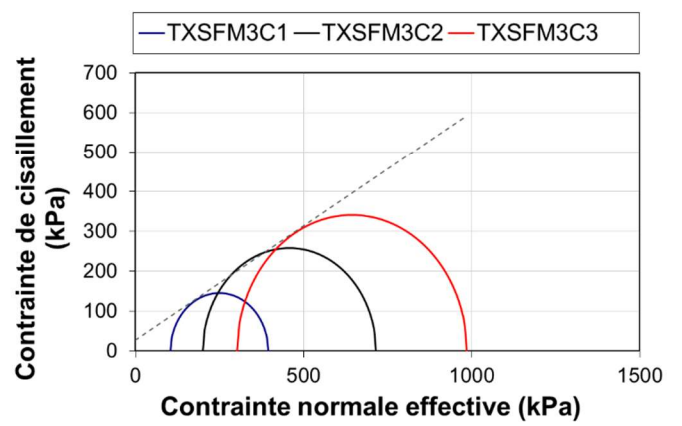
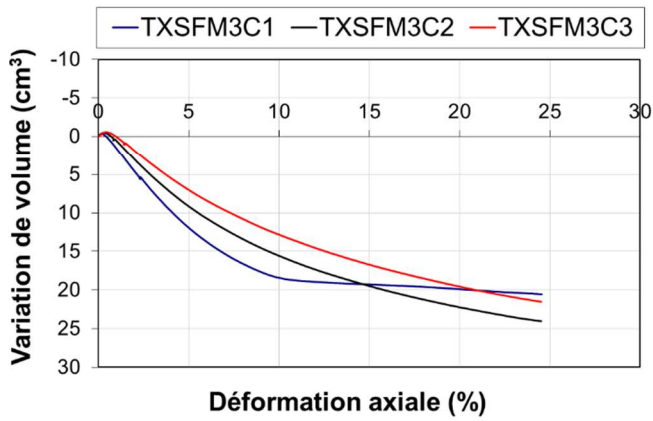
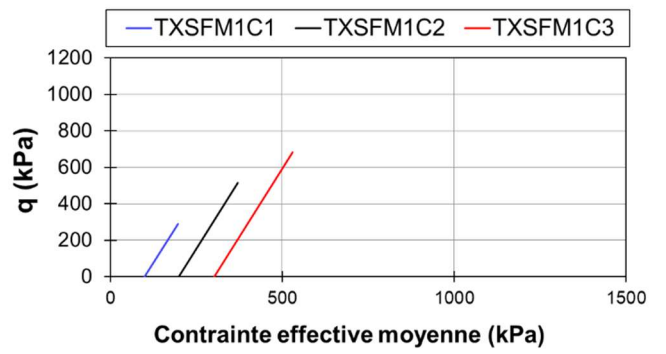
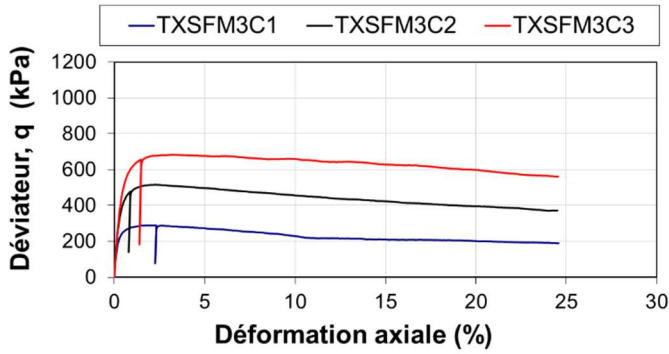
- **Résultats triaxiaux : sable de Fontainebleau**

- Eprouvettes TXSFM2Ci



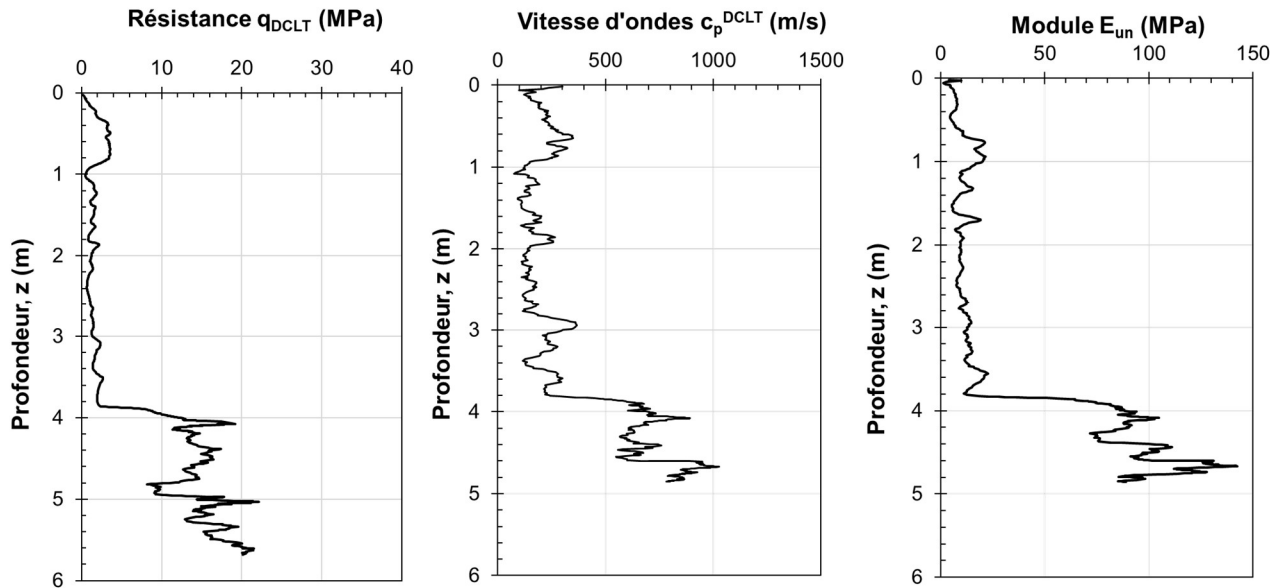
- **Résultats triaxiaux : sable de Fontainebleau**

- Eprouvettes TXSFM3Ci

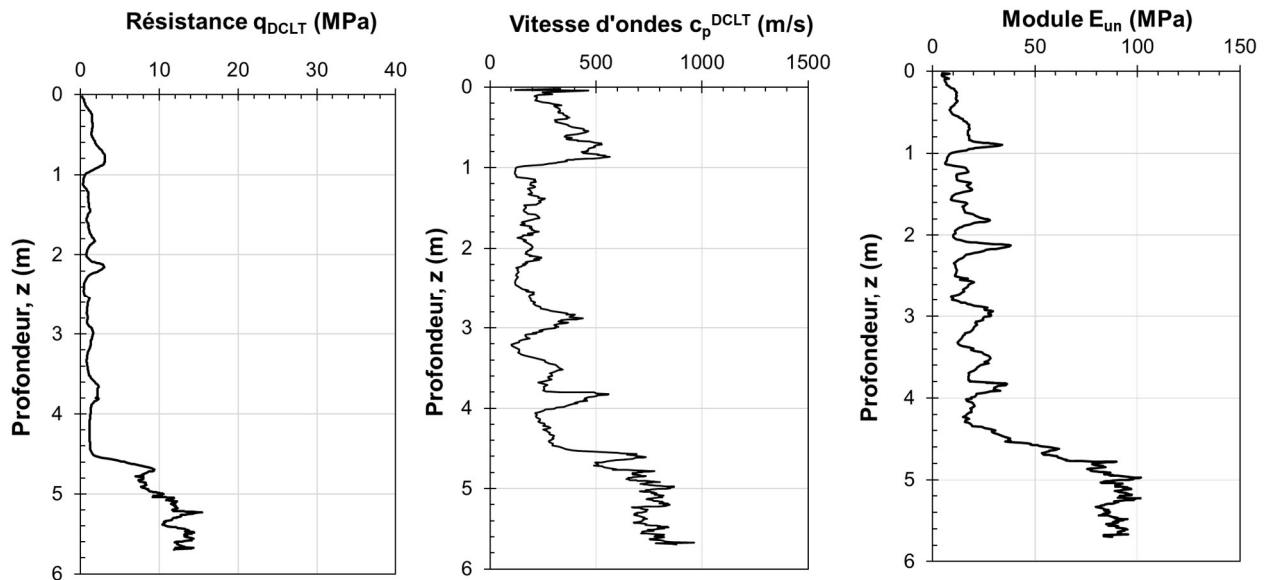


## V.2. Résultats DCLT *in situ*

- DCLT2

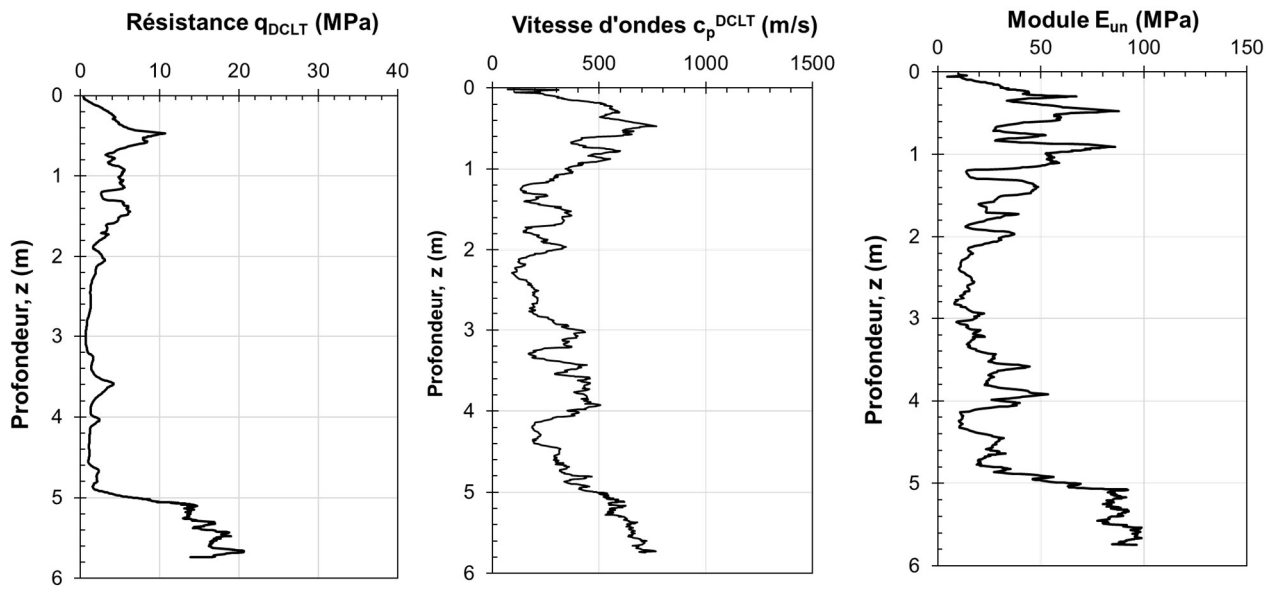


- DCLT7

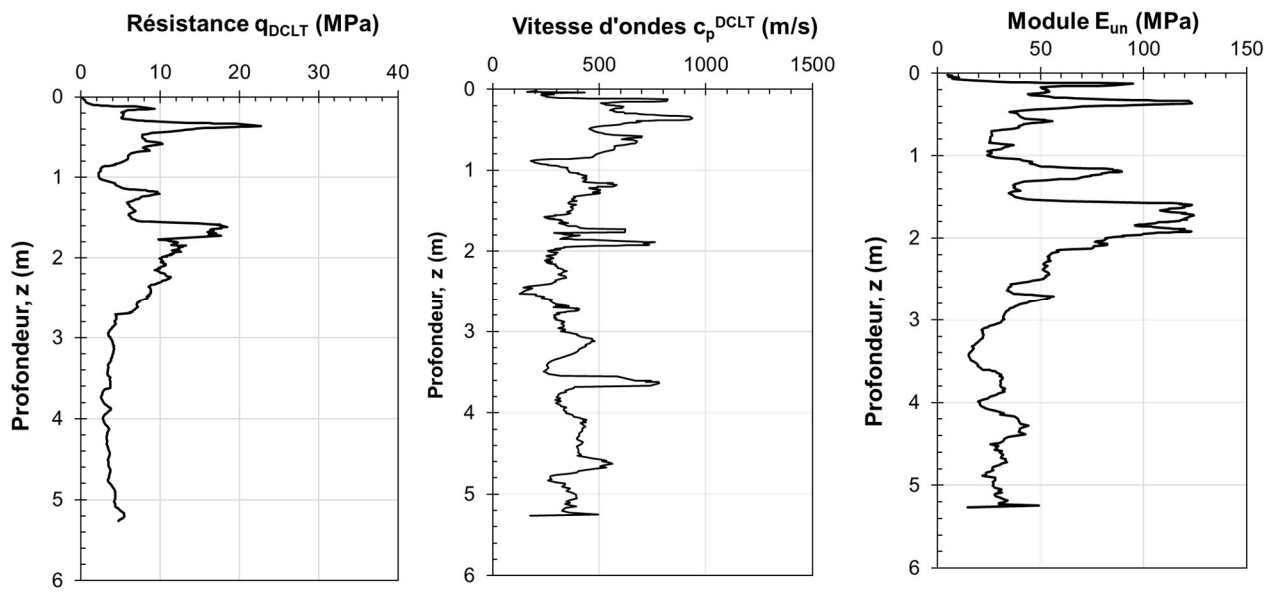


# ANNEXES

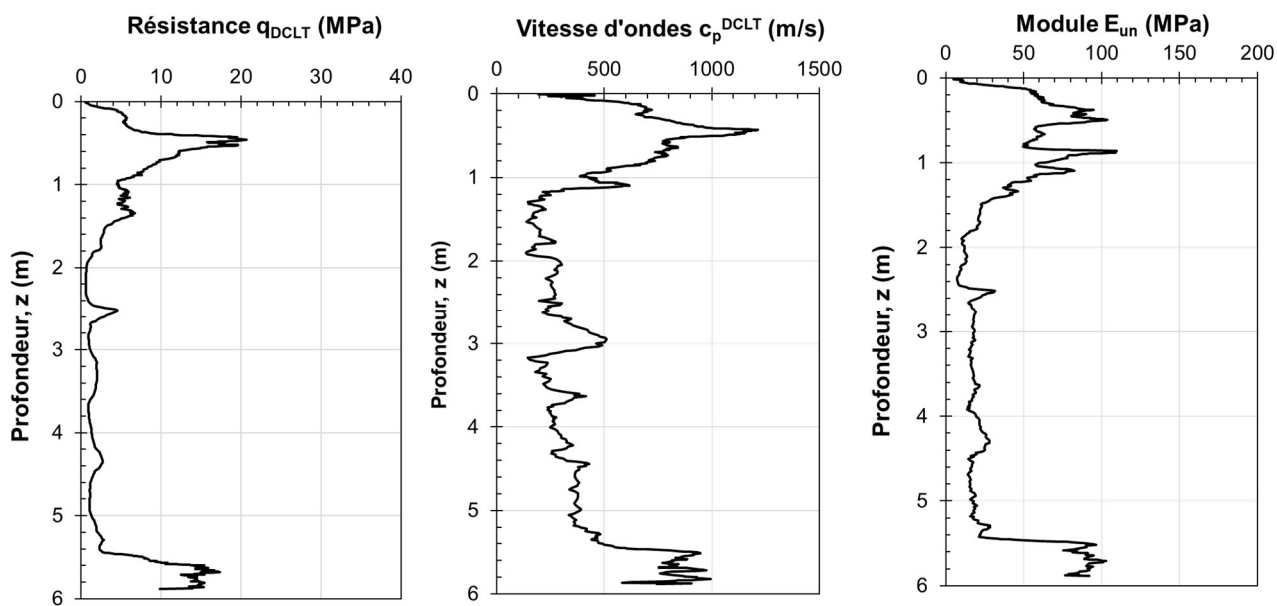
## - DCLT8



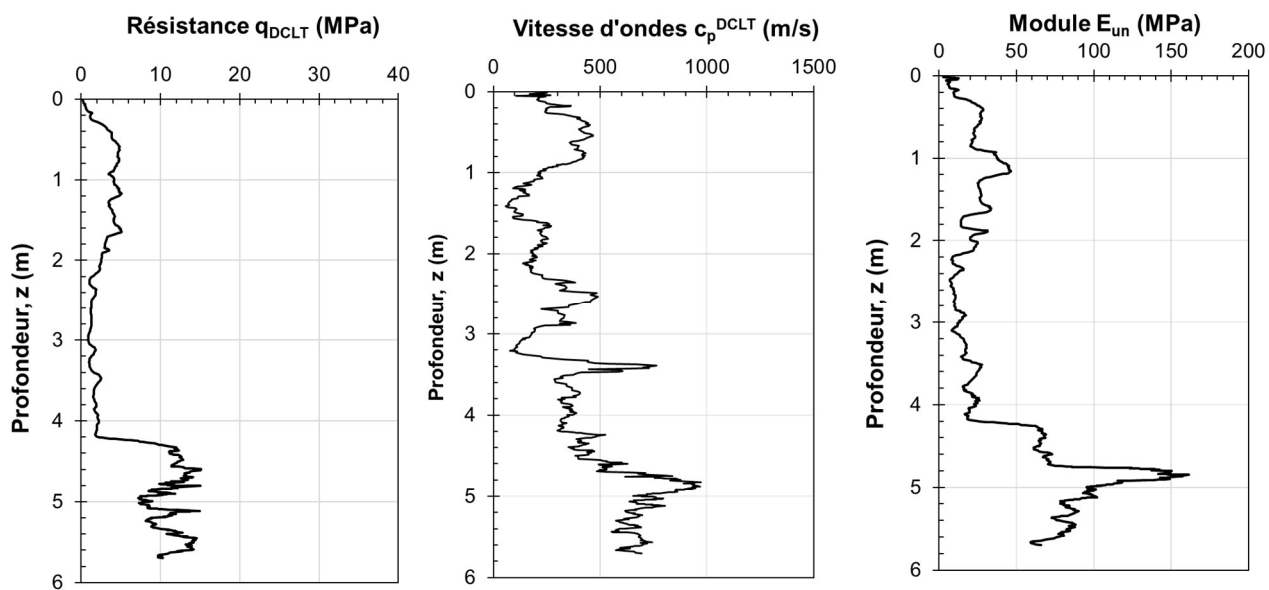
## - DCLT9



- DCLT15

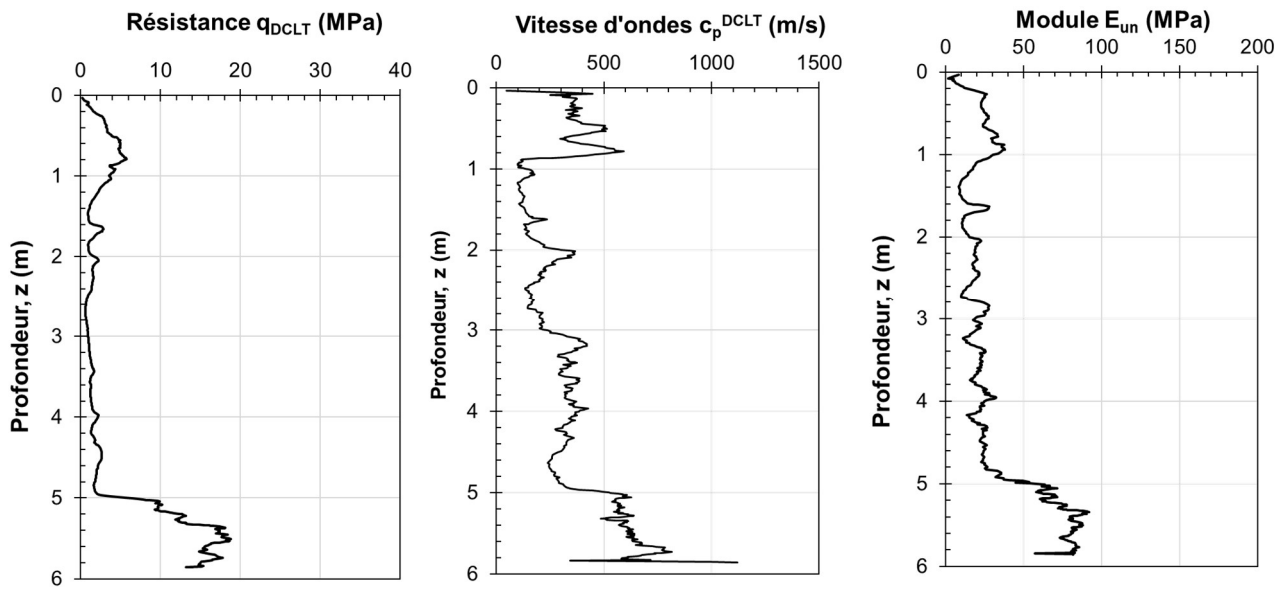


- DCLT16

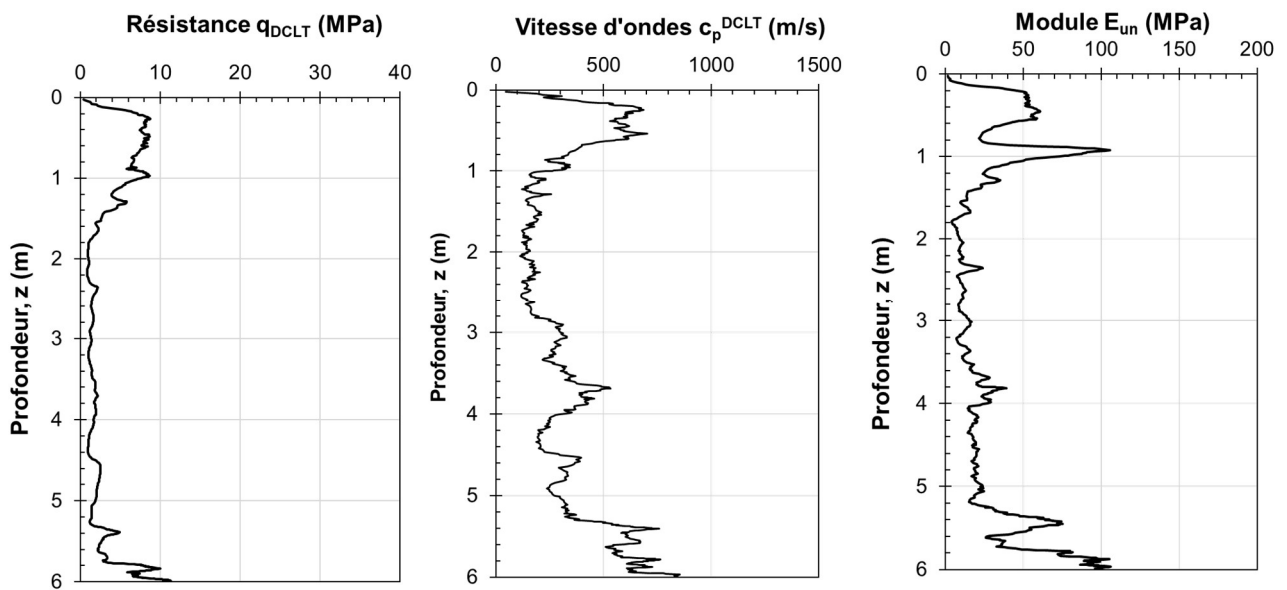




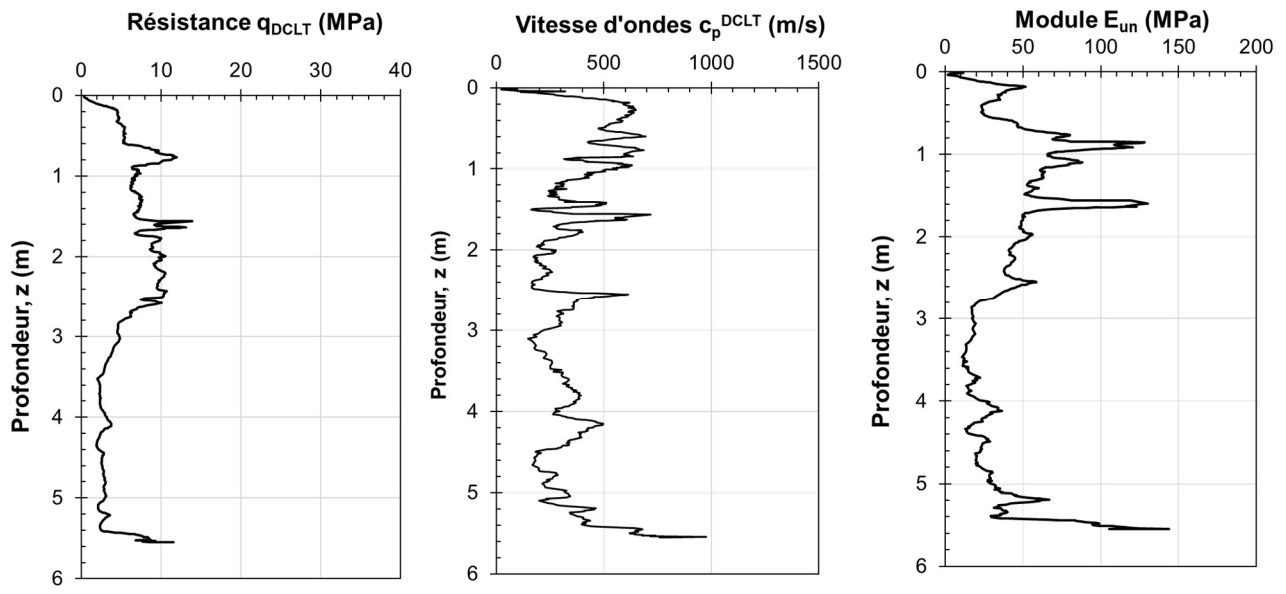
- DCLT17



- DCLT18

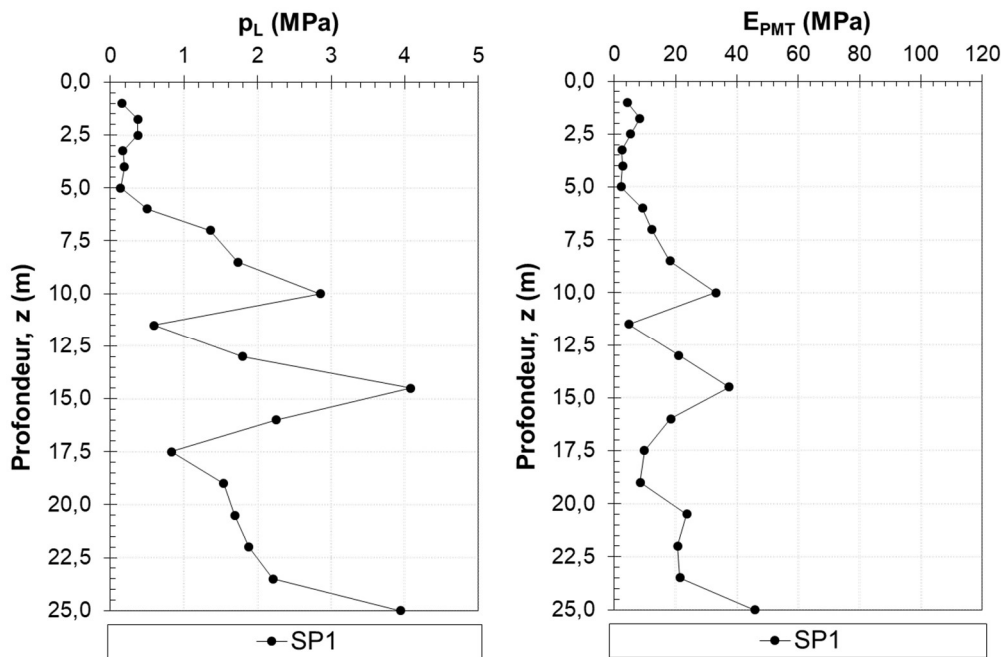


- DCLT19



### V.3. Profils pressiométriques

- Profils du sondage pressiométrique SP1



- Profils du sondage pressiométrique SP2

