

UNIVERSITE DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil

INFLUENCE DE LA SATURATION PARTIELLE  
SUR LA VITESSE DE PROPAGATION DES ONDES  
DE CISAILLEMENT DANS LES SOLS

SCA 730 - Activités de recherche et mémoire

Préparé par

Julien ANGLADE

Le 6 Mars 2020

*le jury a accepté le mémoire de Monsieur Julien Anglade dans sa version finale.*

Membres du jury

Professeur Mathieu Nuth

Directeur de recherche

Département Génie Civil

Professeur Mourad Karray

Codirecteur de recherche

Département de Génie Civil

Professeur Alexandre Cabral

Membre interne

Département de Génie Civil

Professeur Patrice Rivard

Président-rapporteur

Département de Génie Civil

## Résumé

Afin de mieux comprendre le comportement mécanique des sols granulaires ainsi que de vérifier des hypothèses et modèles tels que le principe de normalisation de la vitesse des ondes de cisaillement, ces travaux ont but de concevoir un appareil de laboratoire et de proposer une démarche permettant l'étude de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les sols non-saturés granulaires.

Ce document est une synthèse de la conception d'une cellule œdométrique permettant la mesure de la vitesse de l'onde de cisaillement en utilisant la technique de l'anneau piézo-électrique pour un sol granulaire dont la succion matricielle est contrôlée en utilisant la technique de la translation d'axe. Après la fabrication de cette cellule œdométrique, une validation des performances a été réalisée pour permettre ensuite une série d'essais sur un silt d'Ascot Corner et un sable d'Ottawa F65. Ces essais servent à établir les courbes de rétentions d'eau ainsi que les courbes caractéristiques de la contrainte de succion et à mesurer la vitesse des ondes de cisaillement pour un état de contrainte donné.

L'analyse des essais permet de valider les performances de la cellule œdométrique développée dans ces travaux, permet aussi de vérifier l'hypothèse que la vitesse normalisée est une fonction qui n'admet qu'une valeur unique pour un indice des vides donné, ainsi que de supposer vrai la formule de normalisation de la vitesse des ondes de cisaillement avec un coefficient avoisinant 0,25. L'appareil ouvre donc la possibilité d'études futur ouvertes à d'autres types de sols pour une généraliser à tous les sols des hypothèses et formules vérifiées et ainsi aller jusqu'à produire de nouveaux modèles de normalisation des ondes de cisaillement et de nouveaux modèles de contraintes hydromécaniques pour les sols.

Mots-clés : sol, non-saturé, saturation partielle, vitesse de propagation des ondes de cisaillement,  $V_s$ , Modal Analysis of Surface Waves, MMASW, succion, Piezo-electric Ring Actuator Technique, P-RAT.

Key-words : soil, unsaturated, partial saturation, shear waves velocity,  $V_s$ , Modal Analysis of Surface Waves, MMASW, suction, Piezo-electric Ring Actuator Technique, P-RAT.

# Table des matières

## Table des matières

### Liste des figures

<b>1 INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1. Mise en contexte .....	1
2. Problématique .....	1
3. Hypothèses et objectifs du projet .....	2
<b>2 REVUE DE LITTERATURE</b>	<b>5</b>
1. Caractérisation des sols .....	5
2. Mesure de Vs en laboratoire .....	10
3. Sols non-saturés : mesure et contrôle de la succion dans un échantillon de sol .	14
<b>3 DEVELOPPEMENT</b>	<b>24</b>
1. Présentation de l'appareil développé initialement .....	24
2. Présentation de la version finale de l'appareil développé .....	24
1. Introduction .....	25
2. Set-up .....	28
3. Méthode d'interprétation .....	33
4. Etudes expérimentales .....	36
5. Résultats et discussion .....	38
<b>4 CONCLUSION</b>	<b>44</b>
<b>5 BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>45</b>

# Listes des figures

1.1	Cahier des charges .....	4
2.1	Comparaison des différents essais in situ conventionnels .....	9
2.2	Modélisation d'un anneau piézoélectrique .....	12
2.3	Principe de fonctionnement du dispositif P-RAT .....	13
2.3	Montage expérimentale du dispositif P-RAT adapté à un œdomètre conventionnel .....	14
3.1	Photos de l'appareil développé .....	30
3.2	Modèle 3D de l'appareil proposé .....	31
3.3	Essai tip-to-tip .....	34
3.4	Granulométrie des sols étudiés .....	37
3.5	Signaux de sortie en fonction du chargement pour un signal d'entrée donnée .....	38
3.6	Comparaison des SWRC sur un même test avec différents appareils	39
3.7	Essais non-saturés sur les échantillons de sol .....	41
3.8	Analyse du processus de normalisation pour un indice des vides considéré constant .....	42
3.9	Etude de la valeur du coefficient de normalisation B .....	43

# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Mise en contexte

L'étude des sols en géotechnique repose sur une connaissance approfondie du comportement mécanique des sols. Ce comportement mécanique dépend en grande partie des propriétés physique du sol tels que la granulométrie, la forme des grains. La modélisation de ce comportement mécanique est à la base d'études plus complexes en génie civil. Cependant le fait d'ignorer les effets de l'eau sur le comportement mécanique oblige l'utilisation de modèles appliquant des règles conservatives pour la construction. Dans une logique de réduction des coûts, il est donc possible d'utiliser des modèles caractérisant le comportement hydromécanique si on arrive à démontrer que les effets de l'eau sur notre sol sont significatifs.

L'étude du comportement hydromécanique des sols est un domaine peu documenté jusqu'à récemment, mais qui se démocratise dans les laboratoires géotechniques universitaires depuis ces vingt dernières années. C'est pour cette raison que depuis quelques années, le laboratoire de géotechnique de l'Université de Sherbrooke a lancé la construction d'une nouvelle expertise sur le caractère non-saturé des sols. Mes travaux s'inscrivent dans le cadre de cette expertise sur les conditions non-saturées, associée à l'expertise de caractérisation des sols au moyen d'ondes de cisaillement.

### 1.2 Problématique

Afin d'étudier l'impact de la non-saturation des sols sur la mesure de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, il est nécessaire que le laboratoire de géotechnique de l'Université de Sherbrooke se dote d'instruments de mesures et d'une méthodologie adaptée au domaine d'étude. Au début de la rédaction de ce mémoire, le laboratoire est muni de cellules oedométriques mesurant la vitesse de cisaillement avec une technique développée par le Professeur Mourad Karray, ainsi qu'une cellule oedométrique pilotant des conditions non-

saturantes développée par Mathieu Nuth. L'esprit initial de l'étude est donc de produire une nouvelle cellule oedométrique capable de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement sur des sols dont on pilote les conditions non-saturantes. Le développement d'un prototype fonctionnel se doit être accompagné d'une méthodologie expérimentale ainsi qu'un protocole expérimental. La finalité de ces travaux est d'établir les nouvelles possibilités qu'offrira ce type d'appareil.

## 1.3 Hypothèses et objectifs du projets

### 1.2.1 Listes des critères

\_Mesurer  $V_s$  : on doit incorporer le P-RAT afin de mesurer  $V_s$ . Le choix de la technique de mesure  $V_s$  s'est fait car la technique P-RAT permet une mesure de  $V_s$  avec une erreur très faible et une netteté de signal supérieure aux autres techniques à base d'éléments piézoélectriques. De plus le P-RAT ayant été développée à l'Université de Sherbrooke, il y a une réelle expertise autour de cette technique au sein du laboratoire de géotechnique de l'université. Dimensions de l'émetteur/récepteur en fonction de l'anneau piézoélectrique choisi.

\_Type d'appareillage : on a choisi que l'appareil à concevoir soit une cellule oedométrique car d'une part l'essai oedométrique intéresse notre étude des sols. Cela fournit des résultats annexes utiles pour interpréter l'évolution du comportement des sols. De plus, certains modèles de prédiction du module de cisaillement élastique non-saturé  $G_{max}^{unsat}$  utilisent  $\lambda$  et  $\kappa$  obtenables par essai oedométrique. Dernier point, il est moins onéreux de s'équiper d'un oedomètre qu'une machine triaxiale. Deux oedomètres ont été assigné pour l'étude. Le premier impose un diamètre maximal de 170mm et une hauteur de 180mm avec un centrage de diamètre de 4,5po. Le deuxième oedomètre impose un diamètre maximal de 155mm et un centrage sur un diamètre de 2,5po.

\_Imposer une succion : Le choix de la technique osmotique ajoute des contraintes à la cellule oedométrique en développement. Le fait d'être capable de travailler avec un sol non-saturé impose la présence d'un système d'évacuation des bulles d'air dans le fond de l'oedomètre. Le fait que la succion se fasse via l'osmose requiert la présence d'un réservoir dans l'oedomètre séparé du sol via une membrane semi-perméable. Il faut s'assurer évidemment de l'étanchéité entre le sol et le réservoir via la membrane. De plus la succion osmotique étant fonction de la concentration molaire d'une molécule, il faut prévoir un système de contrôle de

cette concentration et de l'homogénéité de la concentration dans le réservoir de la cellule oedométrique. Erreur de +/- 0,5 kPa.

\_Contrôler la succion : pour nous assurer de la valeur de la succion qu'on applique, il est souhaité que l'appareil intègre un système de mesure de la succion. Il faut donc prévoir l'insertion d'un tensiomètre dans la structure de l'oedomètre en s'assurant qu'il soit en contact direct avec le sol sans perturber la répartition du chargement du sol ou les conditions oedométriques durant les essais. Cependant les caractéristiques du HCT seront à définir car l'erreur de mesure du HCT dépend de la pression maximale qu'il peut mesurer. Il est donc nécessaire de définir une plage de pression adaptée aux sols des études du laboratoire.

\_Dimension du sol : lors de la réunion de début du projet de recherche, Pr M.Karray avait demandé un diamètre de 2,5po pour l'intérieur de la cellule oedométrique. La raison, est que, comme l'indique l'ASTM, c'est la taille optimale entre la représentativité du sol par l'échantillon et le respect des conditions oedométriques. Par exemple, un diamètre plus grand rentra l'échantillon plus représentatif du sol. Cependant, la distribution des charges par le piston sur le sol ne peut plus être considérée comme uniforme. De plus, il devient nécessaire de fournir un chargement plus important pour appliquer la même contrainte sur l'échantillon.

L'étude des sols non-saturés implique de nombreuses contraintes. Notamment évaluer la saturation au cours d'un processus expérimental. Il est donc nécessaire d'implémenter un système de contrôle de la saturation à l'oedomètre. Afin que l'erreur de mesure de la saturation, il faut que l'erreur de mesure sur la saturation effective soit inférieure à +/- 0,5 %.

Ensuite pour assurer une bonne cohérence sur la mesure de la saturation, il est nécessaire de réduire l'eau sortant/entrant dans le sol qui n'est pas mesurable/quantifiable lors des expériences. Pour cela, il est nécessaire d'assurer l'étanchéité de l'oedomètre dans toutes les parties où l'eau devrait être présente. On rappelle toutefois que  $u_a$  devra rester égal à  $P_{atm}$ .

Enfin, il est nécessaire de s'assurer qu'aucune poche de gaz dans le sol ne perturbera l'écoulement de l'eau dans le sol. Pour cela, on veut que l'air se propage dans le sol sur un front recouvrant toute la surface de l'oedomètre. Pour répondre à cela, on souhaite instaurer un gradient de perméabilité à l'intérieur de l'oedomètre. L'élément poreux supérieur devra être plus perméable que le sol, qui devra être lui-même plus perméable que l'élément poreux inférieur.

Travaillant sur des tills, on souhaite alors que la valeur de la succion d'entrée d'air de l'élément supérieur soit inférieure à 1 kPa et que la valeur de la succion d'entrée d'air de l'élément inférieur soit supérieure à 500kPa.

### 3.1.2 Récapitulatif des critères

Fonction	Critère / Condition
Implémenter émetteur/récepteur P-RAT	diam. P-RAT
	$h_T$
	$h_B$
Adaptabilité de la cellule	diam. max < 155 mm
	h max < 180 mm
	centrage diam. 4,5 po
	centrage diam. 2,5 po
Imposer une succion	erreur $\sigma^s = \pm 0,5$ kPa
Déterminer la saturation effective	erreur $S_e = \pm 0,5$ %
Mesurer la succion	erreur $\pm 0,5$ kPa
Contenir le sol	diam. int 2,5 po
Être étanche	débit de fuite nul
Filtrer entre le sol et le réservoir	pas de PEG dans le sol
Pierre poreuse supérieure	AEV proche de 0 kPa
	perméabilité très grande
Pierre poreuse inférieure	AEV > 500 kPa
	perméabilité < perméabilité sol
Respecter les conditions oedométriques	

Figure 1.1 – Cahier des charges

# Chapitre 2

## Revue de littérature

### 2.1 CARACTERISATION DES SOLS

#### 2.1.1 Caractérisation des sols *in situ*

Tout d'abord, la détermination de la compacité relative des sols est discutée. Les procédés de contrôle sont multiples et différents, ils peuvent être intrusifs, non-intrusifs, destructifs, non-destructifs. Une extraction d'échantillons de sols est requise pour les essais destructifs. Une méthodologie de test destructif est présentée en exemple. Pour commencer, afin de caractériser la masse volumique d'un sol, un trou est creusé dans ce sol. La masse du matériau excavé est mesurée et sa teneur en eau aussi. Ensuite, le volume de sol extrait est quantifié. Trois méthodes sont utilisées pour cela, le cône de sable, le ballon et le déversement d'un liquide. A chaque méthode, les propriétés physiques des matériaux ajoutés sont connues. Pour la méthode du cône de sable, un sable sec de masse connue et de masse volumique connue est versé dans le trou creusé précédemment. Le volume de sol extrait est déterminé en calculant le volume de sable nécessaire afin de reboucher le trou. La masse volumique  $\rho_h$  et la masse volumique sèche  $\rho_d$ . De cette manière la compacité relative d'un sol peut être déterminée.

Cependant les essais destructifs soulèvent plusieurs problèmes. Le premier problème vient de l'erreur de mesure de la masse volumique maximale de référence. Celle-ci est déterminée en laboratoire à partir de spécimens de sols représentatifs du site de travaux. Or la notion de représentativité reste subjective. Les caractéristiques des sols d'un site de travaux sont extrapolées depuis des résultats de spécimens prélevés localement. Mais cette solution est économique et simplificatrice. Le deuxième problème de ces méthodes est que le résultat n'est connu qu'après plusieurs heures. Dans le cas de la construction d'un barrage en terre, il est facile d'imaginer le cas où les résultats au sujet de la compaction d'une couche de remblai ne soient disponibles qu'après la mise en place de la couche de remblai suivante, rendant difficile l'application d'actions correctrices en cas d'une non-conformité. Ils existent aussi des problèmes inhérents à chaque méthode de caractérisation. L'essai du cône de sable par exemple peut être

altéré par des vibrations parasites favorisant la consolidation du sable et donc modifiant sa masse volumique. Ceci sous-évalue la compacité relative du sol étudié. De même, la présence de grosses particules de gravier ou des singularités de formes sur les parois du trou, sont d'autres facteurs entraînant aussi des erreurs sur les résultats de compacité relative.

Il existe aussi des essais non-destructifs basés sur des méthodes nucléaires par exemple. Ces méthodes se basent sur l'étude de la propagation de radiations dans un sol à caractériser. Les radiations sont dispersées par le sol et la masse volumique totale du sol est déterminé par proportionnalité de la dispersion des ondes. A l'aide alors d'un émetteur et d'un récepteur de radiations, on peut alors caractériser en partie un sol. Cependant la présence d'une nappe d'air peut fausser la mesure. Il reste possible de contourner ce problème via la méthode de la poche d'air. Quoi qu'il en soit, les méthodes nucléaires ont l'avantage de fournir des résultats en quelques minutes mais on le très lourd désavantage de nécessité un équipement onéreux.

Une autre caractérisation possible des sols est la détermination de la résistance au cisaillement non drainé  $\tau_f$ . Pour les méthodes qui déterminent cette résistance au cisaillement, le chargement est considéré rapide et on suppose des conditions non-drainées. Le résultat de chacun de ces tests peut être corrélé avec la résistance au cisaillement non drainé  $\tau_f$ . L'inconvénient de ces essais in situ est qu'on obtient  $\tau_f$  indirectement à partir de corrélations. Dans la pratique, ces essais ne sont donc pas assez fiables pour déterminer la résistance au cisaillement d'un sol et ne fournissent qu'un indice à propos de sa valeur. Pour obtenir des résultats plus précis il n'est pas exemple possible de réaliser un essai triaxial.

Essai	Commentaires	Applicabilité	Limites
Appareil Torvane (TV)	Outil manuel ; ressort étalonné ; rapide ; utilisé sur les carottes intactes ou sur les parois des tranchées d'exploration, etc.	Argiles très molles à raides	Sols cohérents sans cailloux, fissures, etc. Procéder à l'essai sur une petite quantité de sol près de la surface.

	L'échantillon soumis à l'essai est visible		Calibrage approximatif avec $\tau_f$ .
Pénétromètre de poche (PP)	Comme ci-dessus, sauf que le ressort est étalonné en résistance à la compression simple ( $= 2 \tau_f$ )	Argiles très molles à raides	Comme ci-dessus.
Essai au scissomètre (VST)	Scissomètres offerts en différents formats et configurations pour essais en laboratoire et sur le terrain. Le rapport de la hauteur au diamètre ( $h/D$ ) = 2 pour les scissomètres utilisés sur le terrain et $h/D = 1$ pour les scissomètres utilisés en laboratoire. Seul l'échantillon mis à l'essai en laboratoire est visible.	Argiles molles à raides	Peut entraîner une surestimation de $\tau_f$ : Les lectures sont peu fiables si le scissomètre rencontre des couches de sables, des varves, des pierres, etc., ou s'il tourne trop rapidement.
Essai de pénétration standard (SPT)	Un carottier fendu est foncé à l'aide d'un marteau de 63,5 kg, tombant d'une hauteur de 0,76 m. Le nombre de coups nécessaires pour fonder le carottier de 0,3 m est appelé <i>résistance à la pénétration standard</i> ou <i>valeur de N</i> . L'échantillon obtenu est remanié.	Sols granulaires	Corrélation très approximative avec $\tau_f$ pour les sols cohérents. La présence de gros blocs pose des problèmes. Les résultats sont influencés par les particularités de l'essai.

Pénétrromètre à cône hollandais (CPT)	Un cône à 60° dont la projection horizontale de l'aire est de 1000 mm <sup>2</sup> est enfoncé à une vitesse de 1 à 2 m/min. La résistance à la pointe $q_c$ et le frottement sur le manchon $f_s$ sont mesurés soit électriquement, soit mécaniquement.	Tous types de sols à l'exception des sols granulaires très grossiers.	Les gros blocs posent des problèmes. Demande une corrélation par région pour les argiles molles.
Essai pressiométrique (PMT)	Une sonde cylindrique (peut être autoforeuse) est introduite dans un forage. Une pression latérale est appliquée par incréments sur la paroi du trou.	Tous types de sols	Demande une corrélation entre $p_l$ et $\tau_f$ .
Appareil de plaque à vis d'ancrage (SFC)	La plaque est vissée à la profondeur d'essai voulue ; une pression hydraulique est appliquée par incréments et on observe le tassement ainsi produit ; le chargement se poursuit jusqu'à ce que la capacité portante du sol soit atteinte.	Tous types de sols à l'exception des sols granulaires très grossiers.	Principalement utilisé dans l'étude de la compressibilité des sols granulaires. Cet essai donne, pour les argiles plastiques de Suède, des résultats conformes à ceux obtenus à partir de la plaque à vis d'ancrage et du scissomètre.
Appareil Iowa de cisaillement dans le forage	L'appareil est descendu dans un forage et déployé contre les parois latérales ( $\sigma_n$ ). L'appareil est ensuite ramené	Sols loessiques (silteux)	Ne peut être utilisé dans des sols contenant plus de 10 % de gravier ou dans des sables dont les

(BST)	<p>vers la surface et la charge maximale est mesurée (<math>\tau_f</math>).</p> <p>Les résultats d'essais par stage sont utilisés pour tracer le diagramme de Mohr comme ceux d'essais CD. La gamme de valeurs de <math>\sigma_n</math> se situe approximativement entre 30 et 100 kPa.</p>		<p>parois s'affaissent. Des conditions de drainage incertaines pendant le cisaillement rendent difficile l'interprétation des résultats. (L'essai est-il CD ou CU, ou quelque part entre les deux ?)</p>
-------	---	--	--

Figure 2.1 – Comparaison des différents essais *in situ* conventionnels

### 2.1.2 Caractérisation des sols à partir des ondes de surface

D'autres méthodes de caractérisation des sols se basent sur la mesure d'un profil de  $V_s$  en fonction de la profondeur. Par exemple la méthode Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) est une méthode non-intrusive, qui requiert de placer deux capteurs en surface d'un sol et une source génératrice d'ondes mécaniques (Nazarian et Stokoe 1984) Un essai utilisant cette méthode consiste d'abord à générer une excitation mécanique dans le sol au moyen d'une source d'impact. L'accélération verticale liée à la propagation des ondes de Rayleigh est enregistrée par les capteurs. Une courbe de dispersion expérimentale est obtenue, dont la pente dépend de la nature du sol. En supposant la stratification du sol, un processus d'inversion permet d'établir un profil de vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  pour chaque couche. Cela permet aussi d'établir une masse volumique  $\rho$ , un coefficient de Poisson  $\nu$  et une épaisseur  $h$  pour ces couches. Par un processus itératif, les quatre paramètres de chacune de ces couches sont modifiés afin que la courbe de dispersion théorique coïncide avec la courbe expérimentale. Un profil de  $V_s$  en fonction de la profondeur est alors établi. Cette méthode permet la caractérisation de sols pour des profondeurs dépassant cent mètres et cela avec un appareillage en surface. Cependant le modèle théorique de dispersion des ondes de Rayleigh ne prend en compte que le mode primaire de dispersion pouvant alors être source d'erreurs.

Ainsi, en se basant sur la méthode SASW, la méthode Multi-Modal Analysis of Surface Waves (MMASW) a été développée à l'université de Sherbrooke (Lefebvre et Karray 2000). Le principe de la méthode SASW est respecté, cependant lors du processus d'inversion, les modes supérieures des ondes de Rayleigh sont considérés. Une courbe de dispersion est ainsi produite pour chacun des modes. L'équipement diffère lui aussi de la méthode SASW car la méthode MMASW emploie seize capteurs et non plus deux. C'est ce nombre de capteurs qui permet l'identification et la séparation d'autres modes des ondes de Rayleigh donnant ainsi des résultats plus précis. On note que la méthode MMASW donne aussi le profil du coefficient de Poisson  $\nu$ .

## **2.2 MESURE DE $V_s$ EN LABORATOIRE**

La réalisation de test in situ n'est pas toujours suffisante pour les projets d'ingénierie pour plusieurs raisons. La première, les tests in situ offrent moins de liberté sur la nature des tests. Il est impossible d'imposer un chemin de suctions et de contraintes par exemple. La deuxième, il peut être plus économique de faire les tests dans un laboratoire équipé que d'équiper un site de construction avec du matériel de mesure. Cependant on peut questionner la représentativité d'un test en laboratoire sur les propriétés in situ d'un sol. Il est par exemple nécessaire à ne pas remanier une argile au laboratoire si on veut mesurer ses propriétés mécaniques ou hydrauliques. Aussi, on observe toujours des différences plus ou moins légères entre des tests in situ et en laboratoire, toutefois les tendances des propriétés doivent être les mêmes.

### **2.2.1 La colonne de résonance**

La colonne de résonance est un appareil permettant l'excitation en torsion d'un échantillon cylindrique via l'électromagnétisme, pour atteindre un état de résonance.  $G_{max}$  est obtenu par une corrélation basée sur la fréquence de résonance mesurée, les dimensions et la masse de l'échantillon ainsi que des constantes de calibration de l'appareil. L'ASTM précise que l'essai peut être considéré comme non-destructif si la déformation en cisaillement ne dépasse pas 0,0001. Un appareillage complexe et un savoir-faire est requis pour les manipulations et l'analyse des données.

La valeur de  $V_s$  mesurée est minimisée par cette méthode à comparer d'autres méthodes in situ et de laboratoire. L'ensemble du spécimen de sol est caractérisé avec cette technique comme le suggère (Nakagawa 1996). La mesure globale de  $V_s$  est modifiée par une altération locale du sol. Par ailleurs, d'importantes déformations peuvent se produire lors de la mesure de  $V_s$  entraînant une déformation plastique du sol (Ethier 2009).

### **2.2.2 Les bilames piézoélectriques**

Cette technique consiste à insérer un bilame aux extrémités d'un échantillon. Le bilame est excité à l'aide d'un signal électrique qui fléchit ainsi la lame émettrice. Ce mouvement induit une onde de cisaillement dans le sol qui se propage dans tout l'échantillon. L'onde qui traverse l'échantillon est captée à l'aide de la lame réceptrice placée à l'extrémité opposée à l'émettrice. L'onde mécanique déforme le bilame récepteur et induit une flèche. Du fait de ses propriétés piézoélectriques, un signal électrique est émis par le bilame et est lu par un oscilloscope. La vitesse de propagation de l'onde de cisaillement  $V_s$  est déduit en mesurant le temps nécessaire à l'onde pour traverser une épaisseur donnée de sol ou le déphasage de l'onde induit par le sol. C'est une méthode de mesure directe qui caractérise l'échantillon dans l'axe central de l'échantillon s'il est homogène.

### **2.2.3 Les anneaux piézoélectriques et les P-RAT**

Développé par Karray et al. (2015), la technique de l'anneau piézoélectrique (*piezoelectric ring-actuator technique*) (P-RAT) permet de générer une onde de cisaillement

pour mesurer la vitesse de propagation de l'onde  $V_s$  dans un sol. Un élément piézoélectrique annulaire est utilisé pour générer des ondes mécaniques. Des ondes mécaniques de plusieurs kilohertz peuvent être générées par cet anneau. En étant alimenté de manière radiale, l'anneau est dilaté et contracté du fait de ses propriétés piézoélectriques. Sous l'effet du coefficient de Poisson, la hauteur de l'anneau est altérée lors de la variation de diamètre de l'anneau. Ainsi, une onde mécanique de cisaillement est générée par la variation de diamètre et une onde mécanique de compression est générée par la variation de hauteur de l'anneau. La nature des ondes générées est déterminée alors par la forme de l'élément piézoélectrique et son mode d'alimentation principalement, mais aussi de la nature des sollicitations. Pour assurer la transmission des ondes mécaniques, l'anneau piézoélectrique doit adhérer au sol. Un disque rugueux est placé à l'intérieur de l'anneau pour agrandir la surface de contact entre le sol et l'anneau. Le disque est séparé en plusieurs quartiers pour ne pas nuire à la variation du diamètre de l'anneau (Karray et al. 2015).

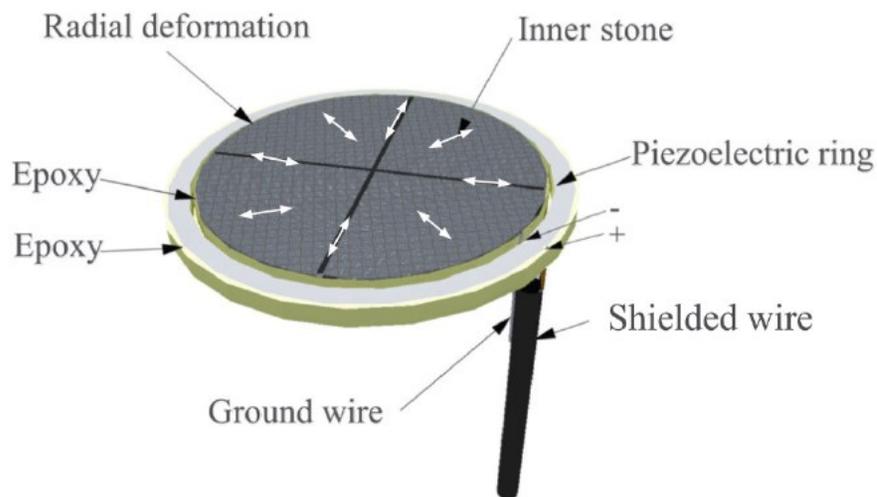


Figure 2.2 – Modélisation d'un anneau piézoélectrique

La partie opérative du P-RAT est constituée de deux parties : un émetteur et un récepteur. Ces éléments sont intégrés dans les pièces d'une cellule oedométrique ou triaxiale. L'anneau piézoélectrique émetteur est un système convertissant une énergie électrique en énergie mécanique. Le sol est traversé par l'énergie mécanique générée par l'émetteur et agit comme un

système dynamique. L'énergie mécanique transmise par le sol est donc altérée dépendamment des propriétés du sol. L'onde est ensuite reçue par l'anneau récepteur qui la convertit en énergie électrique dont l'acquisition est faite par un ordinateur. Le signal émis et le signal reçu sont mis en parallèle pour une comparaison du déphasage et déterminer ainsi la vitesse de propagation  $V_s$  de l'onde dans le sol. Le déphasage est dû à l'altération de l'énergie par l'émetteur, le sol et le récepteur. L'information du  $V_s$  est obtenue en paramétrant une courbe théorique de résultat avec la courbe expérimentale.  $V_s$  est alors supposé être égale à la vitesse de phase dans la plage fréquentielle pour laquelle la vitesse de phase est supposée constante.

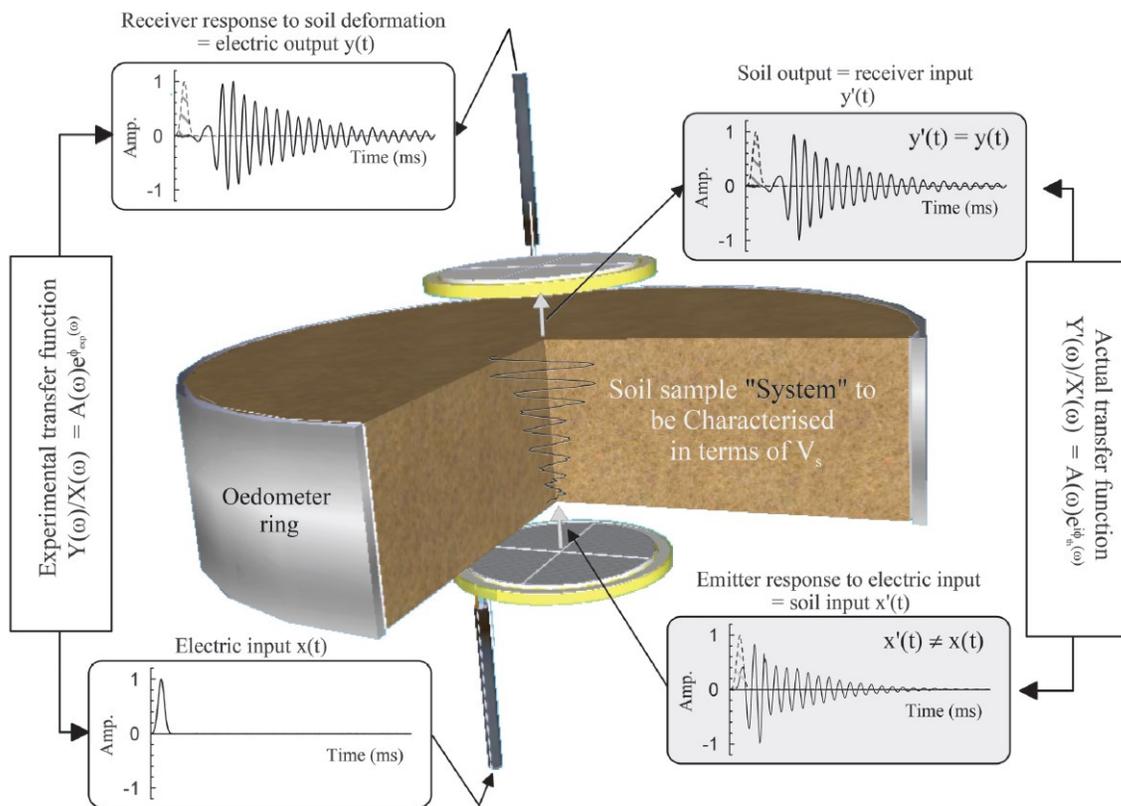


Figure 2.2 – Principe de fonctionnement du dispositif P-RAT

La qualité des signaux obtenus est liée à plusieurs paramètres : parasites électromagnétiques, ondes de compressions parasites, réflexion des ondes, effet de bord, mauvaise adhérence sol/capteurs. Une partie des travaux à propos de la mesure de  $V_s$  via des éléments piézoélectriques cherchent donc à améliorer la qualité des signaux pour faciliter l'interprétation des résultats.

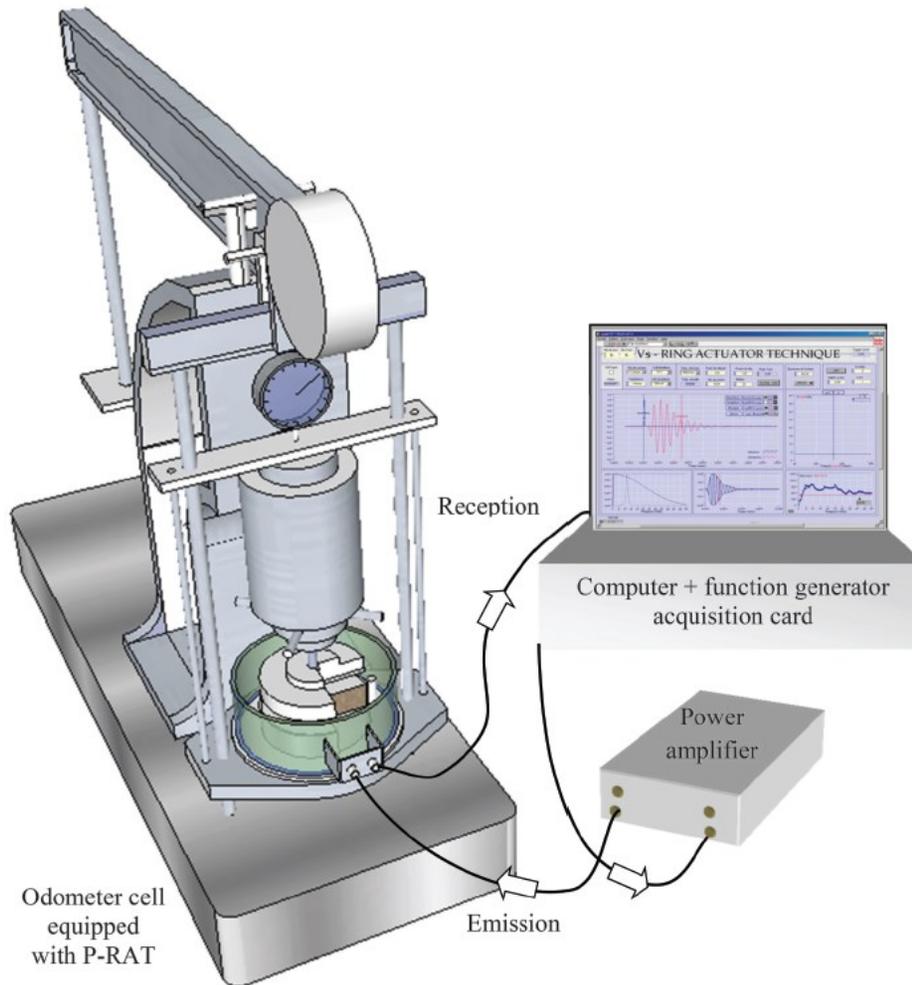


Figure 2.3 – Montage expérimentale du dispositif P-RAT adapté à un œdomètre conventionnel

## 2.3 SOLS NON-SATURES : MESURE ET CONTROLE DE LA SUCCION DANS UN ECHANTILLON DE SOL

### 2.3.1 Introduction des sols non-saturés

#### 2.3.1.1 Définition de la non-saturation et ses paramètres

Soit un sol non-saturé, alors ce sol possède un squelette granulaire dont ses vides sont remplis par un mélange biphasique d'eau et d'air. Malgré une définition simpliste, la terminologie reste encore peu clair d'un point de vue mécanique. Fredlund et al. (2012) définissent les sols non-saturés comme un milieu dans lequel le sol est soumis à une pression

d'eau négative dans ses pores. On retrouve cependant des travaux sur les sols non-saturés tout au long du XXème siècle, notamment Terzaghi (1943) qui écrit : "In fine-grained soils water is capable of rising to a considerable elevation above the water table and remaining there indefinitely. In order to explain this phenomenon physicists have been obliged to assume the existence of a force which is capable of compensating the weight of the water located above the water table. This force is known as capillary force".

Les sols non-saturés sont décrits en utilisant une phase solide, liquide et gazeuse. La phase solide correspond au squelette granulaire. La phase liquide consiste en un mélange d'eau libre, d'eau capillaire, d'eau adsorbée et d'air dissous. La phase gazeuse consiste en un mélange de vapeur d'eau, d'air et d'air emprisonné. La quantité de ces différents éléments dépend du degré de saturation, de la granulométrie, forme des grains, indice des vides. La quantité d'eau dans le sol est souvent définie utilisant un des trois paramètres suivants : le degré de saturation  $S_r$ , la teneur en eau massique  $w$ , et la teneur en eau volumique  $\theta$ . Ils sont définis par :

$$w = \frac{m_w}{m_s} \quad \text{Eq. 1}$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e} \quad \text{Eq. 2}$$

$$\theta = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{1+e} = S_r \cdot n \quad \text{Eq. 3}$$

Où,  $m_w, V_w, m_s, V_s$  sont respectivement la masse et le volume de l'eau et des particules.  $V_v$  représente le volume des pores,  $e$  et  $n$  are l'indice des vides et la porosité du sol et  $G_s$  la densité relative des grains.

Chacune des phases fluides est considérée comme homogène et est associée à une pression ( $u_a$  pour l'air et  $u_w$  pour l'eau).

### 2.3.1.2 Définition préliminaire de la contrainte effective

L'introduction du caractère non-saturé des sols a rendu nécessaire de redéfinir la notion de contrainte effective pour les sols non-saturés. En se basant sur la définition de contrainte effective pour les sols saturés de Terzaghi (1936) :

« La contrainte effective est une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle de l'eau, qui contrôle les effets mécaniques dus à une modification de l'état de contrainte auquel est soumis un élément de sol. »

$$\sigma' = f(\sigma, u) \quad \text{Eq. 4}$$

Pour un sol saturé, le chargement appliqué à un sol est transmis en partie à l'eau. Ce chargement transmis à l'eau induit un changement de la pression de l'eau à la condition que l'eau ne puisse s'écouler dans le sol. La pression interstitielle  $u$  est donc générée par la transmission d'une partie de la contrainte à l'eau. Le chargement appliqué au sol est ainsi réduit d'autant comme l'exprime la définition de la contrainte effective proposée par Terzaghi (1936), éq. 4.

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{Eq. 5}$$

Pour les sols saturés, généralement  $u > 0$ . Si  $u < 0$ , d'après la définition de Terzaghi (1936), la contribution de l'eau est inversée, le sol subit alors la contrainte de la charge et une contrainte générée par le phénomène de succion matricielle. Cet état est communément appelé état non-saturé d'un sol. Cependant, il est utile de noter que le sol n'est réellement plus saturé qu'à la condition que la succion soit supérieure ou égale à une valeur limite appelée succion d'entrée d'air du sol  $(u_a - u_w)_b$ . Avant cette valeur, la contrainte générée par la succion ne permet pas à l'air d'entrer dans le sol et donc ce dernier reste dans son état quasi-saturé car le degré de saturation du sol est d'environ 100%. Alors, la définition de Terzaghi (1936) est utilisée si  $u \geq 0$  et on appelle cet état : état saturé. Si  $u \leq 0$ , on appelle cet état « état non-saturé » indépendamment du degré de saturation du sol.

Pour les sols non-saturés, une attraction entre les grains est générée par la succion, qui s'applique sur les surfaces mouillées du grain. La contrainte est locale et perpendiculaire aux surfaces de contacts et est fonction de la géométrie des contacts intergranulaires comme l'ont montré Jennings et Burland (1962). La différence d'effet de la contrainte de succion avec une contrainte mécanique verticale est expliquée par la composante tangentielle générée pour une contrainte verticale sur un sol, ainsi la variation volumique est dépendante dans la nature de la contrainte : contrainte verticale ou contrainte générée par la succion. Comme dit précédemment, la définition de la contrainte effective de Terzaghi (1936) n'est plus valable pour les sols non-

saturés. La contrainte effective dans les sols non-saturés est définie une première fois dans l'équation 6, par Bishop (1963).  $(\sigma - u_a)$  est la contrainte nette et  $f(u_a - u_w)$  une fonction de la succion matricielle. Cette fonction est proposée linéaire par [Bishop] et le terme  $\chi$  est introduit, éq. 7. [Bishop et Donald] ont montré de manière empirique que  $\chi = 0$  pour un sol sec,  $\chi = 1$  pour un sol saturé et  $0 < \chi < 1$ .  $\chi = f(S_r)$  est alors proposé par ces derniers mais cette définition n'a jamais été prouvé même si Bishop a montré que c'est une définition simplificatrice et proche du comportement réel.

$$\sigma' = f(\sigma - u_a, u_a - u_w) = (\sigma - u_a) + f(u_a - u_w) \quad \text{Eq. 6}$$

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad \text{Eq. 7}$$

### 2.3.1.3 Analyse en variables indépendantes

Le comportement hydromécanique des sols non-saturés peut être défini en utilisant deux variables d'état de la contrainte. L'approche des deux variables d'état indépendantes a été pour la première fois introduit par Fredlund et Morgenstern (1977) où ils définissent l'état de contrainte non-saturé avec deux paramètres d'état de la contrainte, respectivement la contrainte nette  $(\sigma - u_a)$  et la succion matricielle  $(u_a - u_w)$ , avec  $\sigma$  la contrainte totale,  $u_a$  la pression d'air dans les pores,  $u_w$  la pression d'eau dans les pores. L'utilisation de la contrainte nette et de la succion matricielle basée sur la mécanique multiphasique des sols permet une décomposition du comportement hydromécanique en une partie mécanique et une partie hydraulique. Cette méthode est une approche commune pour établir des modèles constitutifs comme ceux explorés par Alonso et al. (1990). Cependant, une telle décomposition mène à une mauvaise interprétation des contraintes inter-particules dans les sols non-saturés et empêche de tenir compte des effets de la rétention hydraulique que le chemin suivi par la contrainte mécanique comme l'ont établi Nuth et Laloui (2008).

### 2.3.1.4 Choix d'une définition pour la contrainte effective

En considérant les études expérimentales et théoriques, on observe que les variables d'état de contrainte peuvent être couplées pour former une définition de la contrainte effective pour les contraintes inter-particules dans les conditions non-saturées en modifiant le modèle de contrainte effective proposé par Bishop (1963). Les modèles de Bishop modifiés comme ceux proposés par Khalili et Khabbaz (1998) éq. 11, ou encore Lu (2007) éq. 8 offrent la possibilité de relier la contrainte effective définie par Terzaghi (1936) pour les conditions saturées à un état de contrainte non-saturé et sans les limites de l'analyse en variables indépendantes. La caractéristique centrale de ces modèles est l'ajout du comportement de rétention hydraulique dans la définition de contrainte effective qui est communément exprimée par la courbe de rétention d'eau du sol (SWRC pour Soil-Water Retention Curve). Dans cette étude, l'approche développée par Lu a été considérée pour définir la contrainte effective car elle permet une meilleure définition de l'état de contrainte d'un point de vue macroscopique et a été prouvée microscopiquement et thermodynamiquement. La contrainte effective dans les conditions non-saturées est donc défini dans l'équation 8, où  $\sigma_s$  est la contrainte de succion. La contrainte de succion est une contrainte de traction isotropique causée par la capillarité, les forces de van der Walls, les forces de tension de surface et est définie dans l'équation 9. Cette équation introduit la notion de degré effectif de saturation  $S_e$  issue du modèle de van Genuchten (1980), éq. 10, avec  $\alpha$  et  $n$  des paramètres de réglage du modèle. Avec cette définition, la transition de l'état saturé à non-saturé est continu et dérivable (Lu et Likos 2007).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) \pm \sigma_s \quad \text{Eq. 8}$$

$$\sigma_s = S_e(u_a - u_w) \quad \text{for } u_a - u_w \geq 0 \quad \text{Eq. 9}$$

$$S_e = \left( \frac{1}{1 + [\alpha(u_a - u_w)]^n} \right)^{1 - \frac{1}{n}} \quad \text{Eq. 10}$$

$$x = \left( \frac{u_a - u_w}{(u_a - u_w)_b} \right)^{-0,55} \quad \text{Eq. 11}$$

## 2.3.2 Contrôle de la succion

### 2.3.2.1 Succion matricielle : définition

Le terme « succion matricielle » est défini en 1956 par Bishop comme étant une contrainte caractérisée par la différence entre la pression d'eau et la pression d'air. La succion matricielle est imposée en contrôlant le différentiel de pression entre l'eau et l'air. Pour simplifier l'instrumentation nécessaire, une pression peut être imposée égale à la pression atmosphérique, ainsi contrôler l'autre pression permet de contrôler la valeur de la succion matricielle. Dans la nature, généralement c'est l'air qui est à pression atmosphérique donc imposer en laboratoire la pression d'air des pores à pression atmosphérique est la solution la plus réaliste dans l'étude des sols non-saturés. Ainsi on a  $u_a = 0$ . La succion matricielle est alors générée si  $u_w < u_a = P_{atm}$ . Cependant utiliser de l'eau à une pression inférieure de la pression atmosphérique est un problème pour deux raisons : 1° l'air dissout dans l'eau peut reprendre sa forme gazeuse, 2° l'eau peut se vaporiser à température ambiante quand la pression atteint la limite de la cavitation. L'air dissout dans l'eau est dans un état d'équilibre thermodynamique instable. En passant à l'état gazeux, l'air est donc dans un état d'équilibre stable. La température d'ébullition de l'eau est changée par la pression de l'eau. Pour une dépression de l'ordre de -80 kPa, l'eau est vaporisée à température ambiante. Une phase gazeuse se forme au sein du sol et des appareils entraînant potentiellement perte du contrôle de la pression d'eau, séchage prématuré des éléments poreux et la formation de volume infranchissable pour un liquide. La succion matricielle est générée par le biais d'autres techniques pour éviter ses problèmes qui nuisent aux expériences, comme la technique de la translation d'axe et la technique osmotique.

### 2.3.2.2 Translation d'axe

La succion matricielle est définie précédemment comme étant le différentiel entre la pression d'air et la pression d'eau dans les pores d'un sol. Or la cavitation est un problème à considérer au laboratoire pour appliquer des succions matricielles. La technique de la translation d'axe permet de réduire les risques de cavitations en imposant une pression d'eau toujours supérieure à la pression limite de cavitation pour la température du laboratoire. Pour cela, l'air sera à des pressions supérieures à la pression atmosphérique. Cette technique requiert quelques

critères pour l'appareil de laboratoire comme une étanchéité à l'air, ou un gradient de perméabilité entre les différents éléments poreux et le sol pour assurer un bon drainage.

Dans le cas où on désire appliquer de fortes succions (plusieurs MPa), cela implique que la pression d'air soit aussi de plusieurs MPa. Koliji et Laloui (2010) précisent que la pression d'air qui est appliqué sur le corps de ne l'oedomètre n'est plus négligeable et peut entraîner des déformations. Bocking et Fredlund (1979) estiment qu'il est difficile de se procurer un contrôleur d'air pour délivrer de fortes pressions. Par exemple, la pression d'air maximale au laboratoire de géotechnique de l'université de Sherbrooke est de 500 kPa. Or et Tuller (2004) expliquent que la technique de la translation fournit un chemin hydraulique différent de ce qu'il se passe dans la nature ou en utilisant la technique de la colonne d'eau négative. En effet, en évitant la cavitation dans l'appareil, on l'évite aussi dans le sol. Or, dans la nature cette cavitation aurait eu lieu dans le sol, et cette phase gazeuse augmente l'énergie nécessaire pour extraire l'eau. Il faut donc dans la nature une succion plus grande pour atteindre un certain degré de saturation pour un même sol comparé à un test en laboratoire utilisant la technique de la translation d'axe.

### 2.3.2.3 Osmose et technique osmotique

L'osmose est utilisée pour contrôler la teneur en eau du sol et donc la succion. Le polyéthylène glycol (PEG) est utilisé pour cette technique car il est facile d'accès, n'interfère pas avec les sols et des solutions excitent déjà pour son filtrage.

Soit un sol avec un volume d'eau  $V_1$ , de concentration nulle en PEG ( $[PEG]_1 = 0$ ). Soit un volume d'eau  $V_2$  avec une concentration en PEG différente  $[PEG]_1 \neq [PEG]_2$ . Si les volumes  $V_1$  et  $V_2$  sont connectés alors les molécules des solutions vont migrer jusqu'à ce que  $[PEG]_1 = [PEG]_2$ . Ce phénomène s'appelle l'osmose. Pour employer la technique osmotique, on sépare le volume  $V_1$  du volume  $V_2$  par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable laissant passer l'eau et filtrant le PEG. Comme  $[PEG]_1 \neq [PEG]_2$  à l'état initial, les molécules des solutions migrent pour atteindre une position d'équilibre où  $[PEG]_1 = [PEG]_2$ . Cependant la membrane semi-perméable empêche la migration des molécules de PEG, dont seule une migration des molécules s'opère de la solution la plus diluée vers la solution la plus concentrée

en PEG. La migration se fait par des forces chimiques entraînant l'apparition d'une succion matricielle. La technique osmotique permet donc de générer une succion matricielle en contrôlant la concentration en PEG d'un volume d'eau externe au sol. [Cui et Delage] proposent  $\Psi = 11 [PEG]^2$  pour  $\Psi < 4$  MPa quel que soit la taille des molécules de PEG. Le contrôle de la succion se base donc sur la mesure de la concentration en PEG, Lagerweff et al. (1961) utilisent un réfractomètre de poche pour déterminer [PEG] à partir de l'indice de réfraction  $n$  de la solution et d'une courbe d'étalonnage  $[PEG] = f(n)$ .

## 2.3.3 Mesure de la succion

### 2.3.3.1 Principe du tensiomètre

Selon Ridley et Burland (1995), un tensiomètre est un appareil mesurant la pression des pores d'eau  $u_w$  d'un sol et est constitué de trois parties : un filtre, un réservoir d'eau et un appareil mesurant la pression. Le filtre est un élément poreux avec une haute valeur de succion d'entrée d'air. Sa structure lacunaire permet que la pression d'eau à l'intérieur du filtre soit la même que  $u_w$  si le filtre est en contact direct avec le sol. Le réservoir d'eau est un espace fermé connectant le filtre et l'appareil mesurant la pression. Sa pression est égale à la pression du filtre donc  $u_w$  ainsi la jauge de pression mesure la pression d'eau dans les pores du sol. La technologie employée pour la jauge de pression est une membrane élastique muni d'une résistance collée dessus. En déformant la membrane, la pression déforme aussi la résistance et change son impédance. La variation d'impédance de la résistance est mesurée via un montage en pont de Wheatstone. Cependant ce type de tensiomètre à une limite physique : pour une pression de l'ordre de -70 à -90 kPa, l'eau se vaporise à température ambiante. Ce phénomène s'appelle la cavitation. Pour améliorer les performances de ce genre d'appareil de mesure, il est donc nécessaire de prendre des mesures pour réduire le risque de cavitation.

### **2.3.3.2 Aparté sur la cavitation**

D'après la thermodynamique, les températures de changements de phases de la matière dépendent de la pression. Ainsi, il est alors possible à température ambiante que l'eau se vaporise à une pression de l'ordre de -70/-80 kPa. On appelle ce phénomène la cavitation. Or, Delage et al. (2008) montre que l'eau peut subir des pressions plus faibles sans que l'eau cavite. Elle rentre dans un état thermodynamique métastable et il suffit alors de la présence d'un élément déclencheur pour que des bulles de vapeur se forment par l'expansion d'un nucléus de cavitation. Les éléments déclencheurs existant sont listés par Marinho et Chandler (1995), ils sont au nombre de quatre.

- Des particules solides avec la présence de micro-bulles de gaz coincées dans ses aspérités de surface.

- Des micro-bulles de gaz coincés dans les aspérités de surface de l'objet contenant l'eau.

- De l'air dissout dans l'eau.

- Des bulles recouvertes par une substance active.

Il est presque impossible de supprimer totalement ces quatre facteurs, mais il existe des procédures pour réduire la cavitation de manière non-permanente. Ces procédures sont expliquées par la suite dans la partie « Cavitation dans les tensiomètres ».

### **2.3.3.3 Cavitation dans les tensiomètres**

Pour rappel, le fonctionnement des tensiomètres et la cavitation sont expliqués dans les parties ultérieures.

Pour éviter la formation de bulles de gaz Delage et al. (2008) suggèrent de réduire l'épaisseur du réservoir d'eau du tensiomètre. Ridley et Burland (1995) recommandent une épaisseur de cent microns pour le réservoir. Ensuite, il est nécessaire que le filtre soit une céramique poreuse avec une haute valeur de succion d'entrée d'air. Ils suggèrent aussi d'avoir un état de surface des matériaux peu rugueux en choisissant plutôt des joints cuivrés et non en élastomères pour un système démontable. Delage et al. (2008) recommandent d'assurer l'étanchéité du tensiomètre à l'aide d'araldite ce qui rend le système indémontable. Ridley et Burland (1995) proposent de mettre l'eau saturant le tensiomètre en dépression pour chasser un

maximum de gaz puis de mettre l'eau sous pression au moins 24H puis minimiser l'extension des nucléus de cavitation durant une expérience.

#### **2.3.3.4 Papier filtre**

La méthode du papier est présentée par Fredlund et al. (2012) comme étant une méthode permettant de mesurer la succion totale ou la succion matricielle d'un sol. Un abaque de la fonction  $\Psi(w_{pap})$  du papier est utilisé. Comme l'indique la fonction, la succion du sol est une fonction de la teneur en eau du papier et la teneur en eau du papier est alors mesurée. La succion matricielle est mesurée en plaçant un papier filtre dans un spécimen de sol et en laissant reposer jusqu'à l'équilibre. Le papier est alors prélevé, sa teneur en eau est mesurée et la succion déterminée. La succion totale est mesurée en plaçant le papier filtre dans la même atmosphère que le spécimen de sol sans contact entre les deux. L'humidité de l'air est fonction de la succion totale. La succion osmotique est déduite par la différence entre succion totale et succion matricielle.

Par ailleurs, le papier étant à base de cellulose, il peut subir des dégradations bactériennes. Fawcett et Collis-George (1967) recommandent le traitement du papier pour lutter contre le développement de bactéries ou de champignons.

# Chapitre 3

## Développement

### 3.1 PRESENTATION DE L'APPAREIL DEVELOPPE INIATIALEMENT

Pour la nécessité des travaux de maîtrise, une cellule oedométrique a été conçue, capable de réaliser des mesures de  $V_s$  en utilisant le P-RAT. La cellule est aussi capable d'imposer une succion au spécimen de sol en utilisant la technique osmotique, et de mesurer cette succion grâce à un tensiomètre développé spécialement pour la cellule. Les dessins de définition, nomenclature et modèle 3D se retrouvent en annexes X et Y. Cependant, lors d'un essai peu concluant pour appliquer une succion à un spécimen de sol, et à la suite d'un retard sur l'échéancier imposé, l'appareil a subi une modification pour être capable d'utiliser la technique de la translation d'axe pour contrôler la succion. De ce fait, il n'y a pas de résultat à présenter pour cette version de l'appareil. Il m'a semblé nécessaire d'évoquer tout de même cette version de l'appareil car il correspondait à l'objectif initialement fixé pour le développement de la cellule, et a aussi été chronophage. Il faut noter la contribution de Emad Maleksaeedi et de Ahmed Mhenni pour l'élaboration de cette ébauche.

### 3.2 PRESENTATION DE LA VERSION FINALE DE L'APPAREIL DEVELOPPE

À la suite nombreux problèmes rencontrés pour utiliser la technique osmotique, il a été décidé de mettre de côté cette technique pour utiliser à la place la translation d'axe. Ce choix a été fait pour plusieurs. Tout d'abord, la translation d'axe est une technique actuellement utilisée au laboratoire de géotechnique de l'Université de Sherbrooke, une expertise a donc été développée à ce sujet. Ensuite, la fabrication des différents éléments de l'appareil a pris un retard significatif, les tests pour valider l'efficacité de la succion osmotique sont chronophages et les

facteurs pouvant affecter le manque de performance peuvent être multiples. Pour cette raison, il a été préféré de changer de technique afin de respecter un échéancier du projet de recherche.

Une deuxième version de l'appareil a été réalisée afin de pouvoir utiliser aussi la technique de la translation d'axe pour contrôler la succion. Ces modifications font qu'il n'est plus possible d'utiliser la technique de la translation d'axe et d'utiliser le tensiomètre simultanément. Il reste possible tout de même d'utiliser la technique osmotique suite à la modification de la cellule. La mesure de  $V_s$  est toujours effectuée en utilisant le P-RAT. Les dessins de définition, nomenclature et modèle 3D se retrouvent en annexes X et Y. Le fonctionnement de l'appareil est développé à la suite de cette partie, dans une ébauche d'article écrit par Julien Anglade (étudiant), Emad Maleksaeedi (candidat au doctorant), Mourad Karray (professeur), Mathieu Nuth (professeur).

## **3.2.1 Introduction**

### **3.2.1.1 Mesure de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement en conditions non-saturées**

Dans la littérature, plusieurs approches ont été proposées pour mesurer et interpréter, en laboratoire, la vitesse des ondes de cisaillement en fonction d'un niveau de contrainte. Il est un fait établi que  $V_s$  est dépendante des comportements hydromécaniques des sols. Dans la majorité des études,  $V_s$  est mesurée en utilisant des éléments piézo-électriques ou une colonne de résonance comme celles réalisées par Hardin et Richart 1963, Santamarina et al. 2001, Ethier 2009. Karray et al. 2015 résume les avantages et les limites de ces techniques en analysant leurs applications en laboratoire. Par exemple, le désavantage principal de la technique de la colonne de résonance est le fait que l'échantillon de sol doit être attaché à la fois à l'appareil de guidage utilisé pour l'excitation de l'échantillon et aux instruments monitorant le mouvement. Tout ceci génère des altérations locales de l'échantillon, où la moyenne du module de cisaillement du sol change avec la non-homogénéité induite. Les vitesses des ondes de cisaillement peuvent aussi être mesurées en utilisant les bilames (bender éléments) ou en utilisant le P-RAT. Le P-RAT a été développé à l'Université de Sherbrooke ces dernières années pour outre-passer les limites des bilames, et a été incorporé dans un oedomètre conventionnel et dans une cellule triaxiale pour mesurer  $V_s$ . Contrairement aux bilames, le P-RAT est conçu pour que l'émetteur et le récepteur

ne pénètrent pas l'échantillon de sol ce qui supprime les altérations locales de l'échantillon en périphérie des éléments. Le P-RAT offre aussi la possibilité de réaliser un essai tip-to-tip, ce qui facilite l'interprétation des signaux en caractérisant la fonction de transfert des éléments piézo-électriques (Karray et al. 2015).

Hardin et Richart (1963), Hardin et Black (1966) ont déclaré  $V_s$  comme fonction de l'indice des vides et de l'état de contrainte (Eq. 12). Le terme constant est une fonction de paramètres secondaires tels  $D_{50}$ ,  $\psi$ , la forme des grains. De cette équation, on définit le processus de normalisation (Eq. 13) (Skempton 1986, Sykora 1987, Karray et al. 2011) afin de définir  $V_{s1}$  comme une fonction indépendante de l'état de contrainte et d'établir que  $V_{s1}$  est associé à une unique valeur de  $e$ . Il est communément admis que la valeur de  $B$  est approximativement 0,25 cependant des études ont montré que cette valeur évolue dans un intervalle allant de 0,16 à 0,36 (Santamarina et al. 2001). De plus, Santamarina et al. (2001) a suggéré un modèle pour déterminer  $B$  dépendant de  $\alpha$  et de la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement pour un chargement de 1 kPa (Eq. 14). De même Hardin et Richart (1963) ont remarqué une légère augmentation de  $B$  pour un chargement inférieur à 200 kPa pour atteindre approximativement une valeur de 0,30. Indépendamment de la méthode de normalisation, il est donc important de pouvoir définir l'état de contrainte dans l'échantillon de sol.

$$V_s = AF(e)(\sigma'_m)^B \quad \text{Eq. 12}$$

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{100}{\sigma'_v} \right)^B \quad \text{Eq. 13}$$

$$B = 0,36 - \frac{\alpha}{700} \quad \text{Eq. 14}$$

En intégrant des conditions non-saturées, la définition commune pour la contrainte effective présentée par Terzaghi (1936) a prouvé de ne pas être valide car étant donné la présence de succion dans les sols, la contribution de la pression des pores d'eau est altérée. En conséquence, le cadre que constitue l'état de contrainte doit être redéfini pour des conditions non-saturées. Pour le moment, trois approches principales ont été présentées dans la littérature pour prendre en compte l'état de contrainte dans des conditions non-saturées : l'approche de la contrainte effective proposée par Bishop (1969), les deux variables indépendantes d'état de la contrainte présentées par Alonso et al. (1990) et l'approche de la contrainte effective de Bishop

modifiée. Ces approches sont commodément utilisées pour évaluer la mesure de  $V_s$ . L'approche des deux variables indépendantes d'état de la contrainte définit l'état de contrainte non-saturées à l'aide de deux paramètres d'état de la contrainte, à savoir la contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ), où  $\sigma$  est la contrainte totale,  $u_a$  la pression dans les pores d'air et  $u_w$  la pression dans les pores d'eau. L'usage de la contrainte nette et de la succion matricielle qui est basé sur des mécanismes multiphasiques rend la décomposition du comportement hydromécanique en une partie mécanique et une partie hydraulique. Cette méthode est une approche commune pour la dérivation de modèles constitutifs pour les sols non-saturés. Cependant, une telle décomposition mène à une interprétation erronée des contraintes inter-particules dans les sols non-saturés et empêche la prise en compte directe des effets de la rétention hydraulique sur l'évolution de la contrainte mécanique comme établi par Nuth et Laloui (2008). De plus, comme déclaré précédemment, une définition précise de la contrainte effective est nécessaire afin d'effectuer le processus de normalisation de  $V_s$ . En considérant les études théoriques et expérimentales, on a observé que les variables de l'état de contrainte peuvent être couplées pour former une définition de la contrainte effective pour les contraintes inter-particules dans des conditions non-saturées en modifiant le modèle de contrainte effective proposé par Bishop (1969). Le cadre établi en modifiant la contrainte effective de Bishop, comme proposé par Khalili et Khabbaz (1998), Lu (2007), offre la possibilité de lier la contrainte effective en conditions saturées de Terzaghi (1936) à l'état de contrainte en conditions non-saturées sans recourir à l'usage du cadre des deux variables indépendantes d'état de contrainte. La clé caractéristique de ses modèles est l'incorporation d'un comportement de rétention hydraulique dans la définition de la contrainte effective et qui s'exprime à l'aide de la courbe de rétention d'eau (soil-water retention curve SWRC). L'importance des effets du séchage et de l'hydratation des sols sur la vitesse de propagation des sols reste à être étudiée pour établir si la vitesse des ondes de cisaillement augmente avec l'augmentation de la succion matricielle mais à un taux décroissant alors que les vitesses mesurées pendant le processus d'hydratation ont été trouvées plus élevées que pendant le processus de séchage du fait des changements de volumes irréversibles générés par les effets de la succion. De tels résultats démontreraient l'importance de la précision des mesures et du contrôle de la succion matricielle ainsi que des relations correspondantes avec la vitesse des ondes de cisaillement. Le contrôle de la succion matricielle est requis pour l'évaluation l'évolution de la contrainte hydromécanique des modèles

constitutifs et pour la détermination de l'évolution des contraintes inter-particules dans des conditions non-saturées. Par ailleurs, l'interprétation de la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement nécessite une connaissance pointue de l'état de contrainte au sein d'un sol afin de pouvoir avoir recours au processus de normalisation.

Un oedomètre modifié à succion contrôlée a été développé à l'Université de Sherbrooke au sein de laboratoire de géotechnique du département de Génie Civil. L'appareil permet de réalisation des tests conventionnels de consolidation et de mesurer la vitesse de propagation des ondes de cisaillement d'un échantillon de sol tout en contrôlant la succion matricielle. Les objectifs sont d'évaluer les effets de la succion matricielle sur la contrainte effective et des conséquences sur l'évolution de la vitesse des ondes de cisaillement permettant ainsi la validation du processus de normalisation de  $V_s$  pour de faibles contraintes en utilisant la contrainte effective de Bishop modifiée.  $V_s$  est mesuré à l'aide d'anneaux piézo-électriques (P-RAT) et la technique de la translation d'axe utilisée pour permettre une large plage de valeurs pour la succion matricielle. La fiabilité de cet appareil est démontrée en obtenant les SWRC et en réalisant des séries de mesures de la vitesse des ondes de cisaillement lors de tests sur un sable d'Ottawa et un silt. Les résultats obtenus sont détaillés et analysés en se basant sur l'état de l'art de  $V_s$  et des facteurs affectant sa valeur.

### 3.2.2 Set-up

#### 3.2.2.1 Détails de l'appareil

Un oedomètre non-saturée a été développé à l'Université de Sherbrooke qui utilise le P-RAT pour mesurer  $V_s$  (Karray et al. 2015). La cellule oedoétrique consistent en **5** parties comme montré dans la Fig. 1b : la base **I**, l'élément poreux inférieur **II**, la paroi cylindrique **III**, le piston **IV** et le couvercle **V**. Les pièces de l'appareil sont présentées dans la Fig. 1c. Dans la base I, le réseau d'écoulement connecté au tuyau **21** permet l'évacuation de l'air emprisonné à l'intérieur. Dans le milieu de la base est logé un anneau piézo-électrique **4**. L'anneau piézo-électrique **4** est assemblé dans une pierre en céramique **3** ( $AEV = 0,5$  MPa) formant l'élément poreux inférieur **II**. La valeur d'entrée d'air de 5 bar a été choisi pour permettre l'étude des sols granulaires. L'élément poreux inférieur **II** permet la variation de teneur en eau de l'échantillon de sol tout utilisant le P-RAT. La pierre en céramique **4** est collé avec de l'époxy à un anneau en acier inoxydable **2** pour assurer l'étanchéité avec un joint torique **11** et de seller la cellule sans

endommager la pierre en céramique **4**. Au final, l'assemblage doit offrir une surface de contact plane entre le sol et la base **I**. L'élément poreux inférieur II est placé à l'intérieur de la base **I**, l'anneau piézo-électrique **4** se loge à l'intérieur de son emplacement et l'étanchéité est assurée par les joints toriques **12** afin que les fils du capteur puissent traverser la base **1** à travers un trou. Pour assurer l'efficacité des joints toriques **11** et **12**, un chargement vertical est appliqué pour les écraser légèrement. Le chargement vertical est assuré serrant le corps **5** de la paroi cylindrique **III** à la base **I** avec les vis **13**. La paroi cylindrique **III** est au-dessus de l'élément poreux inférieur en reposant sur l'anneau **2**, le joint torique **14** évite les fuites provenant de l'intérieur de la cellule. Il n'y a pas de contact entre la surface supérieure de la base **I** et la paroi cylindrique **III** afin de réduire le degré de staticité de l'assemblage. La paroi cylindrique **III** limite la déformation radiale du sol pour respecter les conditions oedométriques et possède un diamètre intérieur de deux pouces. L'échantillon de sol est placé à l'intérieur de la cellule puis le piston **IV** vient par-dessus. Le piston **6** transmet le chargement vertical jusqu'à l'échantillon de sol et un anneau piézo-électrique **7** est logé à l'intérieur. Une pierre poreuse **8** est placée autour de l'anneau piézo-électrique pour que la pression de l'air soit uniforme sur la surface supérieure du sol. Sa VAE est inférieure à 1 kPa. Le couvercle **V** est placé sur la paroi cylindrique **III** pour fermer la cellule afin d'utiliser la technique de la translation d'axe. Le couvercle 9 est serré au corps **5** avec les vis **17**. Le joint torique **18** est placé entre pour assurer l'étanchéité de l'appareil. L'étanchéité dynamique du piston est assurée par le joint torique **18** situé dans le couvercle **9**. La friction entre le piston **6** et le joint torique **20** est contrôlée à l'aide de l'anneau 10 qui est serré au couvercle **9** avec les vis **19**. L'ajustement du serrage avec les vis **19** contrôle le coefficient de friction avec le piston **6**. Un tuyau d'air est connecté au connecteur **15** pour appliquer une pression d'air à l'échantillon de sol. Le câble de l'anneau piézo-électrique **7** traverse le couvercle **9** à travers un joint à œillet pour assurer l'étanchéité de la cellule.

Fig.3.1. (a) Set-up de l'appareil proposé ; (b) Ensemble principaux de l'appareil ; (c) Pièces de l'appareil ; (d) Nouveau design d'anneau piézo-électrique à l'intérieur de sa capsule.

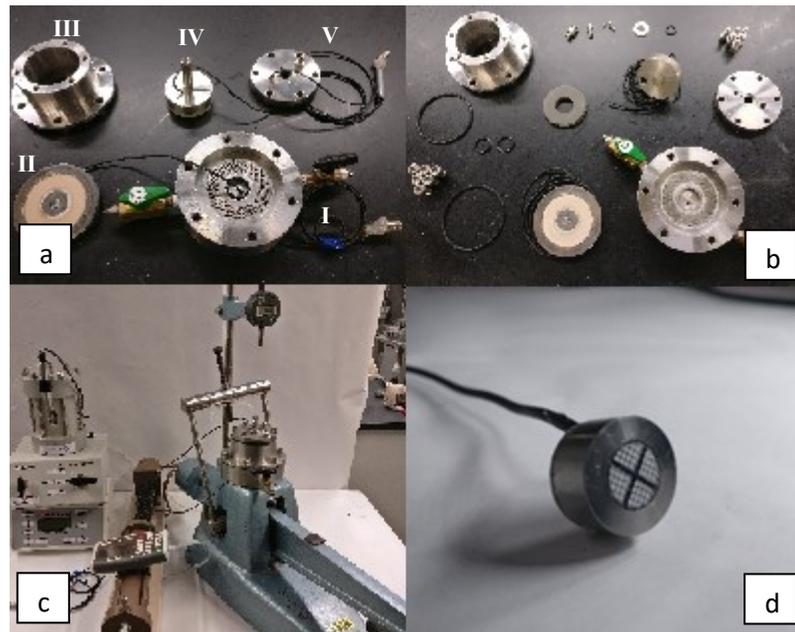
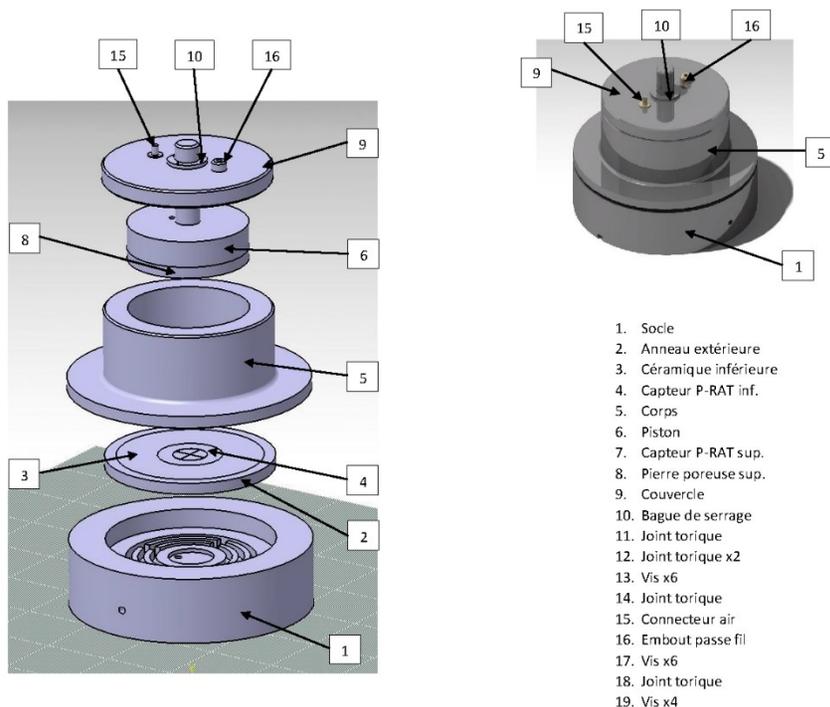


Fig. 3.2. Modèle 3D de l'appareil proposé. (a) Vue éclatée ; (b) Assemblage ; (c) Nomenclature



### 3.2.2.2 Set-up du P-RAT

L'observation des ondes de cisaillement se fait en utilisant le P-RAT (Karray et al. 2015). Il utilise un anneau piézo-électrique dont le diamètre change en fonction d'un signal électrique d'entrée. La déformation radiale est transmise au sol ce qui génère une onde mécanique. Le P-RAT a été amélioré avec de nouveaux anneaux piézo-électriques de dimension 14x12x4 mm comme émetteur/récepteur ainsi qu'avec un nouveau design pour la pierre intérieure. La fréquence de résonance est maintenant approximativement de 44 kHz. L'émetteur et le récepteur sont incorporés dans les éléments poreux inférieur et supérieur de la cellule oedométrique. L'assemblage global du système P-RAT employé dans notre étude est celui décrit dans Karray et al. (2015). L'échantillon de sol est installé dans la cellule oedométrique, les anneaux piézo-électriques sont installés aux extrémités supérieure et inférieure et sont utilisés pour générer et recevoir des ondes de cisaillement. Le signal d'entrée est produit avec une carte de génération

de signal Gage CompuGen 1100 qui est connectée à l'anneau piézo-électrique émetteur à l'aide d'un câble blindé. Le CompuGen 1100 est capable de générer des ondes différentes de 1 jusqu'à 80 MHz. L'utilisateur définit les ondes de trois manières : (i) en écrivant l'équation ; (ii) en utilisant les ondes fournies par le fabricant ; (iii) en utilisant les formes d'ondes stockées. L'émetteur piézo-électrique est alimenté avec un signal amplifié en utilisant un amplificateur de puissance 7602M type de Krohn-Hite Corporation (Brockton, Massachusetts). Le piézo-électrique récepteur est connecté à une carte d'acquisition de gage Applied Technologies Inc. (Lockport, Illinois) : un CompuScope 6012. Tous ces éléments sont connectés à l'aide de câbles coaxiaux RG-58/UElectrocom avec des connecteurs Bayonette Neill-Concelman (BNC).

### **3.2.2.3 Set-up de la technique de translation d'axe**

La succion matricielle est appliquée afin de faire changer la teneur en eau et le degré de saturation. La succion est générée en utilisant la technique de la translation d'axe à l'aide d'un contrôleur de pression d'air et d'un appareil de changement de volume. Le contrôleur de pression d'air a été fabriqué par l'Université et l'appareil de changement de volume provient de Humboldt Manufacturing (Elgin, Illinois).

La succion matricielle du sol est définie par la différence de pression entre les pores d'eau et d'air. La cavitation est un problème à considérer quand on souhaite utiliser la succion matricielle au laboratoire. La technique de la translation d'axe permet de réduire les risques de cavitation en appliquant constamment une pression d'eau dans les pores strictement supérieure à la limite de cavitation pour la température du laboratoire. Cette technique requiert un appareil étanche à l'eau et à l'air ainsi qu'un élément poreux inférieur avec une haute VAE.

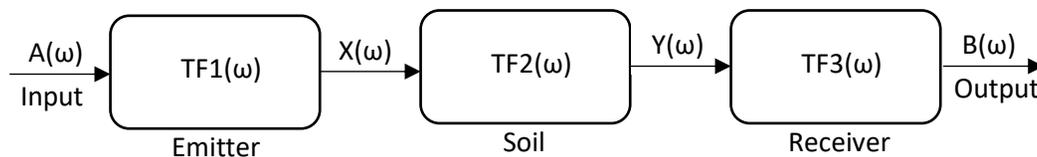
Koliji et Lalaoui (2010) suggèrent qu'appliquer plusieurs MPa de succion, et donc plusieurs MPa de pression, puisse générer des déformations significatives. Bocking et Fredlund (1979) ont remarqué qu'il est difficile de trouver un contrôleur de pression d'air capable d'appliquer des pressions de quelques MPa. Ici, dans les laboratoires de l'Université de Sherbrooke, la pression maximale disponible est de 1 MPa. Or et Tuller (2004) ont expliqué que le chemin hydraulique est différent du chemin in situ car la technique de la translation d'axe empêche la cavitation, or cette cavitation est possible pour un sol in situ. Cette cavitation génère l'apparition

d'une phase gazeuse dans le sol. Cette phase gazeuse limite l'extraction de l'eau liquide et donc il faut une succion plus forte pour extraire de l'eau in situ par rapport en laboratoire.

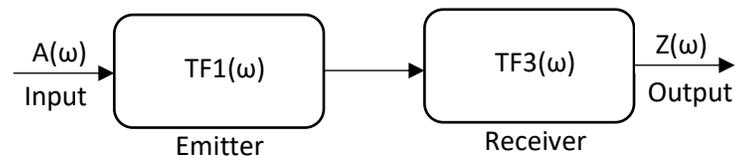
### 3.2.3 Méthode d'interprétation

#### 3.2.3.1 Explication du P-RAT

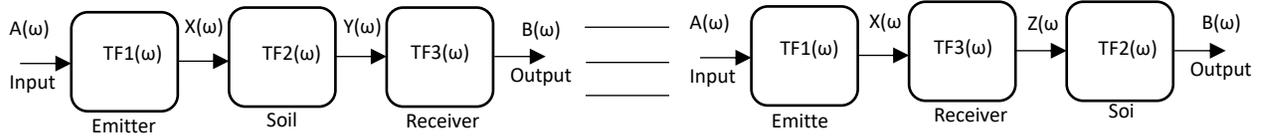
Les méthodes mesurant  $V_s$  directement en connaissant la durée de trajet et l'épaisseur de l'échantillon de sol sont basées sur la génération d'une onde de sol avec des éléments piézo-électriques. Fourier a montré qu'une onde peut être décrite par décomposition de la fonction en fonctions sinusoïdales qui définissent un spectre de fréquences. D'un point de vue mécanique, l'échantillon de sol et les éléments poreux forment un système dynamique qui délivre une sortie dépendant de la fréquence d'entrée, de l'amplitude d'entrée et avec un déphasage. Chaque système dynamique est défini par une Fonction de Transfert (Transfert Function TF). La première étape de ces méthodes est de déterminer la TF de l'appareil pour avoir une meilleure compréhension des ondes d'entrée et sortie réels au niveau du sol.



Comme le montre la Fig. X, le sol reçoit l'énergie  $X(\omega)$  avec une amplitude et une phase différente de  $A(\omega)$ . De plus, le récepteur transmet une sortie  $B(\omega)$  différente que la sortie du sol  $Y(\omega)$ . L'usage du P-RAT permet de réaliser un test sans échantillon (tip-to-tip) afin de caractériser le système "Emetteur + Récepteur", et plus précisément de déterminer sa fréquence fondamentale  $f_0$  et son coefficient d'amortissement.



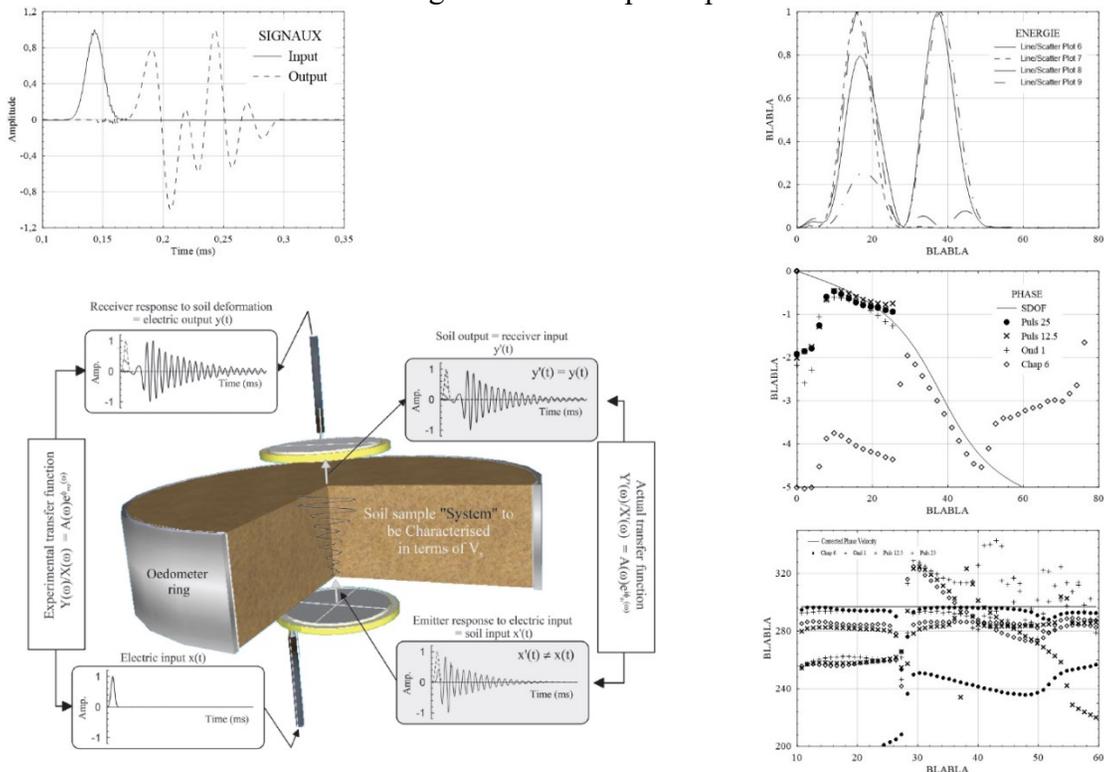
D'après la loi de distributivité, il est possible d'écrire l'égalité suivante :



Pour caractériser correctement la TF en utilisant le test tip-to-tip, il est nécessaire de faire un balayage fréquentiel aux alentours de la fréquence fondamentale, afin d'identifier un possible phénomène de résonance. Puis les données expérimentales permettent de paramétrer une courbe théorique de la TF. Dans cette étude, la fig. 3.3 nous montre que la courbe théorique épouse les courbes expérimentales pour une fréquence de résonance de 28 kHz et un coefficient d'amortissement de 18%.

Les mesures de  $V_s$  ont montré que la vitesse de phase est une fonction de la fréquence. Pour déterminer  $V_s$ , l'hypothèse que la vitesse de phase est constante est établie. La vitesse de phase est composée d'un terme constant correspondant à  $V_s$  et d'un terme variable appelé fonction erreur. L'analyse des mesures de  $V_s$  consiste à paramétrer une fonction correctrice pour annuler les effets de la fonction erreur afin d'obtenir une vitesse de phase constante c'est-à-dire  $V_s$ . Pour plus d'information à propos de la méthode d'interprétation, il est possible de consulter Karray et al. (2015).

Fig. 3.3 – Essai tip-to-tip



### 3.2.3.2 Données des conditions non-saturées pour obtenir une valeur de la contrainte effective

Comme présenté en introduction, plusieurs cadres basés sur la contrainte effective de Bishop modifiée existent (Khalili et Khabbaz 1998 ; Lu 2007). Dans cette étude, l'approche proposée par Lu (2007) est considérée pour définir la contrainte effective, car son approche offre la plus clair définition de l'état de contrainte d'un point de vue macroscopique et qui est prouvée microscopiquement et thermodynamiquement. La contrainte effective  $\sigma'$  est définie dans l'Eq. 15, où  $\sigma_s$  est la contrainte de succion. La contrainte de succion est une contrainte de traction isotropique dû à la capillarité, aux forces de van der Walls ainsi qu'aux forces de la tension de surface et est définie dans l'Eq. 16. La seconde équation introduit une notion de degré de saturation effectif  $S_e$ , Eq. 17, où  $S_{r,res}$  est le degré de saturation résiduel et justifié par Lu. Une définition de  $S_{r,res}$ , Eq. 18, basée sur le modèle de Fredlung et Xing (1994), Eq. 19, est donnée, où  $\alpha$ ,  $n$  et  $m$  sont des paramètres de réglage du modèle,  $E$  est la base du logarithme népérien,  $\Psi_{res}$  est la succion du sol à l'état résiduel et  $C(\Psi)$  est un facteur correctif défini dans l'Eq. 20. Avec cette définition, la transition de l'état saturé à l'état non-saturé est continu (Lu et Likos 2007) cependant le modèle de Fredlund et Xing (1994) est préféré au modèle de van Genuchten (1980) car ce modèle offre une meilleure modélisation de la SSCC (soil suction characteristic curve) et du comportement hydraulique des sols.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \sigma_s \quad \text{Eq. 15}$$

$$\sigma_s = -S_e(u_a - u_w) \quad \text{for } u_a - u_w \geq 0 \quad \text{Eq. 16}$$

$$S_e = \frac{S_r - S_{r,res}}{1 - S_{r,res}} \quad \text{Eq. 17}$$

$$S_{r,res} = S_r(\Psi_{res}) \quad \text{Eq. 18}$$

$$S_r = C(\Psi) \frac{1}{\left(\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{\alpha}\right)^n\right)\right)^m} \quad \text{Eq. 19}$$

$$C(\Psi) = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_{res}}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000000}{\Psi_{res}}\right)} \quad \text{Eq. 20}$$

Pour résumer, la contrainte effective  $\sigma'$  est déterminée en se basant sur le modèle de Bishop modifié par Lu et il est nécessaire d'utiliser le modèle de Fredlund et Xing pour déterminer le degré de saturation résiduel  $S_{r,res}$ .

### 3.2.4 Etudes expérimentales

L'appareil proposé a été conçu pour appliquer des conditions non-saturées et mesurer  $V_s$  pour un échantillon de sol dans une cellule oedométrique. La technique de translation d'axe a été utilisée pour appliquer et contrôler la succion matricielle et le P-RAT est utilisé pour mesurer  $V_s$  dans l'échantillon de sol. La méthode d'interprétation et le montage du P-RAT est décrit dans Karray et al. (2015).

Les matériaux testés ont été sélectionnés individuellement. Le silt d'Ascot corner a été choisi car il offre une contrainte de succion minimum et a déjà été testé à l'Université de Sherbrooke. Le sable d'Ottawa F65 a été choisi car c'est un sol granulaire bien connu parmi la communauté géotechnique. La fig. 3.4 présente les courbes granulométriques des sols testés. Trois essais ont été réalisés pour chacun des sols, avec par exemple comme valeurs pour le silt  $e_0 = 0,56$  ;  $e_0 = 0,73$  et  $e_0 = 0,68$  et  $e_0 = 0,72$ ,  $e_0 = 0,68$  et  $e_0 = 0,60$  pour le sable d'Ottawa. Les échantillons de sols préparés en utilisant la compaction à l'optimum Proctor puis saturés en appliquant une pression d'eau de 5 kPa par le dessous dans l'appareil sous un chargement mécanique constant. Le disque en céramique ralentit le processus de saturation et plusieurs jours sont requis pour atteindre un état saturé. L'eau échangé par le sol est avec un contrôleur de pression d'eau pour estimer quand l'état saturé est atteint. D'autres techniques sont disponibles mais celle-ci offre un meilleur contrôle de l'indice des vides à notre avis. Sachant l'indice des vides, le volume de l'échantillon et la quantité d'eau échangé, on suppose l'échantillon saturé quand la quantité d'eau échangée est similaire à la quantité d'eau saturant le sol. Le chargement mécanique reste constant durant toute la durée du test et des paliers de pressions d'air sont appliqués alors que la pression d'eau est imposée égale à la pression atmosphérique. Les paliers de pressions d'air ont été prédéterminés dans le but d'avoir une incrémentation constante de la contrainte de succion et de caractériser la valeur d'entrée d'air de l'échantillon de sol soit 10 kPa pour notre silt. Un palier de pression d'air est considéré comme terminé quand le volume d'eau échangé reste constant après plusieurs heures, on considère l'équilibre hydraulique atteint. À cet équilibre,  $V_s$  est mesuré en utilisant le P-RAT avec quatre sources de signal différentes, les détails sur ces

sources sont présentés dans Karray et al. (2015). Un test est considéré comme terminé quand l'une des conditions suivantes est remplie : le prochain palier d'air est supérieur à la VAE de la céramique (500 kPa ici), la pression d'air délivrable par le contrôleur atteint sa limite ou l'échantillon de sol a atteint un état résiduel. Une fois un test arrêté, l'échantillon de sol est extrait de la cellule afin de mesurer sa teneur en eau. Les états hydrauliques de chaque palier de pression d'air sont déterminés à partir de la teneur en eau finale et des mesures des volumes d'eau échangée.

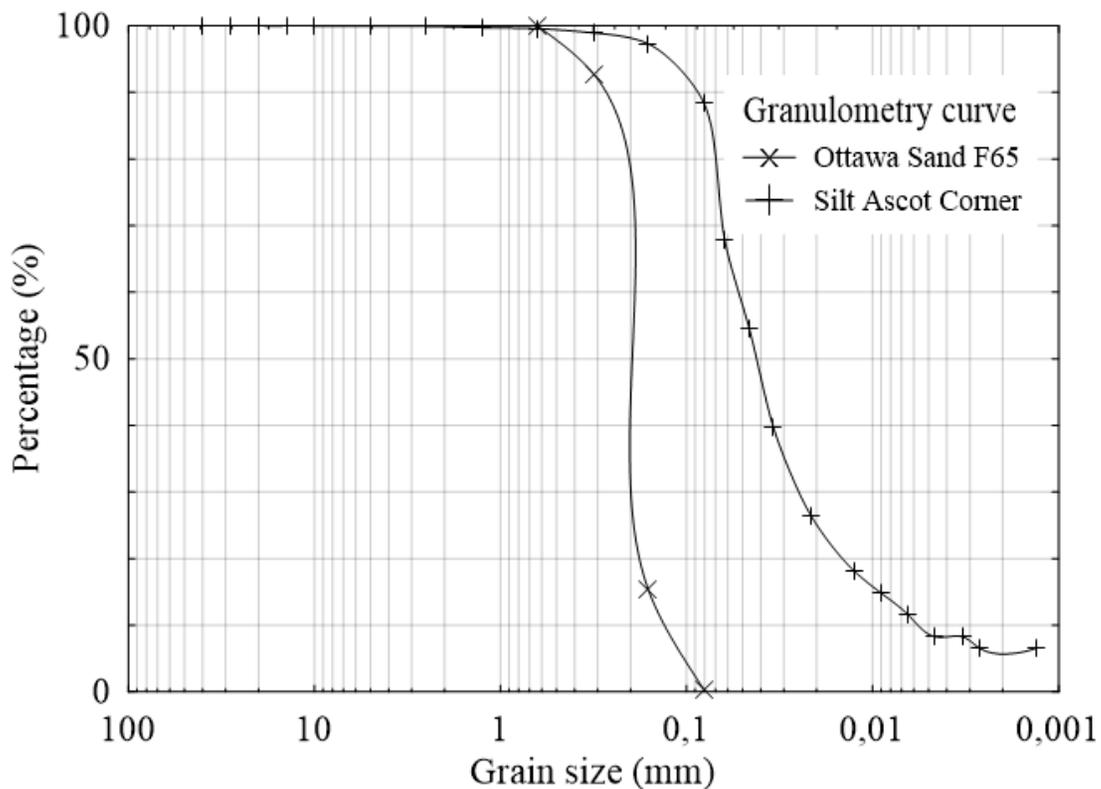
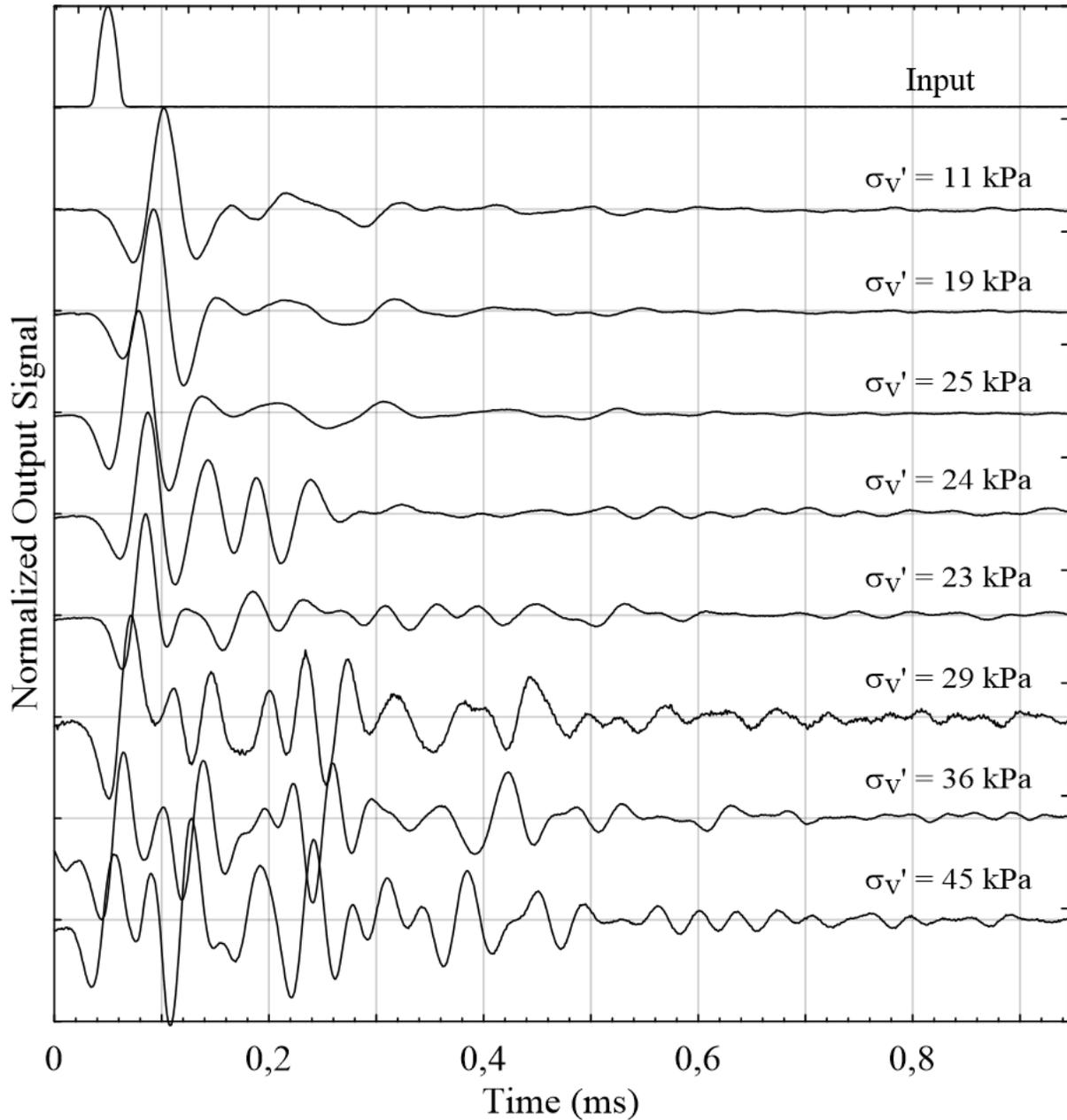


Figure 3.4 – Granulométrie des sols étudiés

## 3.2.5 Résultats et discussion

### 3.2.5.1 Mesure de $V_s$

Fig3.5 – Signaux de sortie en fonction du chargement pour un signal d'entrée donnée

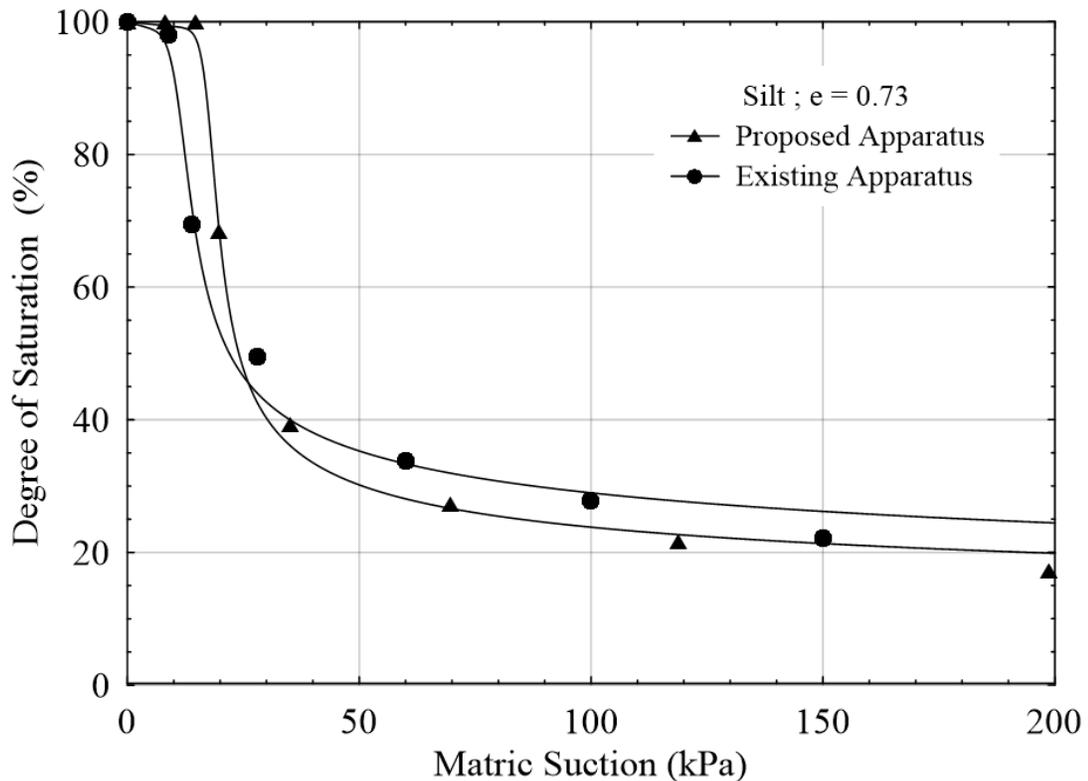


La Fig. 3.5 représente un signal d'entrée et un signal de sortie en fonction de  $\sigma_v'$  pour un indice des vides donné. Le set-up du P-RAT permet d'obtenir des signaux clairs de  $V_s$ .

### 3.2.5.2 Comparaison des SWRC

La figure 3.6 représente les résultats des tests SWRC, une moitié réalisée avec l'appareil présenté et l'autre moitié réalisée dans une cellule de consolidation réalisée par le laboratoire de l'Université de Sherbrooke. La continuité entre les données expérimentales est assurée en utilisant le modèle de Fredlund et Xing. Les deux courbes sont presque similaires pour le silt d'Ascot Corner pour un indice des vides proche de 0,73. La différence peut s'expliquer par un léger écart de l'indice des vides initial : 0,73 pour l'appareil proposé et 0,71 pour l'autre. Une autre possibilité peut être la différence dans le chemin hydromécanique. Les chargements mécaniques sont légèrement différents, 10 kPa et 5 kPa, et les paliers de succion sont aussi différents. Enfin, les dimensions caractéristiques des appareils sont différentes avec un diamètre intérieur de 2,5 pouces pour le premier et de 100 mm pour le second. D'après cette comparaison, il est possible de prétendre que l'appareil proposé soit capable d'appliquer des conditions non-saturées à un échantillon de sol.

Fig. 3.6 – Comparaison des SWRC sur un même test avec différents appareils



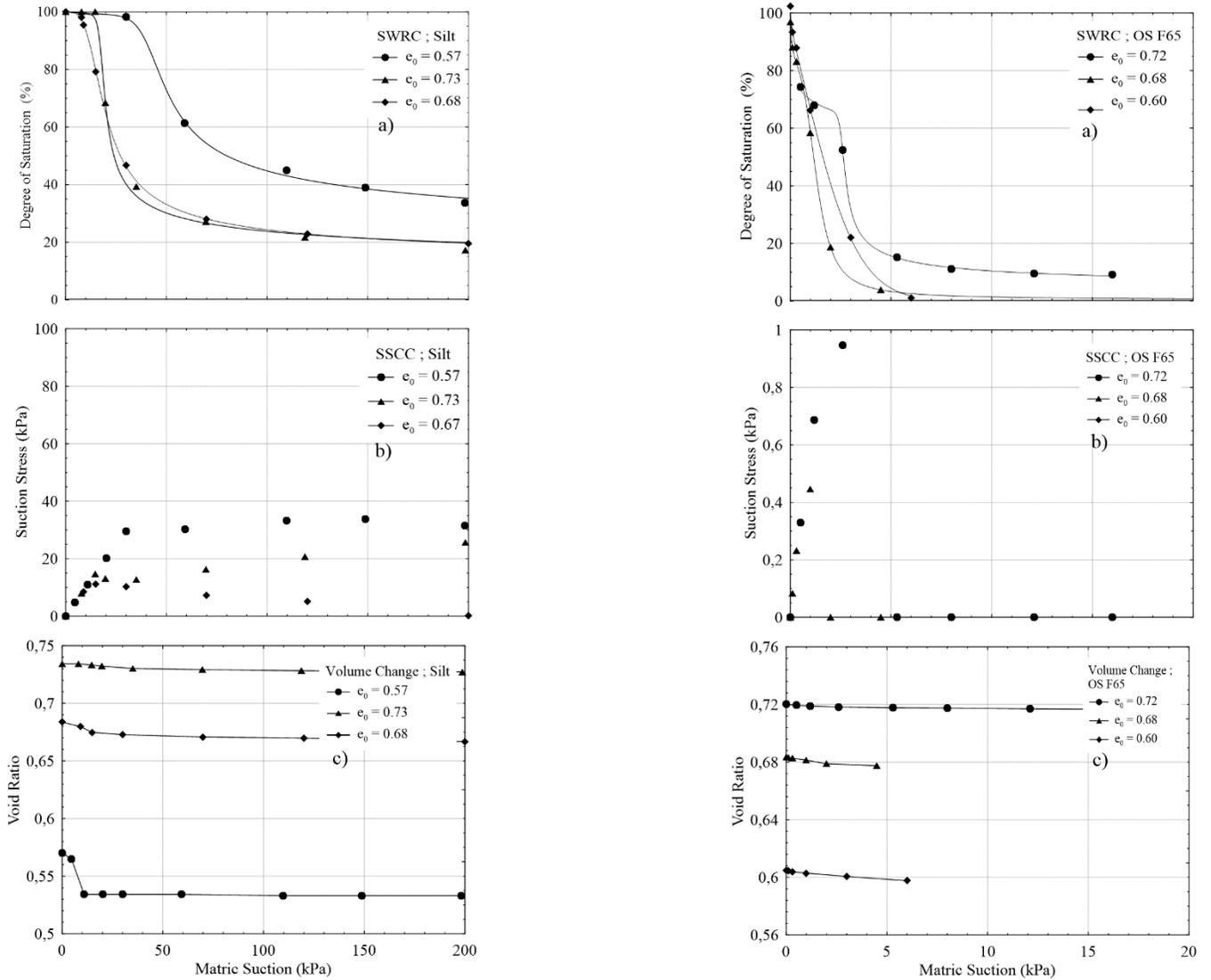
### 3.2.5.3 Essais non-saturés

Comme le montre la figure 3.7 pour un silt et le sable d'Ottawa, il est possible de réaliser des tests de différentes natures dans des conditions non-saturées avec l'appareil proposé. Les essais SWRC sont présentés avec différent indice des vides initial dans les figures 3.7.a. La continuité des courbes est obtenue en utilisant le modèle de Fredlund et Xing. La valeur d'entrée d'air du sol est obtenue grâce aux données expérimentales et l'état résiduel est caractérisé en utilisant le modèle. Un changement dans l'état résiduel est induit par un changement d'indice des vides. Le comportement hydromécanique et la conductivité hydraulique sont déterminés à partir de ce test.

Comme expliqué précédemment, une définition de la contrainte effective en conditions non-saturées est requise pour le processus de normalisation de  $V_s$ . Les SSCC sont représentées avec différent indices des vides dans les figures 3.7.b. Pour les modèles tels que le modèle de contrainte de succion de Lu, une SSCC peut être définie en se basant sur le modèle SWRC. La courbe est obtenue en utilisant une fonction définie par Lu (2007), la définition de la contrainte de succion et le modèle SWRC du sol. La SSCC est utilisée pour identifier le comportement de la conductivité hydraulique, et est aussi dans notre étude un facteur correctif pour avoir une définition de la contrainte effective disponible dans les conditions non-saturées. Indépendamment de l'indice des vides, plusieurs points peuvent être établis via la SSCC dû au changement de pente de la courbe. Le changement de pente reflète une transition de l'état hydraulique. Le premier changement de pente est causé pour le séchage de l'eau libre. Le second changement est causé par le séchage de l'eau capillaire. Un changement de l'indice des vides entraîne un changement de la proportion d'eau libre, d'eau capillaire et d'eau adsorbée ce qui signifie que la succion sera différente dans les états transitifs.

L'appareil proposé est aussi capable de réaliser des tests de changement de volume durant des processus de séchage/hydratation comme l'indique les figures 3.7.c. Le volume du silt d'Ascot corner montre un comportement constant durant le processus de séchage pour les indices des vides initiaux et chargements verticaux testés. Un changement de volume significatif pour le (silt –  $e = 0,57$ ) à cause d'un mauvais serrage de l'appareil au début de l'essai. Le serrage de l'appareil a compacté l'échantillon de sol causant le changement de volume. Pour les autres tests, le serrage a été vérifié avant le début de chaque test pour éviter ce problème.

Fig. 3.7 – Essais non-saturés sur les échantillons de sol



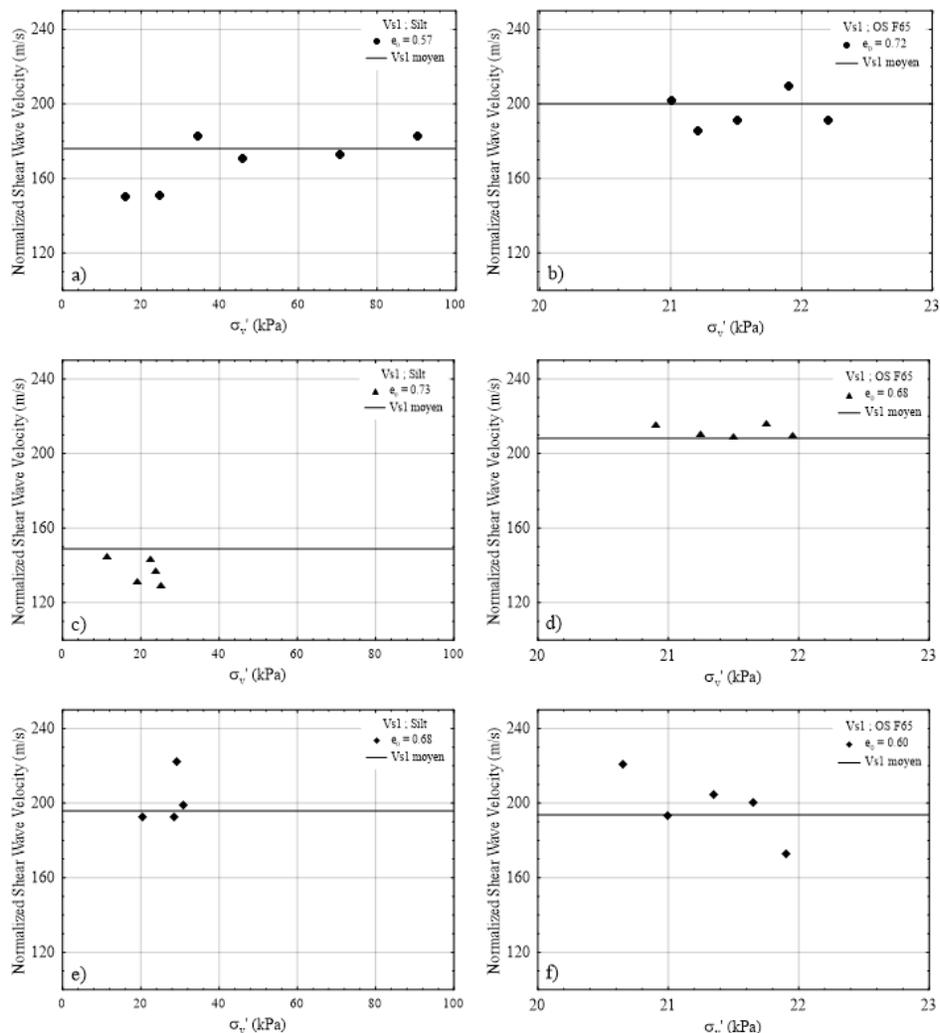
### 3.2.5.4 Mesure de $V_s$ en conditions non-saturées

Le but principal de l'appareil proposé est de mesurer  $V_s$  en conditions non-saturées contrôlées. Le changement de volume d'un sol est différent si on utilise un processus de séchage ou un essai oedométrique conventionnel, ainsi l'étude des effets de l'indice des vides sur  $V_s$  et  $V_{s1}$  est autorisée. Les hypothèses de normalisation et sa formule sont démontrées vrai pour le silt d'Ascot corner dans la Fig. 8a lié à l'indice des vides constant durant le chemin de chargement.  $V_{s1}$  est observé constant pour un même indice des vides et avec un coefficient B compris dans l'intervalle [0,22 ; 0,27] soit une moyenne de 0,25 pour B si qui autorise le choix de  $B = 0,25$  qui est communément fait. Ceci montre l'effet de l'indice des vides sur  $V_{s1}$ , et de la correction

de la contrainte effective avec la succion matricielle, montrant que les conditions non-saturées n'ont aucun effet sur  $V_{s1}$ . Des études supplémentaires sont nécessaires pour étudier l'effet du chemin hydromécanique sur le processus de normalisation et la valeur du coefficient B.

Cependant, certains tests ont montré une hétérogénéité du sol après avoir atteint approximativement  $S_r = 0,3$ . Après une investigation, cette hétérogénéité est causée par un gradient radial de la teneur en eau dans le sol. La fig. 3.5 le montre à partir de  $\sigma'_v = 23 \text{ kPa}$ . Ce problème est causé par l'impossibilité de drainer l'eau au centre de l'appareil à cause de la présence de l'anneau piézo-électrique mais peut être observé en utilisant la bonne fréquence pour le signal d'entrée du P-RAT. Il est probable que des bilames ne soient pas capable d'observer ce problème étant donné la nature complexe des signaux qu'ils génèrent.

Fig. 3.8 – Analyse du processus de normalisation pour un indice des vides considéré constant



La figure 3.8 montre que les Vs1 se regroupe autour d'une valeur moyenne. Cette valeur moyenne est établie en faisant varier le coefficient de normalisation B, cependant dans ces graphiques, le coefficient de normalisation a été fixé à 0,25 pour toutes les mesures. L'analyse de la valeur de coefficient B se fait dans la figure 3.9. La figure 3.9 nous montre que le coefficient de normalisation varie autour de la valeur de 0,25 et appartient à l'intervalle [0,22;0,28] dans la majorité de nos mesures.

Fig. 3.9 – Etude de la valeur du coefficient de normalisation B

Silt ; e = 0,57	
Vs1	B
182	0,28
173	0,22
176	0,22
179	0,28
Vs1 moyen	177

Silt ; e = 0,73	
Vs1	B
149	0,23
149	0,28
149	0,30
149	0,25
150	0,22
Vs1 moyen	149

Silt ; e = 0,68	
Vs1	B
196	0,26
195	0,26
197	0,24
209	0,20
Vs1 moyen	196

Ottawa Sand ; e = 0,72	
Vs1	B
199	0,26
201	0,24
198	0,26
200	0,27
202	0,25
Vs1 moyen	200

Ottawa Sand ; e = 0,68	
Vs1	B
210	0,25
208	0,24
210	0,25
211	0,25
207	0,24
Vs1 moyen	209

Ottawa Sand ; e = 0,60	
Vs1	B
194	0,28
192	0,24
196	0,24
194	0,25
194	0,22
Vs1 moyen	194

# Chapitre 4

## Conclusion

Cette étude présente un nouvel appareil de consolidation pouvant étudier  $V_s$  dans des conditions non-saturées, en utilisant le P-RAT et la technique de la translation d'axe, ainsi que des schémas explicatifs pour que l'appareil puisse être reproduit dans d'autres laboratoires de géotechnique. Études et comparaisons des résultats présentés ont démontré que l'appareil est pertinent. Il offre la possibilité d'étudier et de comprendre comment l'état hydraulique et l'indice des vides affectent  $V_s$  via des études sur d'autres sols, avec d'autres chemins hydromécaniques. Lier le comportement de la contrainte hydromécanique aux mesures de  $V_s$  à indice des vides constant fait de cet appareil un outil capable d'évaluer la pertinence des modèles hydromécaniques. Les observations suivantes ont pu être faites à la suite de l'analyse des résultats expérimentaux :

- 1 Le processus de normalisation de  $V_s$  sous un chargement faible semble être vérifié pour  $B = 0,25$  avec le silt d'Ascot cornet dans un processus de séchage.
- 2 L'appareil proposé offre une nouvelle méthode pour évaluer la définition de la contrainte effective dans des conditions non-saturées.
- 3 La définition de la contrainte effective doit être adaptée pour s'adapter aux conditions non-saturées et permettre le processus de normalisation de  $V_s$ .
- 4 L'appareil proposé peut réaliser des études sur les paramètres non-saturés et sur le comportement hydromécanique (SWRC, SSCC et essais de changement de volume)

Des appareils similaires utilisant d'autres méthodes de mesure de  $V_s$  peuvent faire face à des problèmes similaires à propos de l'hétérogénéité de l'échantillon de sol mais ne pas être capable de le constater avec le signal de sortie.

# Bibliographie

S. Nazarian, K.H. Stokoe (1994). Nondestructive testing of pavements using surface waves. Transportation Research Record.

M. Karray, G. Lefebvre (2000). Identification and isolation of multiple modes in Rayleigh waves testing methods. Use of Geophysical Methods in Construction.

K. Nakagawa, K. Soga, J.K. Mitchell (1996). Pulse transmission system for measuring wave propagation in soils. Journal of Geotechnical, Volume 122.

Y. Ethier (2009). Laboratory measurement of the propagation speed of shear waves. Dissertation Abstracts International.

M. Karray, M. Ben Romdhan, M.N. Hussien, Y. Éthier (2015). Measuring shear wave velocity of granular material using the piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT). Revue canadienne de géotechnique, 2015, 52(9): 1302-1317.

M.N. Hussien, M. Karray (2015). Shear wave velocity as a geotechnical parameter: an overview. Canadian Geotechnical Journal, Volume 53.

D.G. Fredlund, H. Rahardjo, M.D. Fredlund (2012). Soil-water characteristic curves for unsaturated soils. Unsaturated soils in engineering practice (pp. 184–272). Hoboken. John Wiley & Sons.

K. von Terzaghi, (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. First Int. Conf. Soil Mech., Vol1, Harvard University, pp. 54–56

K. von Terzaghi (1943). Theoretical Soil Mechanics. JohnWiley & Sons. New York

J.B. Jennings, J.B. Burland (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Géotechnique, Volume 12.

A.W. Bishop, G.E. Blight (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Geotechnique, Volume 13.

A. W. Bishop, I. B. Donald (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Dunod, Paris: 13–21.

D.G. Fredlund, N.R. Morgenstern (1977). Stress state variables for unsaturated soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 103.

E.E. Alonso, A. Gens, A. Josa (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, Volume 40.

M Nuth, L Laloui (2008). Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Volume 32.

[N. Khalili, M.H. Khabbaz \(1998\). A unique relationship for  \$\chi\$  for the determination of the shear strength of unsaturated soils.](#) Geotechnique, Volume 48.

N. Lu, B. Wu, C.P. Tan (2007). Tensile strength characteristics of unsaturated sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133 (2), 144-154.

N. Lu, W.J. Likos (2004). Suction stress characteristic curve for unsaturated soil. Journal of geotechnical and Geoenvironmental engineering 132 (2), 131-142.

M.T. van Genuchten (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J* 44 (5), 892-898.

A. Koliji, L. Vulliet, L. Laloui (2010). Structural characterization of unsaturated aggregated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 47.

K.A. Bocking, D.G. Fredlund (1979). Use of the osmotic tensiometer to measure negative pore water pressure. *Geotechnical Testing Journal*, Volume 2.

M. Tuller, D. Or (2004). Water Retention and Characteristic Curve. *Encyclopedia of Soils in the Environment* 4 (1), 278-289

J. W. Lagerwerff, G. Ogata, & H. E. Eagle (1961). Control of osmotic pressure of culture solutions with polyethylene glycols. *Science*, N.Y., 133, 1486.

A.M. Ridley, J.B. Burland (1995). Measurement of suction in materials which swell. *Applied Mechanics Reviews*, Volume 48.

P. Delage, E. Romero, A. Tarantino (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. *Unsaturated Soils. Advances in Geo-Engineering. Proceedings of the 1st European Conference, E-UNSAT 2008, Durham, United Kingdom, 2-4 July 2008*

F.A.M. Marinho, R.J. Chandler (1995). Cavitation and the direct measurement of soil suction. *Proceedings of the first international conference on unsaturated soils/unsat '95/paris/france/6-8 september 1995. Volume 2.*

R.G. Fawcett, N. Collis-George (1967). A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. *Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry* 7(25) 162 – 167.

B.O. Hardin, F.E. Richart Jr. (1963). Elastic wave velocities in granular soils *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, Volume 89.

J.C. Santamarina, K.A. Klein, M.A. Fam (2001). *Soils and waves*. John Wiley & Sons.

B.O. Hardin, W.L. Black (1966). Sand stiffness under various triaxial stresses. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, Volume 92.

A.W. Skempton (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, Volume 36.

D.W. Sykora (1987). Examination of existing shear wave velocity and shear modulus correlations in soils. US Army Corps of Engineers.

M. Karray, G. Lefebvre, Y. Ethier, A. Bigras (2011). Influence of particle size on the correlation between shear wave velocity and cone tip resistance. *Canadian Geotechnical Journal* 48 (4), 599-615.

G. Bolzon, B.A. Schrefler, O.C. Zienkiewicz (2014). Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique* 46 (2), 279-289.

D.G. Fredlund, A. Xing (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, Volume 31.