

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Geotecnia

Efeito das Características Físico-Química do Fluido Intersticial na  
Deformabilidade de Solos Moles

Valter Caetano Dos Santos

Porto Alegre  
2018

VALTER CAETANO DOS SANTOS

**EFEITO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICA DO FLUÍDO  
INTERSTICIAL NA DEFORMABILIDADE DE SOLOS MOLES**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em  
Engenharia

Porto Alegre

2018

VALTER CAETANO DOS SANTOS

## **EFEITO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICA DO FLUÍDO INTERSTICIAL NA DEFORMABILIDADE DE SOLOS MOLES**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 09 de novembro de 2018

Prof. Fernando Schnaid  
Ph.D. em Ciência de Engenharia pela University of Oxford  
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

**Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)**  
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

**Prof. Edgar Odebrecht (UDESC)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Antônio Thomé (UPF)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Pedro Dominfos Marques Prietto (UPF)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## RESUMO

DOS SANTOS, V. C. Efeito das características físico-química do fluido intersticial na deformabilidade de solos moles. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A ocupação de áreas para o desenvolvimento da infraestrutura urbana abrange numerosas vezes, áreas cujo subsolo apresentam baixa capacidade de suporte aos carregamentos e alta compressibilidade, quando o feito. Os solos compostos de argila mole e granulação fina apresentam comportamento geotécnico relacionado às propriedades físico-química do fluido dos poros, as quais, por vezes são alteradas devido diferentes fatores, naturais ou antrópicos. Compreender o adensamento e a resistência ao cisalhamento do caulim e de uma argila mole, quando submetido ao fluido intersticial com diferentes características de pH. Neste contexto, o presente trabalho propôs avaliar a deformabilidade do caulim remoldado e uma argila mole do Aeroporto Internacional Salgado Filho, nas condições indeformada e reconstituída, submetidas ao adensamento unidimensional com medição de rigidez durante a consolidação, com uso de *bender elements*. O fluido intersticial das amostras foi diversificado em diferentes concentrações de ácido sulfúrico, 0,001mol/L, 0,01 mol/L e 1 mol/L. O comportamento do caulim foi afetado ao contato do ácido sulfúrico, aumentando os recalques, principalmente para a concentração de 0,01 e 1 mol/L. A argila indeformada/reconstituída revelou comportamento similar quando ensaiadas com água destilada. Os resultados obtidos indicam que uma diminuição no pH se correlaciona com o aumento no índice de compressão, para o caulim e a argila indeformada. Porém, quando submetidas ao ácido sulfúrico, a argila indeformada apresentou maior adensamento quando maiores os teores de ácido. O comportamento da argila mole reconstituída e submetida a contaminação ácida expôs o adensamento de menor magnitude em relação as amostras indeformadas e o caulim. Foi inferido que tal fato possa ter ocorrido devido a reestruturação, durante a moldagem nas câmaras, de tal forma que influenciou na fabricação de estruturas soltas com elevado índice de vazios e maior resistência em baixa tensão. As velocidades das ondas de cisalhamento não indicaram influência direta dos diferentes fluidos dos poros, mas elevação na velocidade com o aumento da carga no plano de polarização foi apontado. O caulim retratou as maiores velocidades de onda de cisalhamento e rigidez, sendo atribuído ao diâmetro médio maior das partículas em relação a argila mole. A argila reconstituída acusou os menores valores de velocidade de onda S e conseguinte rigidez ao cisalhamento.

**Palavras-chave:** *argila mole; adensamento; fluido intersticial ácido; bender elements; ondas de cisalhamento.*



## ABSTRACT

DOS SANTOS, V. C. Efeito das características físico-química do fluido intersticial na deformabilidade de solos moles. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The occupation of areas for the development of urban infrastructure encompasses many times, areas whose subsoil presents low capacity to support the loads and high compressibility, when the done. Soils composed of soft clay and fine granulation show geotechnical behavior related to the physico-chemical properties of pore fluid, which are sometimes altered due to different factors, natural or anthropic. To understand the density and shear strength of kaolin and a soft clay when submitted to interstitial fluid with different pH characteristics. In this context, the present work proposes to evaluate the deformability of remolded kaolin and a soft clay from Salgado Filho International Airport, in the undisturbed and reconstituted conditions, submitted to one-dimensional densification with stiffness measurement during consolidation, using bender elements. The pore fluid of the samples was diversified in different concentrations of sulfuric acid, 0,001 mol/L, 0,01 mol/L and 1 mol/L. The behavior of the kaolin was affected to the contact of the sulfuric acid, increasing the settlements, mainly for the concentration of 0,01-1 mol/L. Undeformed/reconstituted clay showed similar behavior when tested with distilled water. The results indicate that a decrease in pH correlates with the increase in compression ratio for kaolin and undisturbed clay. However, when submitted to sulfuric acid, the undisturbed clay presented greater densification when the acid content was higher. The behavior of soft clay reconstituted and submitted to acidic contamination exposed the density of smaller magnitude in relation to undeformed samples and kaolin. It was inferred that this fact could have occurred due to the restructuring, during the molding in the chambers, in such a way that it influenced in the manufacture of loose structures with high voids index and greater resistance in low tension. Shear wave velocities did not indicate direct influence to the pore fluid, but elevation in velocity with increasing charge in the plane of polarization was pointed out. The kaolin showed the highest shear wave velocities and stiffness, being attributed to the larger mean diameter of the particles in relation to the soft clay. The reconstituted clay accounted for the lower shear wave velocity values and hence shear rigidity.

**Key-words:** *sot clay; densification; acid pore fluid; bender element; shear waves*

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>19</b>
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	19
1.2	OBJETIVO GERAL	20
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
1.4	ORGANIZAÇÃO DA TESE	21
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>22</b>
2.1	COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS ARGILOSOS	22
2.1.1	Aspectos gerais	22
2.1.2	Compressibilidade e adensamento	23
2.1.3	Coeficiente de adensamento vertical	27
2.1.4	Método de casagrande	27
2.1.5	Método de Taylor	29
2.1.6	Tensão de pré-adensamento	30
2.1.7	Índice de compressão	30
2.1.8	Comportamento hidráulico	32
2.2	TÉCNICAS DE LABORATÓRIO PARA MEDIÇÃO DA RIGIDEZ	33
2.2.1	Transdutores piezoelétricos	33
2.2.2	Bender elements	35
2.2.3	Ondas sísmicas	38
2.2.4	Módulo cisalhante	41
2.2.5	Distância de percurso	43
2.2.6	Tempo de propagação das ondas sísmicas	44
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>47</b>
3.1	DELINEAMENTO DO ESTUDO	47
3.2	Materiais	48
3.2.1	Caulim	48
3.2.2	Argila mole do Aeroporto Salgado Filho	49
3.2.3	Solução contaminante	50
3.3	MÉTODOS	51
3.3.1	Ensaio de caracterização	51
3.3.2	Moldagem dos corpos de prova	52
3.3.2.1	Amostras de caulim	52
3.3.2.2	Amostras de argila mole indeformada	52
3.3.2.3	Amostras de argila mole reconstituída	54
3.3.3	Preparo da solução contaminante	55

3.3.4	Equilíbrio químico da solução contaminante.....	55
3.3.5	Ensaio de adensamento.....	57
3.4	EQUIPAMENTOS .....	58
3.4.1	Prensa de adensamento convencional.....	58
3.4.2	Equipamento modificado para ensaio de adensamento .....	59
3.4.2.1	Calibração do sistema de aplicação de carga.....	70
3.4.3	Transdutores piezocerâmicos.....	73
3.4.3.1	Montagem dos sensores e atuadores.....	73
3.4.3.2	Sistema de medição dos <i>bender elements</i> .....	75
3.4.3.3	Calibração dos <i>bender elements</i> .....	76
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	79
4.1.1	Análise granulométrica.....	79
4.1.2	Limites de Atterberg e umidade natural .....	80
4.1.3	Caracterização mineralógica .....	80
4.2	CAULIM.....	82
4.2.1	Ensaio de adensamento.....	82
4.2.2	Parâmetros de adensamento .....	89
4.2.3	Módulo de cisalhamento.....	98
4.3	ARGILA INDEFORMADA.....	103
4.3.1	Ensaio de adensamento.....	103
4.3.2	Parâmetros de adensamento .....	111
4.3.3	Módulo de cisalhamento.....	117
4.4	ARGILA RECONSTITUÍDA .....	121
4.4.1	Ensaio de adensamento.....	121
4.4.2	Parâmetros de adensamento .....	129
4.4.3	Módulo de cisalhamento.....	134
4.5	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	138
4.5.1	Ensaio de adensamento.....	138
4.5.2	Parâmetros de adensamento .....	144
4.5.3	Módulos de cisalhamento.....	146
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>150</b>
5.1	CONCLUSÃO.....	150
5.2	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS .....	152
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>154</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Compressão oedométrica de uma argila mole (adaptado de PINTO, 1993). ...	23
Figura 2.2: Ensaio de compressão em argila orgânica mole (adaptado de PINTO, 1993).....	24
Figura 2.3: Comportamento de solos estruturados e não-estruturados (adaptado de LEOUEIL, 1992). ....	26
Figura 2.4: Determinação do $C_v$ pelo método de Casagrande (adaptado de PINTO, 2006).....	28
Figura 2.5: Determinação do $C_v$ pelo método de Taylor (adaptado de PINTO, 2006). ....	29
Figura 2.6: Ensaio oedométrico em amostras da argila de Bothkennar (adaptado de BURLAND, 1990). ....	31
Figura 2.7: Estrutura em estado cúbico para uma célula elementar da piezocerâmicas (adaptado de CERAMTEC, 2016 e PIEZOSYSTEM, 1994).....	34
Figura 2.8: Comportamento típico de um elemento quando excitado (adaptado de JARVIS, 1994 e KRAMER, 1996). ....	35
Figura 2.9: Configuração do BE com conexão em série e paralelo (adaptado de DYVIK e MADSHUS, 1985).....	36
Figura 2.10: Esquema de montagem com BE (adaptado de PENNINGTON, 1999 e CLAYTON, 2011).....	37
Figura 2.11: Esquema de montagem para realização de ensaios com BE (adaptado de CHAN, 2012).....	38
Figura 2.12: Esquema de propagação da onda de compressão (P) (adaptado de BOLT, 1993; STOKOE e SANTAMARINA, 2000). ....	39
Figura 2.13: Esquema de propagação da onda cisalhante (S) (adaptado de BOLT, 1993; STOKOE e SANTAMARINA, 2000). ....	39
Figura 2.14: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades ( $V_p$ e $V_s$ ) (adaptado de FERREIRA, 2003). ....	41
Figura 2.15: Esquema de medição da distância de propagação das ondas sísmicas (adaptado de FESTUGATO, 2011).....	43
Figura 2.16: Sinais de entrada e saída típicos e pontos característicos de ondas cisalhantes.....	45
Figura 3.1 Fluxograma da pesquisa. ....	47
Figura 3.2 Estrutura do argilomineral caulinita.....	49
Figura 3.3 Montagem do corpo de prova de caulim na câmara oedométrica.....	53

Figura 3.4	Manuseio corte do tubo shelby para montagem do corpo de prova indeformada.....	53
Figura 3.5	Medição e pesagem do CP de argila indeformada. ....	54
Figura 3.6	Preparo das amostras de argila mole reconstituída.....	55
Figura 3.7	Monitoramento da variação do pH na fonte do fluido dos poros das amostras de caulim.....	56
Figura 3.8	Monitoramento do pH na fonte do fluido dos poros das amostras de argila indeformada.....	57
Figura 3.9	Monitoramento do pH na fonte do fluido dos poros das amostras de argila reconstituída. ....	57
Figura 3.10	Prensa de adensamento convencional. ....	59
Figura 3.11	Leiaute esquemático do equipamento adaptado para ensaios de adensamento com uso de BE. ....	62
Figura 3.12	Câmara oedométrica (adaptado de Knop, 2007). ....	63
Figura 3.13	Câmara de ensaio adaptada por Santos (2013). ....	63
Figura 3.14	Disco drenante superior.....	64
Figura 3.15	Disco drenante inferior.....	64
Figura 3.16	Tampa da câmara oedométrica com saída do cabo. ....	65
Figura 3.17	Base da câmara oedométrica modificada. ....	65
Figura 3.18	Curva de resistência do acrílico das câmaras oedométricas (adaptado de ACRIRESÍNAS, 2012). ....	66
Figura 3.19	Equipamento de coluna modificado para ensaios adensamento unidimensional.....	67
Figura 3.20	Cilindro pneumático e conexões para aplicação de carga vertical. ....	68
Figura 3.21	Reguladores de pressão de precisão para baixa vazão.....	68
Figura 3.22	Rotina desenvolvida no LabVIEW para leitura de dados.....	69
Figura 3.23	Curvas de calibração obtida nos transdutores de pressão.....	71
Figura 3.24	Procedimento de calibração dos cilindros pneumáticos.....	72
Figura 3.25	Curvas de calibração obtida nos cilindros pneumáticos.....	73
Figura 3.26	Procedimento de confecção dos BE. ....	74
Figura 3.27	Gerador orbitário de funções – Tektronix.....	75
Figura 3.28	Osciloscópio de armazenamento digital – Tektronix. ....	76
Figura 3.29	Posicionamento ponta a ponta ( <i>peak-to-peak</i> ) dos <i>bender elements</i> .....	76
Figura 3.30	Geração e recepção das ondas senoidais. ....	77
Figura 3.31	Sinal de entrada e saída de um par de BE.....	77
Figura 4.1:	Curva granulométrica dos materiais utilizados. ....	79
Figura 4.2:	Difração de raio-x obtido para o caulim. ....	81

Figura 4.3: Difração de raio-x obtido para a argila mole. ....	82
Figura 4.4: Curva de adensamento do caulim com água destilada no equipamento modificado.....	84
Figura 4.5: Curva de adensamento do caulim com água destilada na prensa de adensamento convencional (C). ....	84
Figura 4.6: Curva de adensamento do caulim ensaiado em ambos os dispositivos. ....	85
Figura 4.7: Curva de adensamento do caulim com H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (2%). ....	86
Figura 4.8: Curva de adensamento do caulim com H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (6%). ....	86
Figura 4.9: Curva de adensamento do caulim com H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (10%). ....	87
Figura 4.10: Curvas de adensamento do caulim com as diferentes concentrações de ácido sulfúrico ensaiado. ....	87
Figura 4.11: Variação do índice de compressão das amostras de caulim. ....	90
Figura 4.12: Coeficiente de variação volumétrica para o caulim.....	91
Figura 4.13: Comportamento do C <sub>v</sub> do caulim ensaiado com água destilada em ambos os dispositivos.....	93
Figura 4.14: Coeficiente de adensamento vertical do caulim submetido aos percentuais de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (0%, 2%, 6% 10%). ....	94
Figura 4.15: Coeficiente de adensamento para o caulim, com percentuais de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....	95
Figura 4.16: Variação do C <sub>v</sub> ao aumento nas concentrações de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> no fluido intersticial.....	96
Figura 4.17: Associação das partículas de caulinita (adaptado de OLPHEN, 1991; SANTAMARINA et al., 2001 e WANG e SIU, 2006).....	97
Figura 4.18: Hipótese quanto a estrutura do caulim em diferente pH (adaptado de SANTAMARINA et al., 2002). ....	98
Figura 4.19: Velocidades das ondas S nas amostras de caulim.....	99
Figura 4.20: Velocidade da onda cisalhante normalizada.....	99
Figura 4.21: Influência dos fluídos intersticiais no módulo de cisalhamento obtido para o caulim.....	101
Figura 4.22: Módulo de cisalhamento normalizado. ....	101
Figura 4.23: Módulo de cisalhamento em função do índice de vazios. ....	102
Figura 4.24: Curva de adensamento da argila indeformada com água destilada (pH 7)....	104
Figura 4.25: Curva de adensamento da argila indeformada ensaiada com água destilada (prensa de adensamento convencional). ....	104
Figura 4.26: Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com água destilada em ambos os dispositivos.....	105
Figura 4.27: Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com teor de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (2%). ....	106

Figura 4.28: Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com teor de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (6%).....	106
Figura 4.29: Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com teor de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (10%).....	107
Figura 4.30: Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com água destilada e H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (0% e 2%).....	107
Figura 4.31: Curvas de adensamento da argila indeformada (6% e 10%).....	108
Figura 4.32: Curvas de adensamento da argila indeformada.....	108
Figura 4.33: Índice de compressão observados nas amostras de argila indeformada em função dos percentuais de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....	112
Figura 4.34: Índice de descompressão observado na argila indeformada em função dos percentuais de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....	112
Figura 4.35: Resposta do coeficiente de variação volumétrica em função das diferentes concentrações de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....	113
Figura 4.36: Coeficiente de adensamento vertical obtido a partir das amostras de argila indeformada ensaiada nos diferentes dispositivos.....	115
Figura 4.37: Comportamento do Cv da argila indeformada frente aos diferentes fluídos intersticiais.....	115
Figura 4.38: Tendência do coeficiente de adensamento vertical observado nas amostras de argila indeformada.....	116
Figura 4.39: Tensão de pré-adensamento.....	117
Figura 4.40: Velocidade da onda S na argila indeformada.....	117
Figura 4.41: Velocidade da onda S normalizada.....	118
Figura 4.42: Módulo de cisalhamento das amostras de argila indeformada frente aos diferentes fluídos intersticiais.....	119
Figura 4.43: Módulo de cisalhamento normalizado.....	119
Figura 4.44: Módulo de cisalhamento da argila indeformada em relação a variação do índice de vazios.....	120
Figura 4.45: Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com água destilada.....	122
Figura 4.46: Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com água destilada.....	122
Figura 4.47: Curvas de adensamento da argila reconstituída obtida ensaiando em ambos os dispositivos.....	123
Figura 4.48: Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com teor de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH 3 ou 2%).....	124

Figura 4.49: Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com teor de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH 2 ou 6%).....	124
Figura 4.50: Curva de adensamento da argila reconstituída e ensaiada com teor de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH 0 ou 10%).....	125
Figura 4.51: Curvas de adensamento da argila reconstituída ensaiada com água destilada e H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (0% e 2%).....	125
Figura 4.52: Curvas de adensamento obtida da argila reconstituída ensaiada com diferentes teores de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> . ....	126
Figura 4.53: Curvas de adensamento das amostras de argila reconstituída para todos os diferentes fluidos intersticiais. ....	126
Figura 4.54: Tendência do C <sub>c</sub> em função da concentração de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> obtido das amostras de argila reconstituída. ....	130
Figura 4.55: Tendência do índice de descompressão em função da concentração de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> para as amostras de argila reconstituída. ....	131
Figura 4.56: Tendência do coeficiente de variação volumétrica em função da concentração de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> da argila reconstituída.....	131
Figura 4.57: Coeficiente de adensamento verificado nos ensaios com água destilada no equipamento modificado (M) e na prensa de adensamento convencional (C). ....	133
Figura 4.58: C <sub>v</sub> obtido na argila reconstituída frente as diferentes concentrações de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....	134
Figura 4.59: Tendência do C <sub>v</sub> da argila reconstituída frente aos diferentes fluídos intersticiais.....	134
Figura 4.60: Velocidade da onda S na argila reconstituída.....	135
Figura 4.61: Velocidade da onda cisalhante normalizada.....	135
Figura 4.62: Módulo cisalhante obtido para as amostras de argila reconstituída frente aos fluídos intersticiais. ....	136
Figura 4.63: Módulo de cisalhamento normalizado. ....	137
Figura 4.64: Módulo de cisalhamento da argila reconstituída em função da variação do índice de vazios.....	137
Figura 4.65: Comparação das curvas de adensamento das amostras de argila indeformada e reconstituídas submetidas aos diferentes fluidos intersticiais.....	140
Figura 4.66: Argila indeformada x reconstituída ensaiadas com água destilada.....	141
Figura 4.67: Argila indeformada x reconstituída ensaiada com 0,001mol/L (2%).....	141
Figura 4.68: Argila indeformada x reconstituída ensaiada com 0,01mol/L (6%). ....	142
Figura 4.69: Argila indeformada x reconstituída ensaiada com 1mol/L (10%). ....	142
Figura 4.70: Variação do índice de compressão para os materiais investigados em função da concentração de ácido sulfúrico no fluído dos poros.....	144



Figura 4.71: Variação do índice de descompressão das amostras de caulim e argilas ensaiadas com a variação no fluido intersticial. ....	146
Figura 4.72: Variação das velocidades das ondas de cisalhamento.....	147
Figura 4.73: Módulo de rigidez obtido para as amostras. ....	149

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Ensaio para determinação do módulo de cisalhamento (adaptado de STOKOE e WOODS, 1972; CAMPANELLA et al., 1986; LEROUEIL e HIGHT, 2002). .....	42
Tabela 2.2: Métodos de interpretação do tempo de chegada da onda S.....	46
Tabela 3.1: Planejamento dos ensaios de adensamento. ....	48
Tabela 3.2: Especificação do ácido sulfúrico empregado nos ensaios. ....	51
Tabela 3.3: Variáveis adotadas para investigação. ....	58
Tabela 3.4: Resistência do acrílico à ação de agentes químicos. ....	66
Tabela 4.1: Limites de Atterberg obtidos para o caulim.....	80
Tabela 4.2: Limites de Atterberg obtidos para argila mole.....	80
Tabela 4.3: Síntese da composição química do caulim.....	81
Tabela 4.4: Síntese dos compostos químicos da argila mole.....	81
Tabela 4.5: Dados de moldagem e respostas ao carregamento unidimensional das amostras de caulim ensaiados. ....	83
Tabela 4.6: Dados de moldagem e resposta aos carregamentos das amostras de caulim, ensaiados na prensa de adensamento convencional (C).....	83
Tabela 4.7: Parâmetros de adensamento obtidos para o caulim ensaiados com fluido intersticial ácido. ....	89
Tabela 4.8: Parâmetros de adensamento obtidos para o caulim em ensaios com água destilada.....	89
Tabela 4.9: Coeficiente de adensamento vertical calculado para o caulim em ensaios com água destilada e H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> . ....	92
Tabela 4.10: Coeficiente de adensamento vertical calculado para o caulim com água destilada (prensa adensamento convencional. ....	92
Tabela 4.11: Variação do coeficiente de adensamento em função a tensão de consolidação.....	95
Tabela 4.12: Módulos de cisalhamento obtido para as amostras de caulim ensaiadas com diferentes fluídos intersticiais. ....	100
Tabela 4.13: Dados de moldagem dos corpos de prova com amostras de argila indeformada.....	103
Tabela 4.14: Dados de moldagem dos corpos de prova com amostras de argila indeformada.....	103
Tabela 4.15: Coeficientes de adensamento da argila indeformada submetida aos diferentes percentuais de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> . ....	111

Tabela 4.16: Coeficientes de adensamento da argila indeformada ensaiados apenas com água destilada (prensa de adensamento convencional). .....	111
Tabela 4.17: Coeficientes de adensamento vertical obtido para as amostras de argila indeformada ensaiada com água destilada e percentuais de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....	114
Tabela 4.18: Coeficiente de adensamento vertical obtido para as amostras de argila indeformada ensaiados com água destilada. ....	114
Tabela 4.19: Módulo de cisalhamento da argila indeformada frente aos diferentes fluídos intersticiais.....	118
Tabela 4.20: Dados de moldagem dos corpos de prova compostos de argila reconstituída.....	121
Tabela 4.21: Dados de moldagem dos corpos de prova em argila reconstituída (prensa de adensamento convencional). ....	121
Tabela 4.22: Coeficientes de adensamento obtidos para a argila reconstituída, ensaiados com água destilada. ....	129
Tabela 4.23: Coeficiente de adensamento obtido para a argila reconstituída ensaiada com água destilada e percentuais de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> . ....	130
Tabela 4.24: Coeficiente de adensamento vertical obtido das amostras de argila reconstituída em função dos fluidos intersticiais.....	132
Tabela 4.25: Coeficiente de adensamento vertical obtido nas amostras de argila reconstituída ensaiadas com água destiladal. ....	132
Tabela 4.26: Módulo de cisalhamento obtido nas amostras de argila reconstituída frente aos diferentes fluídos intersticiais. ....	136

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
AE	Inversão do sinal de saída
AF	Primeira chegada do sinal
As	Arsênio
$A^{2+}B^{4+}O_3^{2-}$	Estrutura perovskita
$Al_2Si_2O_5(OH)_4$	Caulinita
$AlO_4^{5-}$	Tetraedro de alumínio
BE	Sensores e transdutores piezocerâmicos
$C_c$	Índice de compressão
CC1 e CC2	Correlação cruzada
CH	Cross-hole
$^{\circ}C$	Celsius
Cl	Cloretos
$C_s$	Coefficiente de descompressão
$C_v$	Coefficiente de adensamento vertical
D	Diâmetro
DH	Dow-hole
d	Distância entre transdutores
E	Módulo de deformabilidade ou de young
E	Índice de vazios
$e/e_0$	Índice de vazios normalizado
Fe	Ferro
$FeS_2$	Sulfeto de ferro (pirita)
G	Módulo de cisalhamento
H	Altura
$H^+$	Hidrogênio
$H_d$	Metade da altura média
Hg	Mercúrio
$H_i$	Altura inicial
$H_3O^+$	Hidrônio
$HSO_4^-$	Hidrogenossulfato

$H_2SO_4$	Ácido sulfúrico
ICL	Linha de compressão intrínseca
IL	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidade
kHz	Quilohertz
kN	Quilonewton
$kN/m^3$	Quilonewton por metro cúbico
kPa	Quilopascal
$\lambda_p$	Comprimento de onda P
$\lambda_s$	Comprimento de onda S
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Módulo de confinamento
M	Metros
mol/L	Concentração molar
m/s	Metro por segundo
mg/kg	Miligrama por quilograma
mg/L	Miligramas por litro
ms	Milisegundos
mV	Milivolts
$m_v$	Coefficiente de variação volumétrica
NA	Normalmente adensada
NBR	Norma Brasileira
$NH_4$	Amônia
$NO_x$	Óxidos de nitrogênio
$NO_3$	Nitrato
$O^{2-}$	Oxigênio
$OH^-$	Hidroxil
P	Ondas de compressão
PA	Pré-adensada
$p_a$ ou $p_{atm}$	Pressão atmosférica
Pb	Chumbo
$PbZrO_3$	Zirconato de chumbo
$PbTiO_3$	Titanato de chumbo
pH	Potencial hidrogeniônico
P-P	Pico à pico
PZT	Titanato zirconato de chumbo

P	Densidade do solo
$\rho'$	Tensão média efetiva
S	Onda de cisalhamento
SASW	Análise espectral de ondas estacionárias
SBPT	Ensaio pressiométrico
SCL	Linha de compressão por sedimentação
SCPT (U)	Piezocone sísmico
SH	Polarização horizontal
$\text{SiO}_4^{4-}$	Tetraedro de Silício
$\text{SiO}_2$	Dióxido de silício
$\sigma'_a$	Tensão axial efetiva
$\sigma'_r$	Tensão radial efetiva
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\sigma'_{vm}$	Tensão de pré-adensamento
$\text{SO}_4^{2-}$	Sulfato
SUCS	Sistema unificado de classificação de solos
SV	Polarização vertical
T	Fator tempo
t ou $t_p$	Tempo de viagem ou percurso da onda
$t_{50}$	Tempo que ocorreu 50% do recalque
Ti	Titânio
U	Percentual de recalque
UH	Up-hole
V	Tensão em volts
$\nu$	Coefficiente de poisson
$V_p$	Velocidade de onda de compressão
$V_R$	Onda de Rayleigh
$V_s$	Velocidade da onda de cisalhamento
Wi	Teor de umidade inicial
Zr	Zircônio

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O desenvolvimento das cidades e a expansão da urbanização se tornou um processo irreversível a partir da revolução industrial do século XIX, demandando de forma crescente a implantação de diferentes formas de infraestrutura, o que, nos tempos atuais, implica no aproveitamento de áreas caracterizadas por solos de baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade (p.ex. COUTINHO, 2008 e SCHNAID, 2009). Além disso, essas novas fronteiras de ocupação geralmente envolvem atividades potencialmente poluidoras e impactantes do ponto de vista ambiental, como, por exemplo, a contaminação dos solos e águas subterrâneas causada por vazamentos de produtos químicos, muitas vezes de natureza ácida.

A geotecnologia ambiental, portanto, desempenha importante papel como ciência interdisciplinar, atuando na previsão, análise e solução de problemas geotécnicos que envolvem a interação do solo com fluidos intersticiais quimicamente agressivos. Ao mesmo tempo, a poluição dos solos tem desafiado a geotecnia, pois os princípios da mecânica dos solos convencional não podem ser diretamente estendidos ao comportamento de solos contaminados.

Já foi bem estabelecido que o comportamento geotécnico dos solos, em particular dos solos finos moles, está relacionado às propriedades físico-químicas do fluido intersticial. Pesquisas conduzidas nesta área têm sugerido notáveis alterações nas propriedades de engenharia dos solos, a partir de mudanças na química da água dos poros (SANTAMARINA et al., 2002; SUNIL et al., 2006; WANG e SIU, 2006; ASADI et al., 2011; CHAVALI e REDDY, 2018). Em particular, a prática geotécnica indica que estruturas de engenharia construídas em solos submetidos à contaminação ácida podem experimentar deslocamentos e recalques significativos devido mudanças na compressibilidade e rigidez.

Assim, os problemas decorrentes da contaminação ácida de solos representam desafios para as atuais práticas de engenharia geotécnica, pois envolvem reações químicas complexas entre solo e contaminante. Alterações nas propriedades do fluido dos poros dos solos podem ter origem em processos naturais ou antrópicos, como, por exemplo: lixiviação de resíduos sólidos urbanos, industriais ou de mineração; vazamentos de produtos químicos industriais; invasão de água do mar em ambiente de água doce ou inundação de depósitos marinhos por

águas das chuvas (EVANS, 1990; MITCHELL, 1993; KAMON et al., 1996). Quanto a este último exemplo, cabe explicar que o dióxido de enxofre ( $\text{SO}_2$ ) e o óxido de nitrogênio ( $\text{NO}_x$ ), gerados por emissões veiculares e industriais em grandes centros urbanos, reagem com a água da atmosfera formando uma solução de ácido sulfúrico e nítrico, que, por conseguinte, precipita sobre os solos na forma de chuvas ácidas, com baixo pH.

No caso particular dos solos moles, é importante compreender o seu comportamento geotécnico quando em contato com fluidos intersticiais ácidos, em termos das alterações nas suas propriedades físicas e químicas de curto e longo prazo, especialmente em condições extremas de variação no pH. Em resposta às complexas reações químicas solo-contaminante, as forças predominantes nas partículas do solo e o seu arranjo estrutural tendem a variar, regulando propriedades como condutividade hidráulica, compressibilidade, rigidez e resistência (MITCHELL, 1993).

A necessidade de obtenção de parâmetros geotécnicos de projeto representativos tem conduzido ao desenvolvimento de técnicas diversas envolvendo ensaios laboratoriais e de campo. Muitas vezes é dada preferência aos ensaios *in situ* para estimar-se a variação espacial do depósito, além de minimizar efeitos decorrentes do amolgamento no processo de amostragem (ALMEIDA, 1996). Por outro lado, em laboratório algumas condições de contorno externas podem ser melhor controladas, conduzindo a uma melhor compreensão do comportamento dos solos frente aos mais diversos estímulos e solicitações.

## **1.2 OBJETIVO GERAL**

Dado o contexto apresentado no item anterior, o presente estudo visa investigar os efeitos isolados e combinados da acidez do fluido intersticial e da estrutura do solo sobre as principais características de deformabilidade (compressibilidade unidimensional e rigidez) de solos argilosos moles.

## **1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- a) Avaliar o efeito da acidez do fluido intersticial e da estrutura sobre os principais parâmetros da compressão unidimensional de solos argilosos moles;
- b) Avaliar o efeito da acidez do fluido intersticial e da estrutura na rigidez dos solos investigados;
- c) Comparar o comportamento dos solos moles submetidos à ação de fluidos intersticiais ácidos com aquele observado para água destilada;



- d) Discutir os mecanismos que controlam a compressibilidade e a rigidez a fim de explicar o comportamento dos solos estudados frente à ação de fluidos intersticiais ácidos.

#### **1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE**

A presente tese está organizada nos cinco capítulos descritos a seguir:

O Capítulo 1 compreende a introdução do trabalho, onde estão apresentadas a justificativa e a relevância da pesquisa, além da definição dos objetivos gerais e específicos que delineiam o estudo.

O Capítulo 2 traz uma revisão da literatura acerca dos principais assuntos referentes ao tema abordado.

O Capítulo 3 detalha o programa experimental realizado no desenvolvimento deste estudo, especificando os materiais e metodologias empregados.

O Capítulo 4 apresenta e discute os resultados obtidos frente aos estímulos impostos aos solos estudados.

O Capítulo 5 expõe as considerações finais do trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo tem por objetivo apresentar alguns conceitos fundamentais ao entendimento da pesquisa, abordando o comportamento geotécnico de argilas moles compressíveis e as técnicas de laboratório para avaliação de parâmetros.

### 2.1 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS ARGILOSOS

#### 2.1.1 Aspectos gerais

Os solos argilosos saturados e compressíveis podem ser definidos como depósitos predominantemente de partículas siltosas ou argilosas e, com formação geológica recente. Na Costa Brasileira, nas camadas superficiais, sua ocorrência natural é predominante em estado normalmente adensada (NA) ou ligeiramente pré-adensada (PA), salvo exceções relacionadas as variações de altura no lençol freático, ou ainda, devido à pré-existência de aterros ou camadas que possam exercer uma sobrecarga (ORTIGÃO, 1993 e ALMEIDA, 1996; SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Experiência brasileira demonstra que estes depósitos apresentam uma grande variação espacial de suas propriedades físicas, podendo citar, resistência não-drenada, umidade, granulometria, índice de vazios e outras, as quais resultam de seu processo de formação, podendo ocorrer uma variabilidade grande em suas mudanças de comportamento dentro de um mesmo depósito (ALMEIDA, 1996; COUTINHO et al., 2000; SCHNAID, 2000; ALMEIDA et al., 2005; OLIVEIRA, 2002).

Do ponto de vista de definições, solo mole ou muito mole é aquele que pode apresentar resistência não-drenada inferior a 50 kPa (TERZAGHI, 1967). Hight et al. (1987) complementa esta definição afirmando que este tipo de solo se apresenta como normalmente adensado ou levemente pré-adensado, com exceção da camada superficial, a qual pode apresentar tensões totais verticais inferiores em torno de 100 kPa a 150 kPa.

Christoulas et al. (1987) se posiciona que estes solos também devem apresentar baixas permeabilidades para poderem ser considerados moles, adicionando as baixas resistências. Amaryan (1993) classifica como sendo solos moles alguns solos orgânicos e os organominerais com pouca infiltração, características de formação em meios úmidos, somados a processos de decomposição microbiológica e bioquímica da matéria orgânica e, limitação da resistência não-drenada destes solos a 100 kPa.

### 2.1.2 Compressibilidade e adensamento

Uma solução teórica para o problema de adensamento foi apresentada por Terzaghi (1943) e foi o marco inicial para análise do comportamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais. Os parâmetros desta solução têm sido obtidos através de ensaios de adensamento. Estudos clássicos a respeito do fenômeno de adensamento foram postulados por Casagrande (1936).

A teoria de adensamento apresentada por Terzaghi (1943), descreveu este processo de dissipação da água baseando-se em algumas hipóteses, tais como, solo se apresentando homogêneo e saturado, compressão e fluxo unidimensional, partículas sólidas e água incompressíveis, fluxo governado pela Lei de Darcy, propriedades do solo não variando no processo de adensamento e redução linear do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Tal teoria se enquadra perfeitamente em alguns aspectos, no entanto, referente a inalterabilidade das características do solo e a variação linear do índice de vazios é questionável, pois ao comprimi-lo, sua permeabilidade tende a diminuir, assim como seu coeficiente de permeabilidade. A Figura 2.1 ilustra o resultado de adensamento de uma argila orgânica mole, onde se tem, a variação do índice de vazios em relação a respectiva tensão aplicada, se apresenta em forma de parábola. Ao alterar para a escala logarítmica da tensão aplicada, se tem uma reta, como mostra a Figura 2.2, o resultado típico de compressão para uma argila orgânica mole.

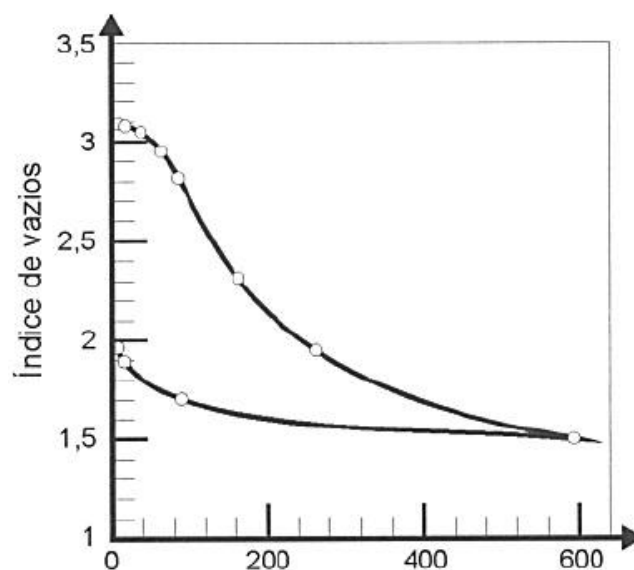


Figura 2.1: Compressão oedométrica de uma argila mole (adaptado de PINTO, 1993).

Os ensaios de compressão oedométrica se apresentam na forma de confinar um volume de solo, para que não se deforme lateralmente e, aplica-se certo nível de tensão sobre o corpo de prova para simular o que acontece em campo. A dissipação da água ocorre através das faces superior e inferior do corpo de prova e o fenômeno é descrito através da teoria de adensamento unidimensional.

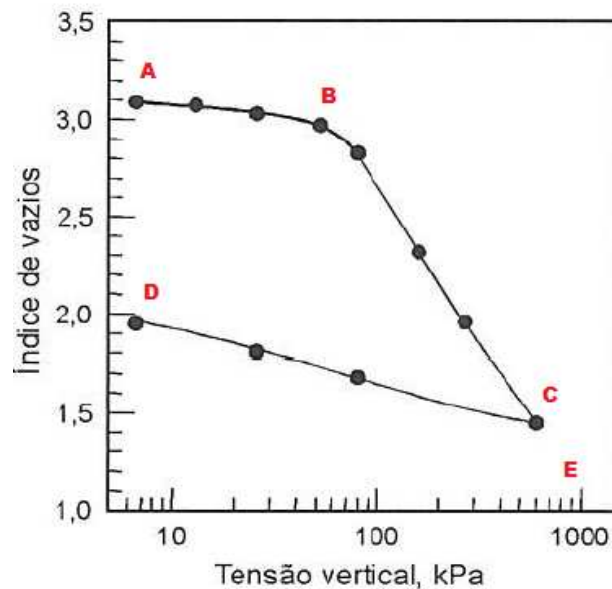


Figura 2.2: Ensaio de compressão em argila orgânica mole (adaptado de PINTO, 1993).

Apesar de apresentar escala diferentes, normal e logarítmica respectivamente, trata-se de mesmo material e mesmas pressões aplicadas. Observando o mesmo é possível verificar que a partir do ponto B, o gráfico adquire uma forma retilínea, apesar de na realidade se tratar de uma curva (COUTINHO, 1976; MESRI & CHOI, 1985; FERREIRA e COUTINHO, 1988; MARTINS e LACERDA, 1994). O trecho de compressão virgem não se comporta de maneira retilínea e sim de maneira curvilínea para amostras de boa qualidade, a qual é denominada como reta virgem, ou seja, a partir do ponto B o solo tenderá a se comprimir como se fosse a primeira vez que recebera carga.

O chamado ponto B, onde da mesma forma da expressão reta virgem, é chamado de tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), tensão caracterizada como a máxima já aplicada ao solo durante sua existência, considerando assim que o solo possui memória.

De acordo com Casagrande e Pacheco Silva descrito por Pinto (1993), às vezes, a tensão de pré-adensamento é igual à tensão efetiva existente no solo, por ocasião da amostragem. Isto indica que este solo nunca esteve submetido anteriormente a tensões maiores. Diz-se que este solo é normalmente adensado. Assim, o autor afirma que o solo chamado normalmente

adensado, é um solo o qual recebe atualmente em sua superfície uma tensão de mesmo valor que sua tensão de pré-adensamento. Algumas vezes a  $\sigma'_{vm}$  é sensivelmente maior que a tensão efetiva existente no solo por ocasião da amostragem. Uma indicação de que este solo esteve submetido no passado a tensões maiores do que as atuais. Eventualmente, teria havido uma camada de solo sobrejacente, a qual teria sido removida por erosão, estando o solo sobre-adensado. Pode ocorrer que a tensão de pré-adensamento determinada no ensaio, seja inferior à tensão efetiva que se julga existir sobre a amostra, com base nos dados do perfil do subsolo. Então o solo está em processo de adensamento devido a carregamentos recentes.

Os ensaios de adensamento têm sido classificados em ensaios incrementais e ensaios contínuos. Enquanto o primeiro tem sua execução com incrementos de cargas verticais sobre o corpo de prova, onde os acréscimos sequenciais são adicionados após o completo adensamento primário do corpo de prova, em função do acréscimo de carga anterior, o qual tem como diretriz da NBR MB-3336/90. Já o segundo ensaio de adensamento apresenta o contínuo incremento e medição da carga vertical e da poropressão na base do corpo de prova e com tais medições é possível calcular a tensão efetiva média no corpo de prova, o qual apresenta relativa agilidade na sua execução, quando comparado ao primeiro tipo de ensaio.

A realização de ensaios de adensamento visa, de maneira geral, as variações volumétricas do solo e a determinação do tempo em que ocorrerá o adensamento. Tais informações corroboram possíveis decisões em projetos geotécnicos a luz da previsão dos recalques e o tempo em que possivelmente ocorrerão. Ainda, de acordo com Clayton et al., (1995), é fundamental entender e assumir as limitações dos ensaios e avaliar os efeitos de fatores atuantes.

A questão estrutural do solo é influenciada fundamentalmente no estado de deformações do material devido às cargas que este venha a suportar. A estrutura de um solo com partículas arranjadas em meio natural é descrita como forças incidentes sobre os contatos, o que propicia relativa coesão ao solo, função do próprio atrito entre partículas do solo (OLIVEIRA, 2002). Ademais, apesar de alguns solos apresentarem o mesmo arranjo estrutural, ainda assim, podem responder de formas diferentes quando carregados.

Segundo Leroueil (1997), a estrutura pode ser definida como a ligação entre as partículas ou agregados do solo. A maioria dos solos naturais são estruturados e seu comportamento pode ser fortemente influenciado pelo efeito de estrutura.

Uma forma de comparar a influência da estrutura de um solo pode ser através de ensaios oedométricos, onde se pode verificar que em um solo estruturado é possível obter a tensão de pré-adensamento maior do que um solo não estruturado, como apresenta a Figura 2.3.

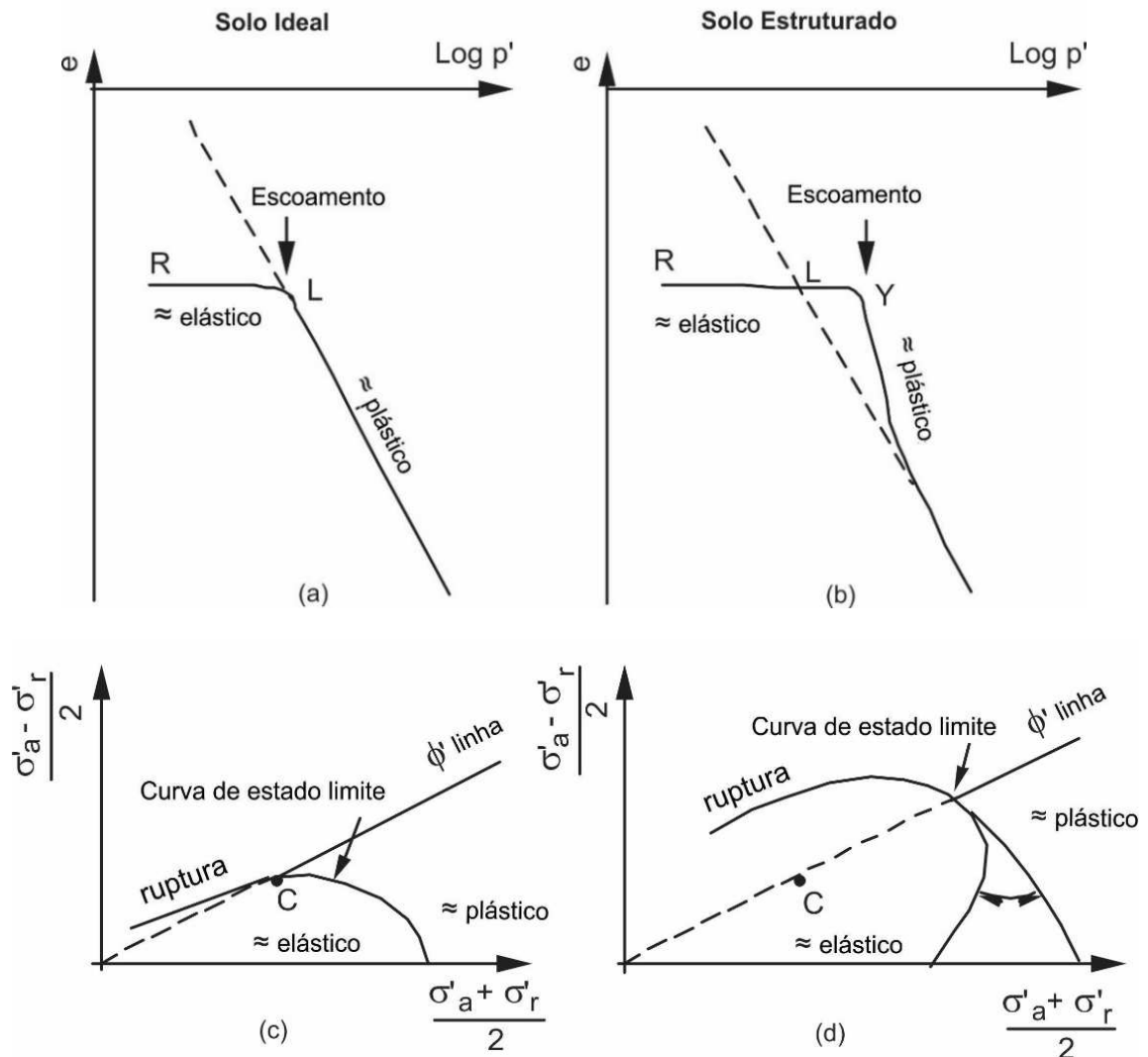


Figura 2.3: Comportamento de solos estruturados e não-estruturados (adaptado de LEROUEIL, 1992).

Os solos reconstituídos não podem ser utilizados para determinação das características mecânicas de materiais naturais intactos. Ainda, o autor afirma que um solo desestruturado devido ao seu amolgamento, ocasionado pela movimentação intergranular apresentará perda do seu arranjo inicial e, conseqüentemente apresentará enfraquecimento dos seus ligamentos internos (LEROUEIL, 1992). Ainda, segundo o autor, um solo se desestrutura devido ao seu amolgamento, este se trata da movimentação entre as partículas, fazendo com que se perca o arranjo inicial do solo, onde por sua vez, o solo tem os seus ligamentos internos enfraquecidos.

O amolgamento na amostragem acontecem essencialmente à umidade constante. Ainda, é possível apontar duas causas principais ao amolgamento ou destruição na aglutinação entre os pontos de contato entre os grãos, tal como, deformação ou distorção mecânica associada a operação de amostragem e, alívio das tensões totais de campo (por ex. COUTINHO, 1976; LA ROCHELLE et al., 1981; LEROUEIL e JAMIOLKOWSKI, 1991; LEROUEIL, 1997; LUNNE et al., 1997; COUTINHO et al., 1998).

Pinto (1993), o adensamento é o fenômeno pelo qual os recalques ocorrem com a expulsão da água do interior dos vazios do solo. Ainda, quando uma camada de solo saturado é submetida a um aumento da tensão, a poropressão da água é aumentada repentinamente. A sua drenagem dos poros é acompanhada pela redução no volume da massa de solo, o que resulta em recalque.

Um depósito de solo saturado quando é submetido a um acréscimo uniforme de carga, inicialmente, esta será suportada pela água dos poros, devido a incompressibilidade da mesma. Ao longo do tempo, a água dos poros é drenada devido ao gradiente instalado e ao incremento de carga ser transferido para a estrutura do solo, provocando uma variação de volume (COUTINHO, 1976; LACERDA e ALMEIDA, 2010; ORTIGÃO, 1993).

A variação de volume de um solo depende expressamente de sua capacidade de dissipar a água que se encontra em seus poros, conseqüentemente, de seu coeficiente de permeabilidade. Solos como areias em que seu coeficiente de permeabilidade é alto, areias grossas em torno  $10^{-3}$  m/s, tendem a dissipar mais rapidamente a água, diferente das argilas que apresentam um coeficiente de permeabilidade em torno de  $10^{-9}$  m/s.

### **2.1.3 Coeficiente de adensamento vertical**

O coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) é obtido a partir do ensaio de adensamento. Pode ser obtido para cada estágio de carregamento pelo método de Casagrande, com a plotagem do gráfico deslocamento x logaritmo do tempo e, através do método de Taylor, adotando o deslocamento x raiz quadrada do tempo, ambos seguindo o ensaio normatizado pela NBR 3336/90.

### **2.1.4 Método de casagrande**

O método é baseado no formato da curva de percentagem dos recalques ( $U$ ), em função do fator tempo ( $T$ ), plotada em escala semi-logarítmica, como apresenta a Figura 2.4a, (PINTO 2006). Os dados do ensaio podem ser plotados em função do logaritmo do tempo, o qual realça o trecho de adensamento primário, como pode ser observado na Figura 2.4b.

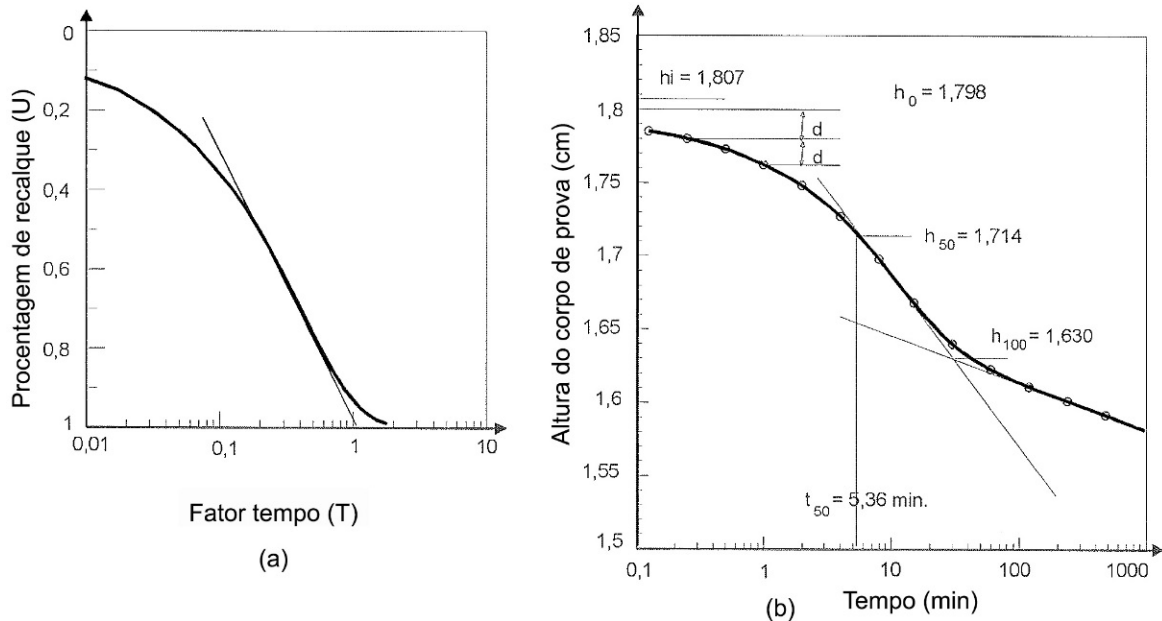


Figura 2.4: Determinação do  $C_v$  pelo método de Casagrande (adaptado de PINTO, 2006).

As operações descritas segundo Pinto (2006) seguem, após a determinação da altura do corpo de prova correspondente ao início do adensamento primário. A altura do corpo de prova é estimada ao final do adensamento primário, através da ordenada da interseção da tangente ao ponto de inflexão da curva com a assíntota ao trecho final da curva, que na escala logarítmica é linear e corresponde ao adensamento secundário.

A altura do corpo de prova é determinada quando 50% do adensamento tiver ocorrido, que é a média dos dois valores obtidos anteriormente. A curva é verificada pelo tempo em que teria ocorrido 50% dos recalques por adensamento primário. O cálculo do coeficiente de adensamento pode ser realizado pela Equação 1.

$$C_v = \frac{0,197 \cdot H^2 d}{t_{50}} \quad (1)$$

Onde

$T$ : 0,197 é o fator tempo correspondente a 50% de adensamento;

$T_{50}$ : é corresponde ao tempo em que ocorreu 50% de recalque;

$H_d$ : é metade da altura média do corpo de prova.



### 2.1.5 Método de Taylor

O método de Taylor é baseado no formato da curva ( $U$ ) em função de tempo ( $T$ ), quando a raiz quadrada do fator tempo é colocada em abcissas, como pode ser observado na Figura 2.5a. Esta forma de plotagem realça o trecho inicial da curva que, por se apresentar na forma parabólica, mostra-se como uma reta. É descrita por Pinto (2006), com dados do ensaio plotados em função da raiz quadrada do tempo, apresentado na Figura 2.5b. O trecho inicial é aproximadamente uma reta, como o trecho correspondente a curva teórica. A interseção da reta com o eixo das ordenadas indica a altura do corpo de prova imediatamente antes do adensamento. A diferença entre este ponto e a altura do corpo de prova antes do carregamento axial indica a compressão inicial.

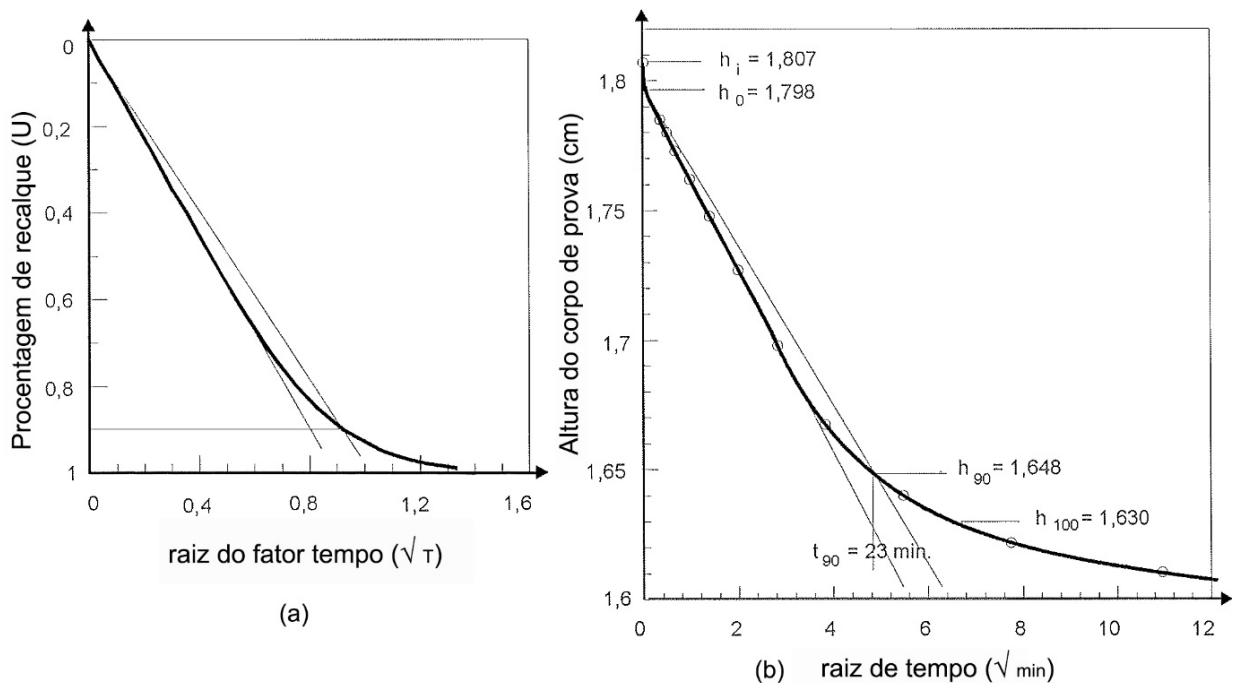


Figura 2.5: Determinação do  $C_v$  pelo método de Taylor (adaptado de PINTO, 2006).

Ao início do adensamento primário é traçada uma reta com abcissas iguais a 1,15 vezes as abcissas correspondentes da reta inicial e, a interseção desta, com a curva do ensaio indica o ponto em que teria decorrido 90% dos recalques. Definido o ponto correspondente a 90% de recalque, o tempo ( $t_{90}$ ) é determinado, o coeficiente de adensamento pode ser calculado pela Equação 2.

$$C_v = \frac{0,848 \cdot H^2 d}{t_{90}} \quad (2)$$

O coeficiente de adensamento varia para os diferentes incrementos de carga adicionados. Assim sendo, seu cálculo é realizado para cada estágio de carregamento e, os resultados apresentados em função da média do intervalo de pressões aplicada (RODRIGUES, 2014).

Diversos resultados são encontrados na literatura acerca de coeficientes de consolidação obtidos em laboratório e campo. Os coeficientes de consolidação também foram deduzidos a partir de observações em aterros e comparados com valores deduzidos em testes de laboratório, muitas vezes com o método Casagrande ( $\log t$ ). Leroueil (1988) compilou tais dados para 16 locais e obteve razões  $C_v$  (*in situ*)/  $C_v$  (laboratório) variando entre 3 e 200, desprezando os dois valores dos extremos, máximo e mínimo chegou-se a um valor médio de 20. Almeida e Marques (2002) relatam valores de razão similares, variando entre 20 e 30 para o depósito de argila Sarapuí.

### **2.1.6 Tensão de pré-adensamento**

A determinação da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) se apresenta como fator importante para argilas sensíveis, pois apresentam baixa compressibilidade para cargas menores que a tensão de pré-adensamento e grande compressibilidade para cargas maiores que esta (SOARES, 1997). Segundo Marques (1996), a determinação de argilas moles ou sensíveis é influenciada pelo método de ensaio, fundamentalmente pela velocidade de carregamento. Ainda, foram observadas evidências de que incrementos de carga com intervalos de 24 horas forneçam informações acerca das relações pressão-compressão para estimar recalques (CRAWFORD 1986).

### **2.1.7 Índice de compressão**

O índice de compressão ( $C_c$ ) é a declividade da porção aproximadamente linear da curva de compressão virgem “e x log pressão”. Ainda, segundo Soares (1997), este índice está associado diretamente com a magnitude dos recalques, podendo sofrer influência nas variações no método de ensaio, porém, decrescendo com a perturbação das amostras.

Segundo Burland (1990), a estrutura de uma argila natural depende de fatores como, condições de deposição, envelhecimento, cimentação e lixiviação, os quais afetam de forma significativa o comportamento mecânico do solo natural. Ainda, uma alternativa teórico/experimental importante para a interpretação das formas das curvas “e x log p” de argilas naturais foram apresentadas pelo autor, como mostra a Figura 2.6.

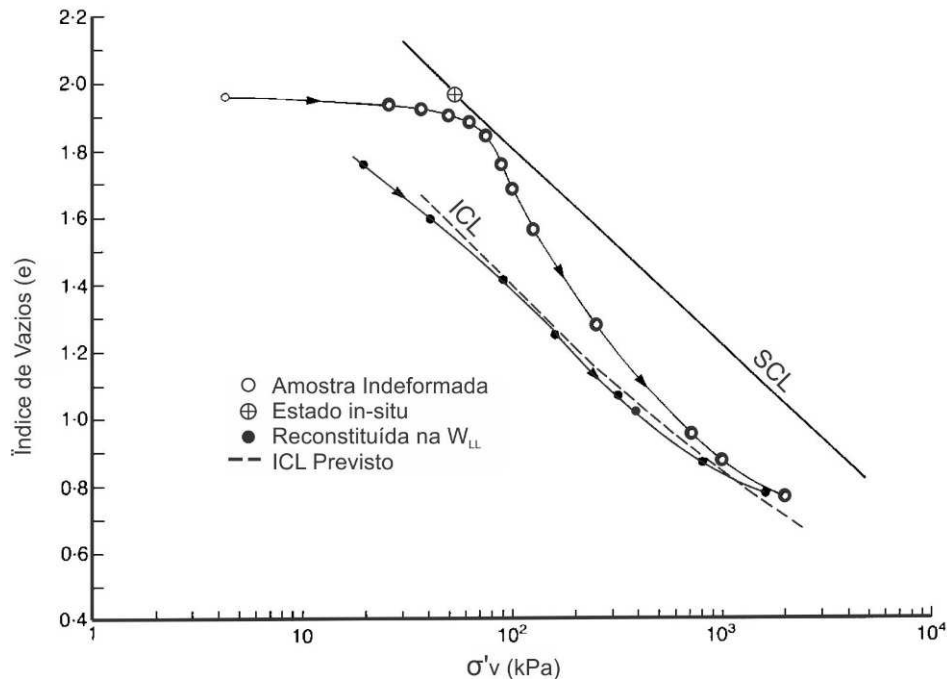


Figura 2.6: Ensaios oedométricos em amostras da argila de Bothkennar (adaptado de BURLAND, 1990).

A linha de compressão intrínseca (ICL) é obtida a partir de ensaios com amostras reconstituídas com teor de umidade entre o Limite de Liquidez (LL) e 1,5 LL sem secagem prévia. A ICL é retilínea no plano, e  $x \log \sigma'v$ , e representa a compressibilidade do solo desestruturado (BURLAND, 1990).

A linha de compressão por sedimentação (SCL) de uma argila natural é determinada a partir de um grande número de determinações, diversas profundidades, índices de vazios e as correspondentes a tensão vertical efetiva ( $\sigma'v$ ), de campo. Se um solo normalmente adensado (NA) fosse desprovido de qualquer estrutura, as linhas ICL e SCL seriam coincidentes. No entanto, solos naturais diferem de correspondentes solos reconstituídos em função do arranjo das partículas e da cimentação (BURLAND, 1990; LEROUEIL, 1988, SOARES, 1997; YIN e MIAO, 2013).

Sendo assim, a estrutura de uma argila natural depende de fatores como condições de deposição, envelhecimento, cimentação e lixiviação, o que afetam diretamente no comportamento mecânico do solo natural (MARTINS e LACERDA, 1994). Os autores afirmam que, a linha SCL de um solo natural está situada acima da linha ICL.

### 2.1.8 Comportamento hidráulico

O comportamento hidráulico do solo, segundo (Lambe, 1958; Olsen, 1962; Benson e Daniel, 1990), é um parâmetro dependente de diferentes aspectos, tais como, teor de umidade, grau de saturação, método de compactação, gradiente hidráulico, tamanho das partículas, tamanho dos poros, composição química do fluido intersticial e índice de vazios.

A estrutura do solo segundo os autores (por ex. Austin, 1992; Daniel e Koemer, 1993; Boscov, 1997), é o fator de maior influência quanto da permeabilidade em solos e em barreiras de argila compactada, podendo esta, ainda ser afetada pelo tipo de equipamento utilizado, seja em laboratório ou mesmo em testes de campo.

Em laboratório a condutividade hidráulica pode ser medida, com a utilização de permeômetros, parede rígida ou flexível, ou com ensaios triaxiais. Os ensaios são realizados com atenção ao controle do ingresso de fluido na amostra, podendo ser realizados de diferentes formas: testes com carga constante, carga variável ou taxa de fluxo constante (DANIEL et al., 1984; DANIEL, 1994; BOYTON e DANIEL, 1985). Ainda, este autor comenta que, a Lei de Darcy, relaciona a taxa de fluxo com o gradiente hidráulico, desde que, a altura e a área transversal da amostra sejam conhecidas. A partir, pode-se determinar a condutividade hidráulica com a medição da taxa de fluxo e da carga hidráulica aplicada na amostra.

Em campo, para determinação da condutividade hidráulica se destacam os ensaios de sondagem de simples reconhecimento, piezômetros, ensaios de infiltração e bombeamento. Entretanto, os resultados obtidos em campo podem se apresentar relativamente dispersos, devido as variações na composição e heterogeneidade apresentada pelo solo, mesmo em um horizonte único (MESRI et al., 1975; CHANDLER et al., 1990; MANASSERO, 1994). Leroueil et al. (1990), os ensaios de laboratório podem ser precisos no que se refere as amostras ensaiadas, mas muitas vezes as amostras não representam adequadamente a realidade de campo.

Ao considerar a condutividade hidráulica, um fator importante são as características químicas do fluido dos poros influenciando em alterações no tecido do solo e nas características da dupla camada elétrica. Principalmente, quando estiverem expostos por tempos prolongados a ácidos, solventes orgânicos e outros produtos químicos cáusticos. Nestas circunstâncias, podem ocasionar na dissolução dos minerais do solo, formando canais preferenciais, o que resulta em aumento na condutividade hidráulica (LEROUEIL et al., 1990; DANIEL, 1993 e BOSCOV, 1997). Segundo Zhang et al. (2004), quando ácidos concentrados são permeados pelo solo, a condutividade hidráulica apresenta declínio inicial e seguidos aumentos.

Neste contexto, agentes químicos podem atacar os minerais do solo e ocasionar alterações estruturais. Os minerais do solo normalmente não são dissolvidos pelo ataque de contaminantes, exceto quando submetidos a valores extremos de pH (BOSCOV, 1997). De acordo com Madsen (1994), somente soluções apresentando altas concentrações influenciariam na alteração da estrutura dos solos.

## **2.2 TÉCNICAS DE LABORATÓRIO PARA MEDIÇÃO DA RIGIDEZ**

Entendidos os aspectos de comportamento de solos que serão abordados no presente estudo, considera-se importante revisar as técnicas adotadas na medição da rigidez. Uma das contribuições centrais do trabalho constitui-se justamente da influência de contaminantes nos valores de compressibilidade de solos moles e, por este motivo, foi necessário desenvolver e adaptar técnicas de medida. A revisão de conhecimento que fundamenta estas aplicações é descrita a seguir.

### **2.2.1 Transdutores piezoelétricos**

Alguns materiais cerâmicos possuem a propriedade de, quando excitados, transformar uma determinada tensão de entrada em um movimento mecânico, ou vice-versa. Essa propriedade é denominada de piezoelectricidade (FERREIRA, 2003 e GUTIERREZ, 2007). Esta piezoelectricidade, se caracteriza pela geração de um potencial elétrico quando, determinados minerais são submetidos a forças mecânicas. Ahn et al. (2000) e Arroyo et al. (2001), tais minerais possuem eixos polares, podendo ser citado o lítio, o quartzo, a turmalina dentre outros.

A piezoelectricidade se baseia na capacidade de certos cristais em gerar eletricidade quando mecanicamente acionados com pressão ou tensão, conhecido como efeito piezo. Por outro lado, esses cristais podem sofrer uma deformação controlada, quando expostos a um campo elétrico, tal comportamento é conhecido como efeito piezo inverso (PIEZOSYSTEM, 1994). Segundo Brignoli et al. (1996), a polaridade da carga depende da orientação do cristal em relação à direção da pressão aplicada.

As cerâmicas que apresentam tais propriedades piezoelétricas pertencem ao grupo de materiais ferroelétricos. Os sistemas atuais são baseados principalmente em titanato zirconato de chumbo (PZT). Ou seja, são constituídos de cristais mistos de zirconato de chumbo ( $\text{PbZrO}_3$ ) e titanato de chumbo ( $\text{PbTiO}_3$ ).

Estes componentes apresentam uma estrutura policristalina compreendendo cristalitos numerosos, cada uma consistindo de diversas células elementares. As células elementares

destas cerâmicas ferroelétricas exibem uma estrutura de cristal, conhecida como estrutura perovskita, geralmente descrita pela fórmula estrutural  $A^{2+} B^{4+} O^{32-}$ .

Uma célula elementar em estrutura de treliça em estado cúbico do corpo centrado pode ser observada na Figura 2.7a. A estrutura apresenta os ânions situados no centro das faces do cubo ( $O^{2-}$ ), o cátion tetravalente está arranjado de forma centralizado no corpo ( $Ti^{4+}/ Zr^{4+}$ ), enquanto que os cátions bivalentes ( $Pb^{2+}$ ) se localizam nas extremidades do cubo. Quando ocorre uma polarização espontânea, a estrutura e o seu centro de carga ficam distorcidos, estado tetragonal distorcido, como mostra a Figura 2.7b. Esta distorção pode ser tetraedral ou romboédrica, dependendo da razão molar  $Zr/ Ti$  (CERAMTEC, 2016).

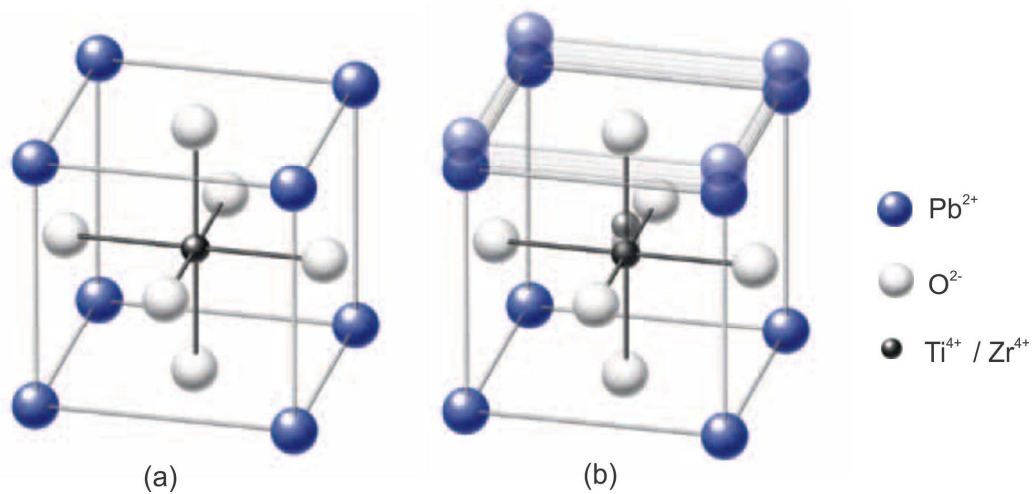


Figura 2.7: Estrutura em estado cúbico para uma célula elementar da piezocerâmicas (adaptado de CERAMTEC, 2016 e PIEZOSYSTEM, 1994).

As cerâmicas piezoelétricas (Kramer, 1996; Leong et al., 2005 e Gutierrez, 2007), se apresentam como principal componente dos bender elements. Estes elementos se constituem simplificada em duas placas piezoelétricas, devidamente isoladas com uma camada de resina epóxi, o que garante uma impermeabilização e a sua potencial utilização em meios com a presença de água. Podem ser conectados em equipamentos eletrônicos de maneira a maximizar a amplitude de seu movimento em acordo com a tensão de entrada (transmissor), ou maximizando a tensão de saída, quando submetidos à movimentos (receptor). Dessa forma, transdutores piezoelétricos podem ser empregados em ambas as funções, tanto atuadores como sensores (SHIRLEY e HAMPTON, 1977; VIGGIANI e ATKINSON, 1995; FERREIRA, 2003; LEE e SANTAMARINA, 2005; CONSOLI et. al., 2007; PIRIYACUL, 2010; AMARAL et al., 2011).

### 2.2.2 Bender elements

Os *bender elements* (BE) são utilizados em laboratórios através de suas conexões em aparelhos convencionais, gerador de sinal e osciloscópio, nos elementos atuadores e receptores, respectivamente. Esta utilização se apresenta com boas medições no módulo de elasticidade ao corte (G), configurando em um método rápido, não destrutivo das amostras, além de baixo custo em sua implementação (SHIRLEY; HAMPTON, 1977; DYVIK e MADSHUS, 1985; VIGGIANI e ATKINSON, 1995).

O elemento quando excitado, deforma-se longitudinalmente em qualquer uma das três direções ortogonais, gerando movimentos de extensão ou compressão da cerâmica, tais deformação em curvatura é realizada quando uma placa sob tensão se contrai enquanto a outra se expande (Brignoli et al., 2006; CRUZ, 2008; CHAN, 2010; SIMON, 2014). A Figura 2.8 apresenta os movimentos relativos à polaridade da tensão aplicada no BE e a direção da onda cisalhante.

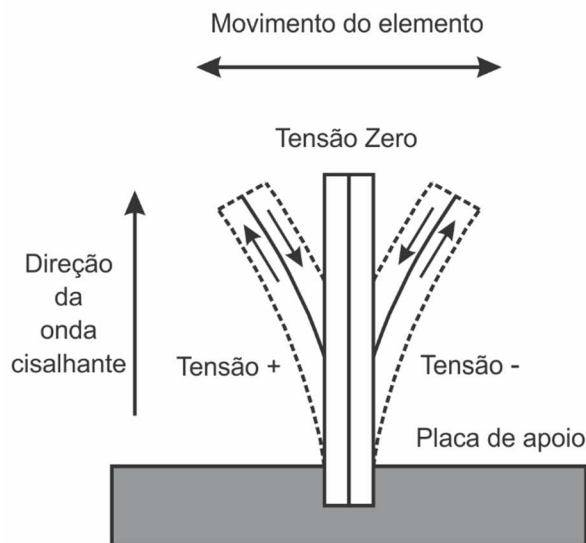


Figura 2.8: Comportamento típico de um elemento quando excitado (adaptado de JARVIS, 1994 e KRAMER, 1996).

A configuração das ligações dos BE pode ser realizada, ao menos, em duas versões para implementação dos dispositivos (DYVIK e MADSHUS, 1985; JARVIS, 1994; LINGS e GREENING, 2001; PIRIYACUL, 2010; AMARAL, 2011), uma configuração pode ser em série e a outra versão possui ligação dos pólos em paralelo, como pode ser observado na Figura 2.9a e 2.9b, respectivamente.

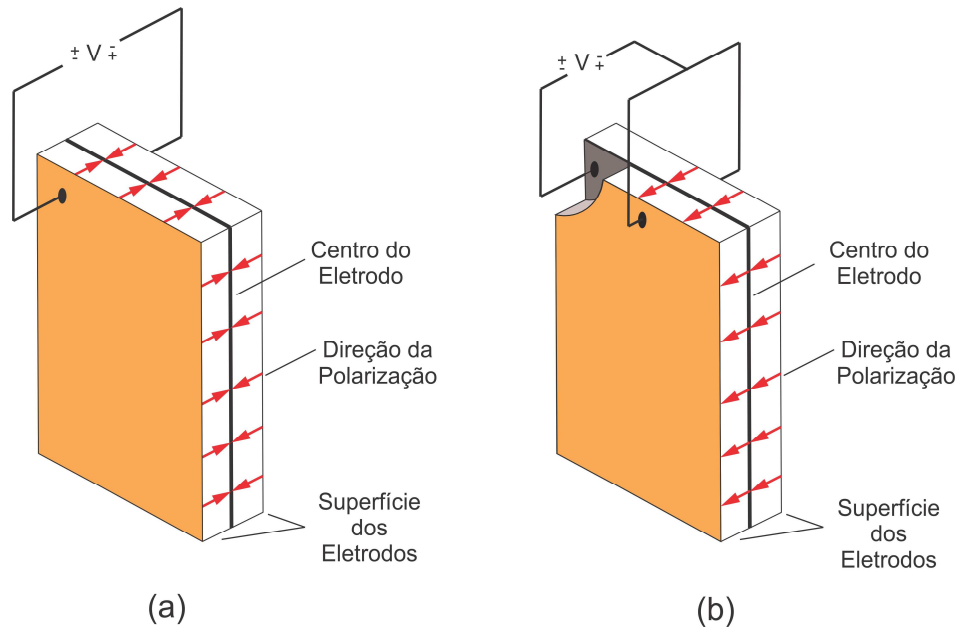


Figura 2.9: Configuração do BE com conexão em série e paralelo (adaptado de DYVIK e MADSHUS, 1985).

Os bender elements convenientemente dispostos em contato direto com as amostras e, por conseguinte, quando excitados adequadamente, podem gerar ondas sísmicas de propagação, ondas do tipo S (cisalhante) e ondas do tipo P (compressão) (SHIRLEY, 1977; JARVIS, 1994; WANG et al., 2007; LINGS e GREENING, 2001; SILVA, 2010; CHAN, 2012).

Os *bender elements* são instalados no topo e na base do corpo de prova, onde parte fica inserida dentro da amostra ( $\approx 4$  mm), como mostra a Figura 2.10 (DYVIK e MADSHUS, 1985; YAMASHITA et al., 2009). Ao alimentar o transmissor que fica alocado no topo da amostra, este gera ondas sísmicas que propagam dentro da amostra, sofrendo defasagens. As ondas cisalhantes alcançam o receptor, instalado na base do corpo de prova, este é mecanicamente induzido a vibrar e, devido as suas propriedades piezoelétricas gera uma baixíssima tensão elétrica. O sinal elétrico recebido é amplificado e na sequência com auxílio do osciloscópio pode ser verificada (VIGGIANI e ATKINSON, 1995; STOKOE, 2000; ARROYO, 2003; VIANA DA FONSECA et al., 2009).



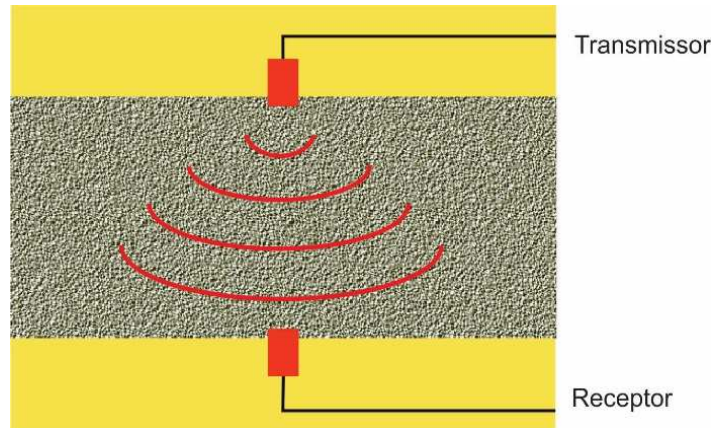


Figura 2.10: Esquema de montagem com BE (adaptado de PENNINGTON, 1999 e CLAYTON, 2011).

Após a propagação da onda cisalhante através da amostra e conseguinte medição através do osciloscópio, verifica-se o tempo de defasagem ou intervalo entre a emissão e a recepção (SHIRLEY, 1978; VIGGIANI; ATKINSON, 1995; JAMIOLKOSKI et al., 1995; JOVICIC et al., 1996; CHAN, 2010). Com a obtenção do tempo de propagação através da amostra é possível calcular a velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), e o conseguinte módulo cisalhante elástico, através da Equação 3:

$$G = \rho V_s^2 = \rho \left( \frac{d^2}{t^2} \right) \quad (3)$$

Onde

$\rho$  é a massa específica aparente do solo;

$d$ : é a distância entre os transdutores;

$t$ : é o tempo de viagem da onda.

Uma representação esquemática da montagem típica para realização de ensaios com a utilização deste sistema com bender elements, pode ser observada na Figura 12.11. É possível observar o emissor e receptor das ondas sísmicas, um gerador de funções para controle da tensão de entrada, a qual é transmitida através da amostra. Ainda, apresenta o receptor que converte as baixas tensões recepcionadas e os envia ao amplificador de sinais.

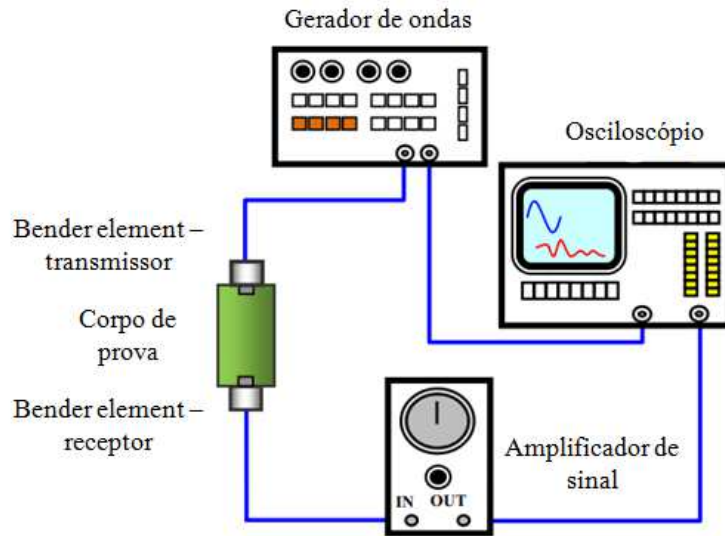


Figura 2.11: Esquema de montagem para realização de ensaios com BE (adaptado de CHAN, 2012).

### 2.2.3 Ondas sísmicas

As ondas de tensão e deformação geradas em um meio elástico se difundem para todas as direções e, com velocidades finitas de propagação. Nos pontos mais afastados do centro gerador, elas podem ser consideradas ondas planares, também conhecidas como ondas internas ou volumétricas, pelo fato de envolverem todo o volume da amostra em seu movimento. Podendo as partículas assumirem movimentos de compressão ou cisalhamento (SANTAMARINA et al., 2001; LINGS e GREENING, 2001; SIMON, 2014).

As ondas de dilatação, primárias, também denominadas de compressão ou simplesmente ondas P (Allen e Stokoe, 1982; Lee e Stokoe, 1986; Wang e Mok, 2008; Clayton, 2011; Chan, 2012), se propagam pelo movimento de compressão e extensão, na direção longitudinal e paralela à direção de propagação da onda (Figura 2.12). Tal movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, de forma unidirecional e sem qualquer rotação. Dentre todas as ondas sísmicas é a que possui maior velocidade de propagação em geomateriais (SANTAMARINA et al., 2001 e LEE et al., 2008).

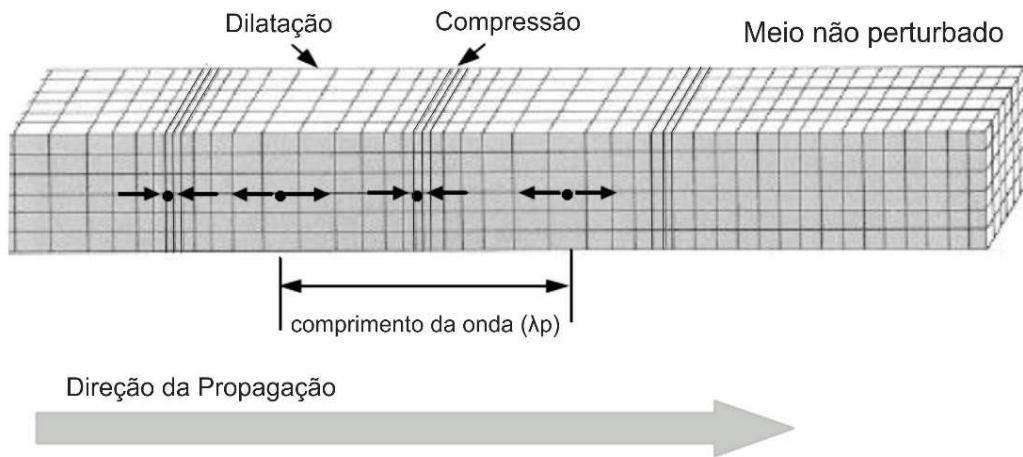


Figura 2.12: Esquema de propagação da onda de compressão (P) (adaptado de BOLT, 1993; STOKOE e SANTAMARINA, 2000).

As ondas de cisalhamento (secundárias), conhecidas por ondas transversais, de corte ou ondas S, se propagam no meio puramente devido aos movimentos distorcionais, sem influência nas variações volumétricas (Figura 2.13). Segundo diversos autores (por ex. Roesler, 1979; Knox et al., 1982; Lee e Stokoe, 1986; Wang e Siu, 2006; Santamarina et al. 2001), o movimento das partículas segue na direção perpendicular à direção de propagação da onda, podem apresentar ainda, duas formas independentes de movimento consoante a direção de polarização, tais como: ondas horizontalmente polarizadas (SH) e ondas verticalmente polarizadas (SV). Desta forma, é possível assumir que as ondas S apresentam dois graus de liberdade (ELMORE e HEALD, 1969). Conhecendo a distância percorrida pela onda e o tempo decorrido, é possível determinar o módulo do solo, como mostra a Equação 4.

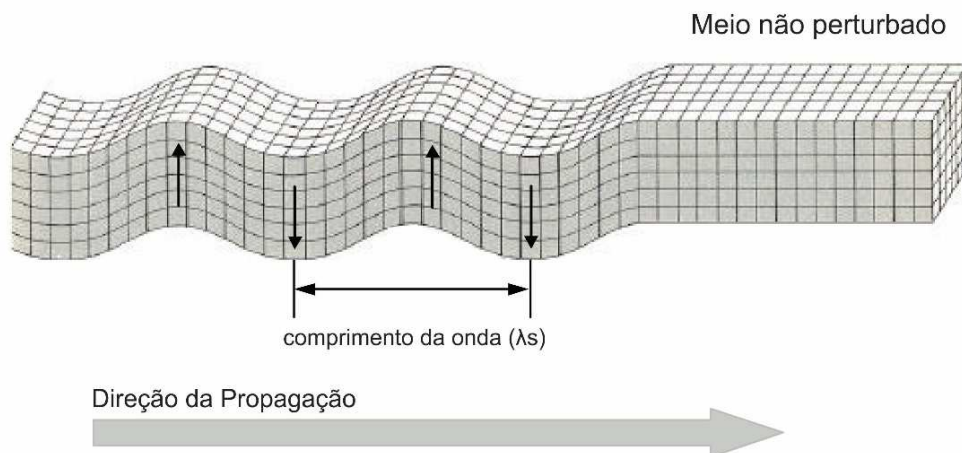


Figura 2.13: Esquema de propagação da onda cisalhante (S) (adaptado de BOLT, 1993; STOKOE e SANTAMARINA, 2000).

As velocidades de propagação das ondas de compressão ( $V_p$ ) e das ondas de cisalhamento ( $V_s$ ), as ondas são afetadas pelas características do meio onde é transmitida, assumidamente como elástico e infinito, homogêneo e isotrópico. Esta dependência pode ser deduzida a partir das equações gerais do movimento, como apresentam as Equações 4 e 5.

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (4)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \left(\frac{1}{1+\nu}\right)} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5)$$

Onde:

$E$  é o módulo de deformabilidade ou módulo de Young;

$\rho$ : é a massa específica;

$\nu$ : é o coeficiente de Poisson;

$M$ : é o módulo confinado;

$G$ : é o módulo cisalhante.

A determinação das velocidades de propagação das ondas sísmicas permite, a avaliação dos parâmetros elásticos do meio. Conhecendo a massa específica ( $\rho$ ), é possível calcular o módulo cisalhante ( $G$ ), a partir da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ). Entretanto, conhecidos os valores de ( $V_p$ ) e ( $V_s$ ) é possível calcular o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) combinando as expressões anteriores, como mostra a Equação 6.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (6)$$

A partir da determinação do coeficiente de Poisson, o módulo de young pode ser calculado via qualquer uma das equações (4) e (5). Na Figura 2.14, pode ser observada uma representação da relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades de propagação das ondas de compressão e cisalhamento, em um meio elástico semi-infinito.

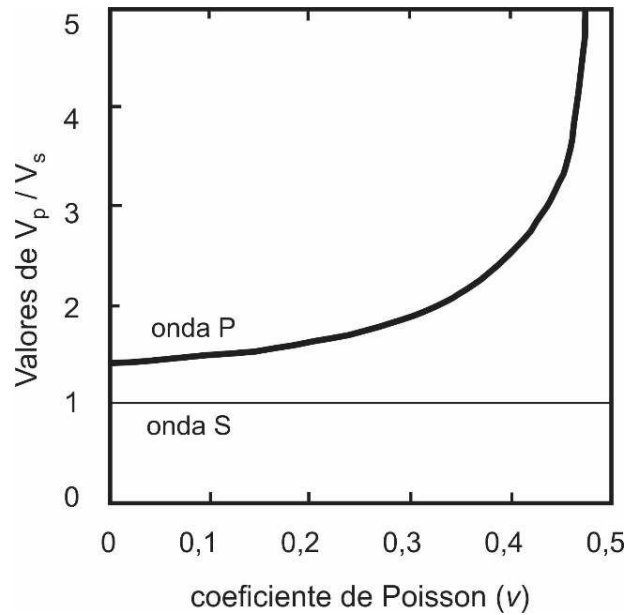


Figura 2.14: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades ( $V_p$  e  $V_s$ ) (adaptado de FERREIRA, 2003).

#### 2.2.4 Módulo cisalhante

O módulo de cisalhamento ou cisalhante ( $G$ ) é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida que depende das solicitações de cisalhamento (AFIFI e WOODS, 1971; BRIGNOLI et al., 1996; SHIBUYA, 2000). Este se apresenta como um parâmetro geotécnico de referência, dessa forma, sua caracterização tem influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo adotados em projeto (ATKINSON, 2000).

O módulo de cisalhamento pode ser determinado através de diversos métodos, sendo *in situ* ou em laboratório. Os ensaios *in situ* apresentam vantagem quanto não influência devido aos processos de amostragem e caracterizam grandes volumes de material. Entretanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo em um espectro limitado de deformações. E os ensaios de laboratório permitem uma caracterização de solo em uma faixa mais ampla de deformações, pois os testes são conduzidos sob condições controladas de estado e níveis de tensão, porém, limitado a um volume limitado (JOVICIC e COOP, 1998; MENG, 2003; FERREIRA, 2003). Na Tabela 2.1 podem ser observados de forma resumida, os principais ensaios *in situ* e em laboratório para a determinação do módulo cisalhante.

Tabela 2.1: Ensaios para determinação do módulo de cisalhamento (adaptado de STOKOE e WOODS, 1972; CAMPANELLA et al., 1986; LEROUEIL e HIGHTH, 2002).

Ensaio de campo	Princípio da técnica	Distorção associada
Cross-Hole, CH		
Dow-Hole, DH		
Up-Hole, UH	Determinação da velocidade de propagação da onda cisalhamento, $V_s$	$\approx 10^{-5}$
Piezocone sísmico, SCPT (U)		
Refração sísmica		
Vibração em regime estacionário		
Análise espectral de ondas estacionárias, SASW	Determinação da velocidade de onda Rayleigh, $V_R$	$\approx 10^{-5}$
Ensaio pressiométrico, SBPT	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	$\approx 10^{-3}$

Indiferente da tipologia de ensaio realizado para a emissão de ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos dados, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Com a distância percorrida pela onda em função do tempo de chegada determina-se a sua velocidade e, por conseguinte pode ser realizada a determinação do módulo cisalhante do solo, com uso das Equações 7 e 8.

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad e \quad V_p = \frac{d}{t_p} \quad (7)$$

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad e \quad M = \rho \cdot V_p^2 \quad (8)$$

Onde

$d$ : é a distância de percurso;

$t_s$ : o tempo de percurso da onda S;

$t_p$ : representa o tempo de percurso da onda P.

Uma das principais vantagens é que as amostras são minimamente ou nada perturbadas durante os testes com BE, podendo ser posteriormente testadas para outras condições de estresse. Em contrapartida, uma das principais desvantagens deste método e, da maioria dos outros meios laboratoriais, é quanto a variação dos valores das velocidades das ondas ( $V_s$ ), obtidas de acordo com os métodos de interpretação adotados. Portanto, tão importante quanto a escolha do sistema e a sua montagem, é importante o método de interpretação e padronização das leituras para a confiabilidade dos resultados, mesmo que a variabilidade na leitura possa estar intrínseca ao operador.

### 2.2.5 Distância de percurso

A distância de percurso da onda ( $d$ ) é normalmente definida como a altura da amostra de solo ( $H$ ), reduzida dos comprimentos de penetração dos bender elements no corpo de prova, ou seja, a distância ou afastamento entre as extremidades do atuador e o sensor (DYVIK e MADSHUS, 1985; BRIGNOLI et al., 1996; VIGGIANI e ATKINSON, 1995). A Figura 2.15 mostra a determinação de ( $d$ ). Alguns autores apresentam na literatura menção quanto a esta relação de afastamento se definindo como distância ponta-a-ponta (*tip-to-tip*), (por ex. KUWANO et al., 1999; DANO e HICHER, 2002; KAWAGUCHI et al., 2001; PENNINGTON et al., 2001).

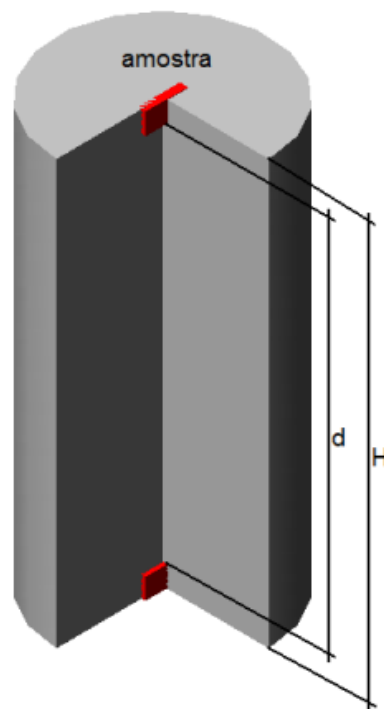


Figura 2.15: Esquema de medição da distância de propagação das ondas sísmicas (adaptado de FÉSTUGATO, 2011).

A correção na distância em que a onda sísmica propaga é aferida particularmente para as extremidades dos BE (atuador e sensor), quando se está aferindo ondas de cisalhamento, para os transdutores de compressão, onda P, esta correção geralmente não é adotada.

### **2.2.6 Tempo de propagação das ondas sísmicas**

A interpretação do tempo de propagação e consequente resposta das ondas sísmicas traz incerteza na sua determinação, conforme o método adotado para tal (VIGGIANI e ATKINSON 1995; LINGS e GREENING, 2001; RIO, 2006). Os autores ressaltam, que a determinação do tempo de propagação da onda sísmica é a etapa mais importante de todo o método. Alguns tipos de interferências na leitura das ondas podem influenciar, tais como, efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta. Dessa forma, é necessário atentar quanto a estes possíveis fatores de influência na leitura (VIANNA DA FONSCECA et al., 2009).

A interpretação de onda pode variar de acordo com os diferentes métodos existentes, desde o mais simples, com a observação direta dos registros e medições imediatas de intervalos de tempo entre as duas ondas, até os métodos mais complexos, que utilizam ferramentas estatísticas para o tratamento dos sinais de chegada. De acordo com diferentes autores na literatura (por ex. Shirley, 1978; Rio, 2006; Vianna da Fonseca et al., 2009), para a determinação do tempo de propagação da onda no solo, é comumente utilizado o método da primeira chegada da onda de resposta.

O intervalo de tempo entre as ondas geradas e de resposta é baseada na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta. Shirley (1978); Abbiss (1981); Dyvik e Madshus (1985), observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era acompanhada pela inversão no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído intrínseco presente. Tal procedimento simples, permitia confirmar o ponto de primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada pela amostra. Entretanto, foi observado que tal fato não pode ser generalizado, pois os efeitos de vizinhança, devido a resposta mecânica dos componentes do sistema, também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento.

Lings e Greening (2001), transdutores piezocerâmicos são excitados com um pulso elétrico (gerador de sinal), que inicia a propagação da onda através da amostra. Quando a onda atinge a parte inferior (sensor), o movimento mecânico é então convertido em um sinal elétrico. Os sinais de entrada e saída podem ser gravados em um osciloscópio e dessa forma, o tempo do percurso da onda medido. As velocidades da onda são calculadas conhecendo o tempo de viagem e a distância entre os transdutores.



A Figura 2.16 ilustra sinais típicos obtidos durante os testes com BE. Jivacic et al., (1996), a determinação do tempo de viagem ( $t_s$ ), a partir de sinais testados com elementos piezocerâmicos em medições visuais amplamente debatida desde meados dos anos 90.

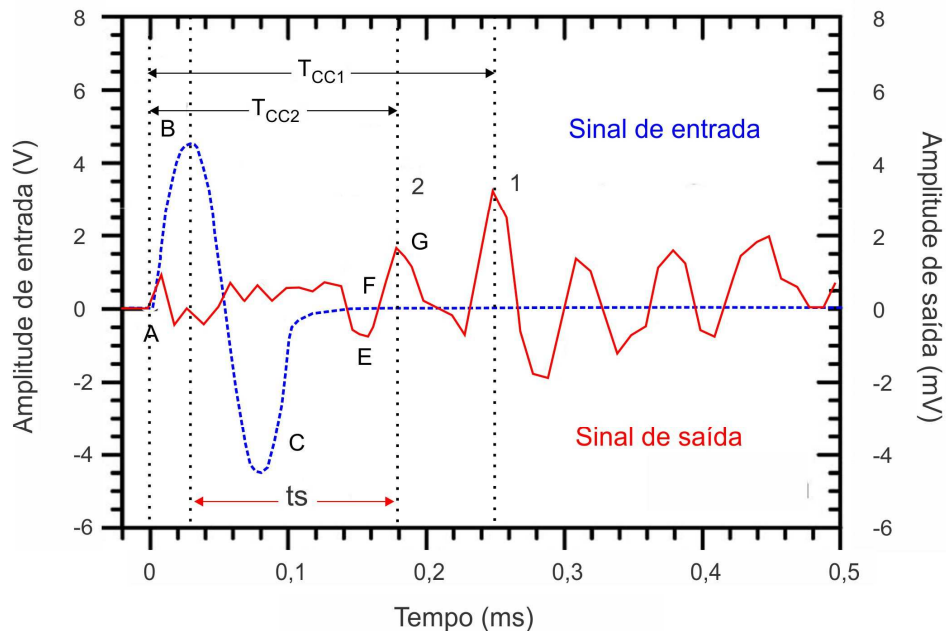


Figura 2.16: Sinais de entrada e saída típicos e pontos característicos de ondas cisalhantes.

Os pontos A, B e C representam a primeira deflexão, o pico positivo e o pico negativo do sinal de entrada, respectivamente. O ponto E corresponde à primeira inversão de chegada do sinal de saída, enquanto o ponto F representa o primeiro valor zero observado imediatamente após o ponto E no sinal de saída, e o ponto G é o primeiro pico do sinal de saída. Valores com a mesma ordem de magnitude para a velocidade da onda de cisalhamento foram obtidos usando o método de inversão, primeira chegada e pico a pico. No entanto, nenhum critério claro pode ser estimado a partir do método de correlação cruzada. De fato, os resultados da correlação cruzada dependem principalmente da posição da máxima amplitude nos sinais de saída.

Alguns dos principais métodos de interpretação relatados na literatura para a determinação do tempo de viagem das ondas de cisalhamento propagadas por amostras de solos podem ser conferidos na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Métodos de interpretação do tempo de chegada da onda S.

<b>Método</b>	<b>Notação</b>	<b>Princípio</b>	<b>Referencias</b>
<b>Inversão (AE)</b>	Inv	Primeira inversão do sinal de saída	Dyvik and Madshus (1985)
<b>Primeira Chegada (AF)</b>	Primeiro	Primeiro valor zero imediatamente após a inversão do sinal	Jovicic et al. (1996)
<b>Pico à Pico</b>	P-P	Diferença entre picos de saída e sinal de entrada	Viggiani and Atkinson (1995)
<b>Correlação Cruzada</b>	CC1	Valor máximo da correlação cruzada	Mancuso et al. (1989) Viggiani e Atkinson (1995) Mohsin e Airey (2003)
	CC2	Segundo valor máximo da correlação cruzada	Boulanger et al. (1998) Sharifipour et al. (2004)

### 3 METODOLOGIA

Este capítulo apresenta a descrição dos equipamentos e instrumentação utilizados, a caracterização dos materiais de interesse, bem como aspectos metodológicos da execução do programa experimental e procedimentos de ensaio.

#### 3.1 DELINEAMENTO DO ESTUDO

Os ensaios experimentais realizados neste estudo objetivaram a investigação e avaliação do comportamento no adensamento unidimensional de dois solos granulares finos, caulim e argila mole, frente ao contato com diferentes fluídos intersticiais, sendo um deles eles água destilada, e os demais soluções aquosas de ácido sulfúrico em três concentrações diferentes. Para a argila mole, também foi estudado o efeito da estrutura do solo (indeformada e reconstituída. A Figura 3.1 apresenta o fluxograma do programa da pesquisa.

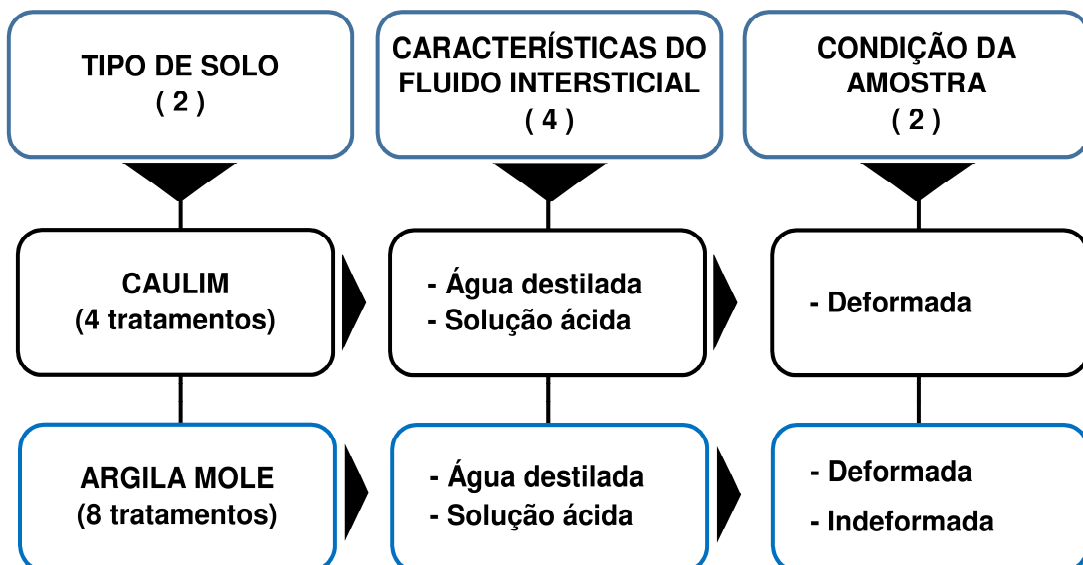


Figura 3.1 Fluxograma da pesquisa.

Na Tabela 3.1 pode ser observada a sequência completa de ensaios de adensamento unidimensional realizados com amostras de caulim e argila mole, totalizando 36 ensaios (4 tratamentos para o caulim e 8 para a argila mole, com 3 repetições de cada tratamento).

A argila mole investigada ocupa um espesso depósito de solo muito compressível no Aeroporto Salgado Filho-RS, bem como em demais regiões lagunares, corroborando a necessidade de melhor compreensão quanto ao seu comportamento geotécnico para

viabilização de projetos de ocupação. Estes solos apresentam comportamento alterado quando em contato com fluido intersticial ácido, assim, a variação para diferentes faixas de pH oportuniza uma investigação dos efeitos e alterações, bem como, a influência da sua estruturação de campo e em laboratório, a partir de amostras não perturbadas e reconstituídas.

Tabela 3.1 Planejamento dos ensaios de adensamento.

CP	Tipo de solo	Fluido intersticial	Condição da amostra			
1	Caulim	água destilada (pH = 7)	Reconstituída			
2						
3						
4		Caulim	0,001 mol/L ou 2% de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH = 3)	Reconstituída		
5						
6						
7			0,01 mol/L ou 6% de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH = 2)	Reconstituída		
8						
9						
10		Argila mole	1 mol/L ou 10% de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH = 0)	Reconstituída		
11						
12						
*13 25	Argila mole		água destilada	*Indeformada Reconstituída		
*14 26						
*15 27						
*16 28			0,001 mol/L ou 2% de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH = 3)	*Indeformada Reconstituída		
*17 29						
*18 30						
*19 31					0,01 mol/L ou 6% de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH = 2)	*Indeformada Reconstituída
*20 32						
*21 33						
*22 34	1 mol/L ou 10% de H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (pH = 0)	*Indeformada Reconstituída				
*23 35						
*24 36						

## 3.2 MATERIAIS

### 3.2.1 Caulim

O caulim é uma forma mais pura de argila, basicamente constituída de caulinita (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.2SiO<sub>2</sub>.2H<sub>2</sub>O). É um filossilicato do subgrupo dos argilominerais, podendo apresentar

pequenas quantidades de outros materiais (quartzo, óxido de ferro, etc.). São geralmente produtos do intemperismo de minerais contidos principalmente em rochas ácidas pobres em ferro, sob condição quente e úmida (GIRÃO, 2012). Segundo Trhliková (2013), apresenta baixa mobilidade do dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ) em pH baixo.

O caulim utilizado é comercialmente identificado como caulim rosa, classificado como ML, silte inorgânico de baixa plasticidade, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS (ASTM D2487- 11). Ainda, segundo a NBR 6502/1995, é um material argiloso com elevada quantidade de caulinita.

De acordo com diversos autores (por ex. MACIEL FILHO, 1997, NASCIMENTO, 2009; BERTOLINO, 2009), a caulinita possui carga elétrica negativa e fraco poder de retenção para água. Em comparação com os minerais dos outros grupos, praticamente não apresenta expansibilidade e torna-se plástica em teores de umidade relativamente baixos. A caulinita apresenta uma estrutura simples com uma camada única de íons com coordenadas tetraédricas interligadas através de oxigênios a uma camada octaédrica de alumínio (MICHELL, 1993; ARAUJO et. al., 2006). As caulinitas são argilominerais 1:1, e não apresentam cátions entre as camadas. A não existência de cátions e espaço para as moléculas de água entrarem entre as camadas fazem com que estas argilas não expandam (TRHLIKOVÁ et al., 2012, BERTOLINO et al., 2012), como ilustra a Figura 3.2.

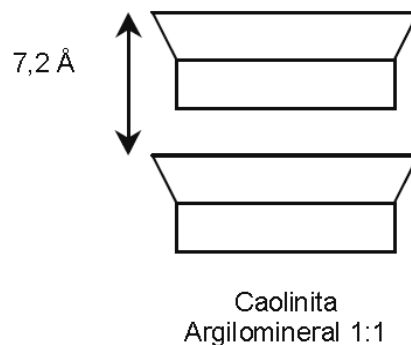


Figura 3.2 Estrutura do argilomineral caulinita.

### 3.2.2 Argila mole do Aeroporto Salgado Filho

A argila mole utilizada neste estudo foi amostrada na área do Aeroporto Internacional Salgado Filho, situado na várzea do Rio Gravataí-RS e, pertencente a região geológica da Planície Costeira, onde predominam os Planossolos (LEMOS et al., 1973, HEBMULER, 1999). Ao longo da formação desta planície do sistema lagunar Guaíba-Gravataí, a área foi preenchida por depósitos lagunares e posteriormente recebeu depósitos paludiais desenvolvidos durante

o período Holoceno (VILWOCK et al., 1980). Segundo Soares (1997) o sedimento depositado abaixo desta planície é constituído por camadas interpostas de sedimentos lagunares (lama, areia fina, matéria orgânica e restos de conchas) e sedimentos de canal e de planície de inundação (areia média, lama e lama orgânica). De maneira geral, o solo estudado é proveniente de uma área baixa, constituída por solos de várzea. Estes se desenvolvem nas planícies de rios e lagos, caracterizados como solos hidromórficos pouco evoluídos, apresentam elevados teores de matéria orgânica no horizonte superficial e, conseqüentemente, cores acinzentadas devido a influência do lençol freático relativamente superficial (KAMPF et al., 1985). A amostra caracterizada neste estudo foi coletada em profundidade de 4,0 m a 6,0 m, possui coloração preta e é classificada como Gleia Húmica (SOARES, 1997).

### 3.2.3 Solução contaminante

No presente estudo foram utilizados como fluido intersticial, água destilada e soluções aquosas contendo diferentes concentrações de ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ) industrial 95%, como detalhado na Tabela 3.2. O ácido sulfúrico é uma substância agressiva. É um ácido forte, corrosivo e, quando em contato com a pele pode causar queimaduras, com destruição do tecido, vermelhidão e dor. É estável em condições normais de uso e estocagem, não apresenta riscos de polimerização e reage isomericamente com a água (QUIMEX, 2016).

As especificações do ácido sulfúrico utilizado são apresentadas na Tabela 3.2. Esta substância é incolor, inodora, corrosiva e viscosa, conta com uma densidade de 1,84 g/mL, seu ponto de ebulição é de 337 °C e congelamento 10,5 °C. É miscível em todas as proporções com água.

Os ácidos são compostos químicos que doam prótons e esta capacidade está relacionada a sua força, determinada a partir da extensão da reação entre um ácido e uma base. Assim, quanto mais completa for sua reação, maior será sua força (BRADY, 2009). Ao dissolver uma substância ácida em água ela produzirá íons ( $H^+$ ) ou hidrônio ( $H_3O^+$ ), já uma substância básica produzirá íons hidroxila ( $OH^-$ ) (BROWN, 2009).

A atividade dos íons  $H^+$  em solução pode ser quantificada pelo potencial hidrogeniônico (pH). De acordo com Kotz et al. (2009), o pH de uma solução consiste no negativo do logaritmo na base 10 da concentração do íon  $H^+$ , Equação 9. Os valores variam de 0 a 14, o qual fornece uma indicação sobre a condição de acidez, neutralidade ou alcalinidade do fluido.

$$pH = -\log_{10} [H^+] \quad (9)$$

Tabela 3.2 Especificação do ácido sulfúrico empregado nos ensaios.

Teor de ácido sulfúrico (H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )	95 %
Amônia (NH <sub>4</sub> )	2 mg/kg
Arsênio (As)	0,01 mg/g
Cloretos (Cl)	0,2 mg/kg
Cor (APHA)	10
Ferro (Fe)	0,2 mg/kg
Mercúrio (Hg)	5 mg/kg
Metais pesados (como Pb)	1 mg/kg
Nitrato (NO <sub>3</sub> )	0,5 mg/kg
Resíduo após ignição	5 mg/kg
Substâncias que reproduzem permanganato	2 mg/kg
Densidade a 20/4 °C	1,84 g/cm <sup>3</sup> mín.
Teor de Fe	30 mg/kg máx.

Fonte: Quimex (2016).

### 3.3 MÉTODOS

#### 3.3.1 Ensaios de caracterização

Afim de caracterizar as amostras dos solos utilizados, foram realizadas as determinações de teor de umidade, massa específica real dos grãos, granulometria, limites de consistência e difração de raios-x, conforme métodos e procedimentos descritos a seguir.

##### a) Teor de Umidade

As determinações do teor de umidade realizadas em laboratório para a caracterização dos materiais e também para o controle da moldagem dos corpos de prova, seguiram o método descrito no anexo da NBR 6457 (ABNT, 1986a).

##### b) Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos foi determinada conforme método descrito pela NBR 6508 (ABNT, 1984b). Os ensaios para determinação deste parâmetro foram realizados em triplicata e os valores médios foram adotados como referência.

##### c) Granulometria

As análises granulométricas por peneiramento e sedimentação dos solos foram realizadas de acordo com o método descrito na norma NBR 7181 (ABNT, 1984d). Neste procedimento foi utilizada solução de hexametáfosfato de sódio como agente defloculante.

#### **d) Limites de Atterberg**

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) foram determinados segundo as normas NBR 6459 (ABNT, 1984a) e NBR 7180 (ABNT, 1984).

#### **e) Difração de raio-X**

A difração de raios x dos solos foi realizada no Laboratório de Caracterização Tecnológica (LCT) da Universidade de São Paulo (USP), através do método do pó em difratômetro de raio-x. A determinação realizada por análise de imagens dinâmica em equipamento Camsizer – Retsch, segundo procedimento descrito pela norma ISO 13322-2/2006.

### **3.3.2 Moldagem dos corpos de prova**

Este item apresenta os métodos utilizados para a moldagem dos corpos de prova para as amostras de caulim, argila mole indeformada e por fim, argila mole reconstituída.

#### **3.3.2.1 Amostras de caulim**

O processo de preparação das amostras iniciou com a pesagem dos materiais constituintes, caulim e água destilada, seguido da mistura destes. A umidade higroscópica do caulim verificada através da secagem na estufa apresentou valor médio de 5%. A umidade fixada para a moldagem dos corpos-de-prova de caulim foi de 60%, objetivando a obtenção de um elevado grau de saturação do solo. Após a homogeneização da mistura, a amostra de consistência mole era moldada diretamente no interior da câmara de ensaio, evitando-se espaços vazios entre a amostra e a parede da câmara de ensaio (Figura 3.3b). O papel filtro utilizado na base (Figura 3.3a), para evitar a eluviação de partículas sólidas através da peça porosa inferior. Ao final do processo de moldagem, um papel filtro era colocado no topo da amostra e a massa total do corpo de prova era registrada (Figura 3.3c).

#### **3.3.2.2 Amostras de argila mole indeformada**

Os corpos de prova de argila indeformada foram montados na câmara de ensaio de acordo com o seguinte procedimento: (1) marcação de 30 mm de comprimento no tubo amostrador shelby e corte com serra manual, como ilustra as Figuras 3.4a e 3.4b, respectivamente (2). com o corte realizado em quase todo o perímetro da parede do tubo, a amostra era separada com uso de uma linha de nylon e água destilada, com intuito de lubrificar o corte e reduzir o amolgamento (Figura 3.4c, d, e); (3) cravação de um anel biselado e retirada da parede do tubo shelby e contendo o excedente do solo (Figura 3.5a); (4) transferência da amostra para a câmara de ensaio, utilizando um pistão ajustado (Figura 3.5b); (5) posicionamento da



amostra (Figuras 3.5c e 3.5d); (6) pesagem e determinação da altura da amostra (Figuras 3.5e e 3.5f).

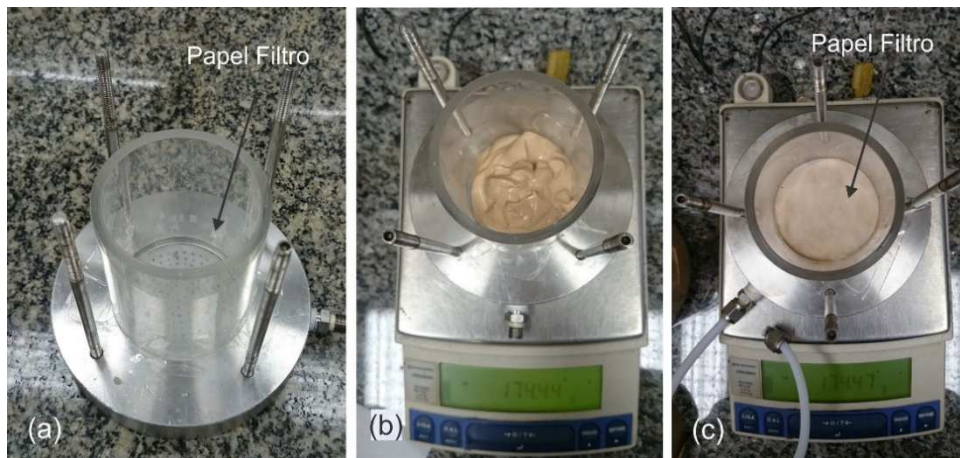


Figura 3.3 Montagem do corpo de prova de caulim na câmara oedométrica.

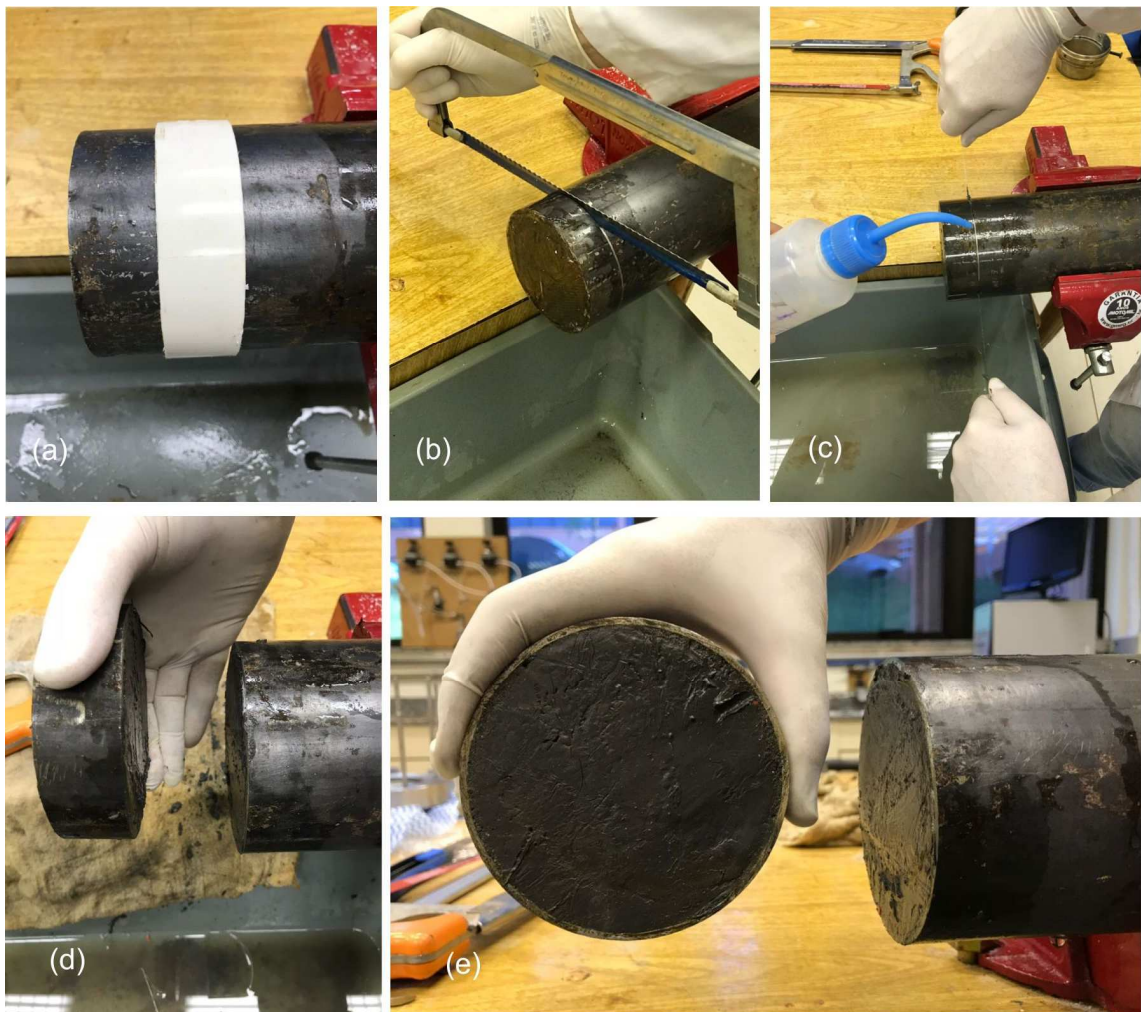


Figura 3.4 Manuseio corte do tubo shelby para montagem do corpo de prova indeformada.

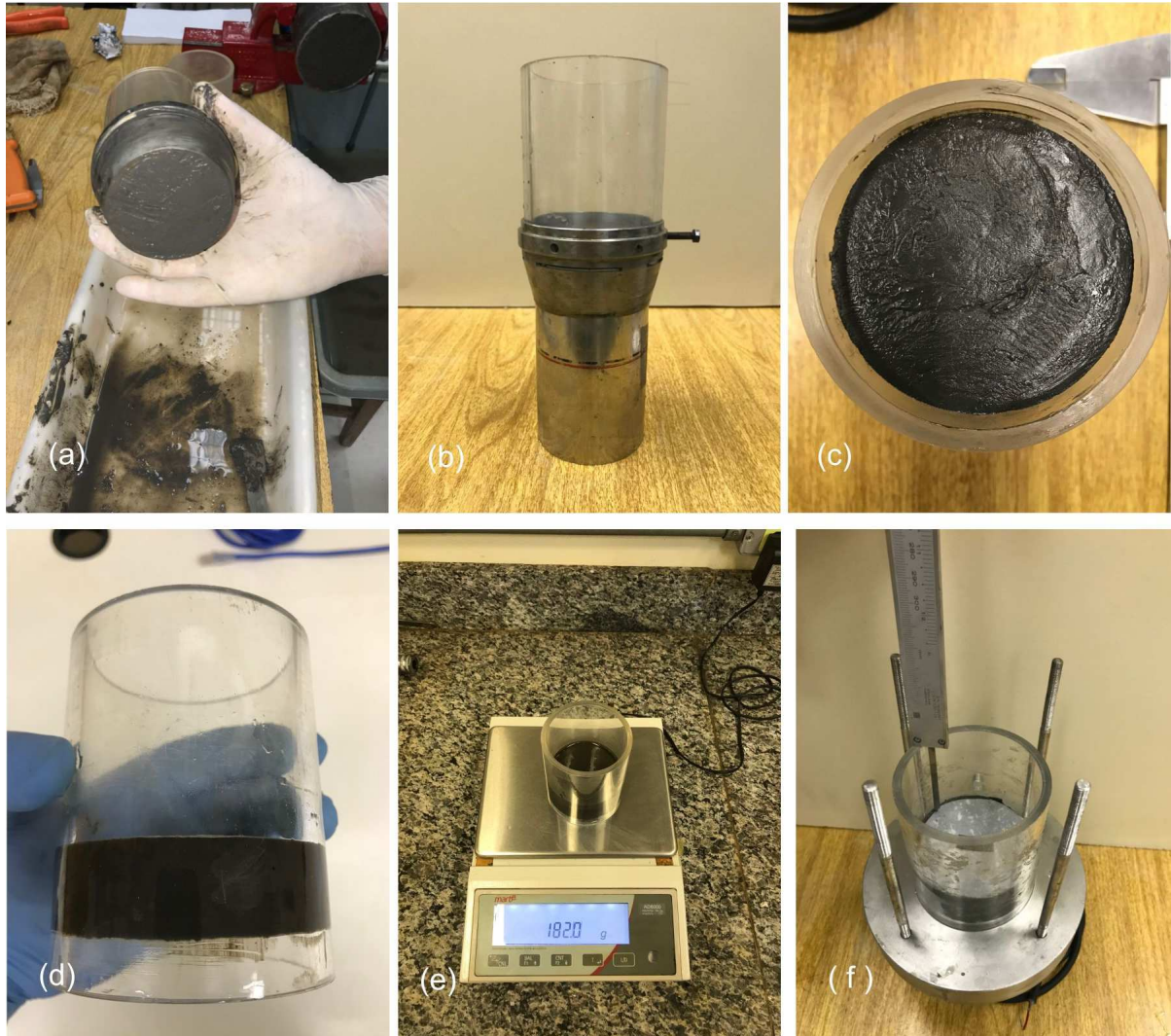


Figura 3.5 Medição e pesagem do CP de argila indeformada.

### 3.3.2.3 Amostras de argila mole reconstituída

Os corpos de prova de argila reconstituída foram confeccionados a partir das aparas e material excedente das amostras indeformadas, de acordo com as sugestões apresentadas por Burland (1990), que definiu como amostras reconstituídas aquelas que são completamente remoldadas com teor de umidade igual ou 1,5 vezes superior ao limite de liquidez ( $LL$ ). Neste estudo, as amostras foram remoldadas, com teor de umidade em torno de 137% (1,2 vezes o limite de liquidez do solo), inicialmente em um béquer, para posterior transferência e moldagem no interior da câmara de ensaio sobre um papel filtro sobreposto à peça porosa inferior (Figura 3.6a). Ao final do processo de moldagem, um papel filtro era colocado no topo da amostra e a massa total do corpo de prova era registrada (Figura 3.6b e 3.3c).



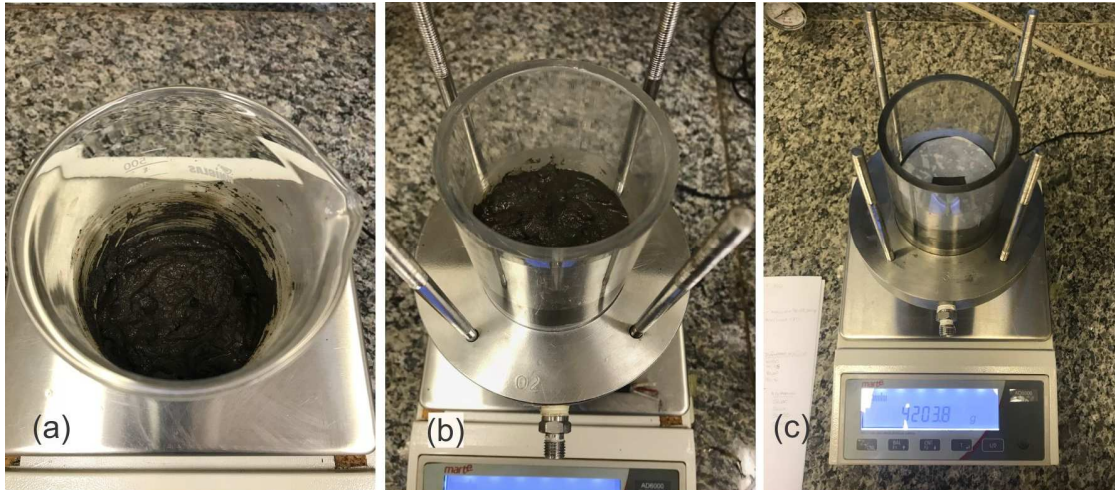


Figura 3.6 Preparo das amostras de argila mole reconstituída.

### 3.3.3 Preparo da solução contaminante

A solução de ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ) foi preparada com as seguintes concentrações de ( $H_2SO_4$ ), já detalhadas anteriormente, 0,001 mol/L, 0,01 mol/L e 1 mol/L, representando em termos percentuais volumétricos e de potencial hidrogeniônico, respectivamente 2% (pH 3), 6% (pH 2) e 10% (pH 0).

No procedimento de preparo da solução, a quantidade necessária de ácido sulfúrico, retirada de uma mesma fonte, era diluída em 1000 mL de água destilada com auxílio de uma pipeta de 10 mL. Após a mistura, a solução era acondicionada em frasco âmbar para posterior manuseio.

### 3.3.4 Equilíbrio químico da solução contaminante

Os testes realizados preliminarmente para verificar o tempo necessário à estabilização do pH entre a solução de ácido sulfúrico e a água contida nos poros dos solos (água natural, no caso das amostras indeformadas de argila mole; água natural acrescida de água destilada, no caso das amostras reconstituídas de argila mole; água destilada, no caso das amostras de caulim), seguiram o método transiente de monitoramento do decréscimo da concentração na fonte, descrito por Shackelford (1991). Os testes foram realizados com objetivo de garantir a acidificação do fluido intersticial previamente à realização dos ensaios de adensamento. Assim, após a moldagem/colocação dos corpos de prova e inserção da solução ácida na câmara de ensaio, foram realizadas medições sucessivas do pH para verificar o tempo necessário à equalização do pH na fonte e, por consequência, ao equilíbrio químico do fluido intersticial das amostras. Durante esse monitoramento, não havia aplicação de carga sobre os corpos de prova; além disso, as soluções ácidas no interior das câmaras de ensaio eram

constantemente agitadas, através de compressores de ar de baixa vazão ( $\approx 20\text{L/h}$ ), a fim de manter a homogeneidade da solução.

A Figura 3.7 ilustra, para as amostras de caulim, as variações do pH ao longo do tempo de monitoramento, para as diferentes concentrações de  $\text{H}_2\text{SO}_4$ . Em função do gradiente químico aplicado, inicialmente o pH apresentou certa elevação, isto é, uma redução na concentração de íons livres  $\text{H}^+$  na fonte, em função de seu deslocamento em direção ao ponto de menor concentração. As amostras de caulim apresentaram tendência ao equilíbrio químico em cerca de 3 a 4 dias.

Nas Figuras 3.8 e 3.9, respectivamente, podem ser observadas as variações do pH para as amostras de argila mole indeformada e reconstituída, as quais apresentaram variabilidades semelhantes, aparentemente não tendo sido influenciadas pela condição da amostra ensaiada. Após um certo período de tempo, em torno de 100 horas, o pH solução tendia à estabilização.

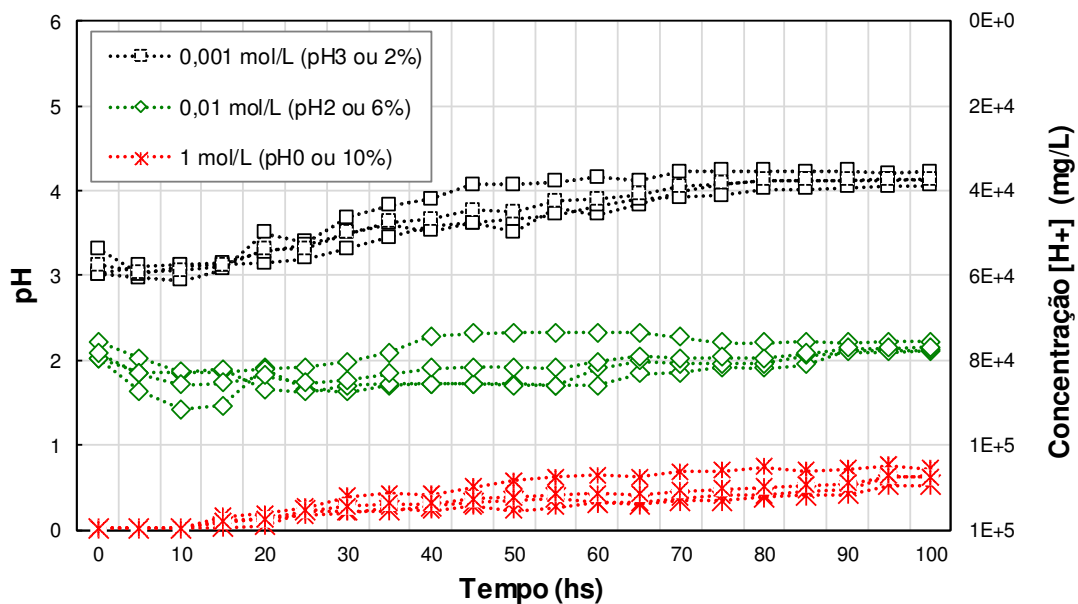


Figura 3.7 Monitoramento da variação do pH na fonte do fluido dos poros das amostras de caulim.

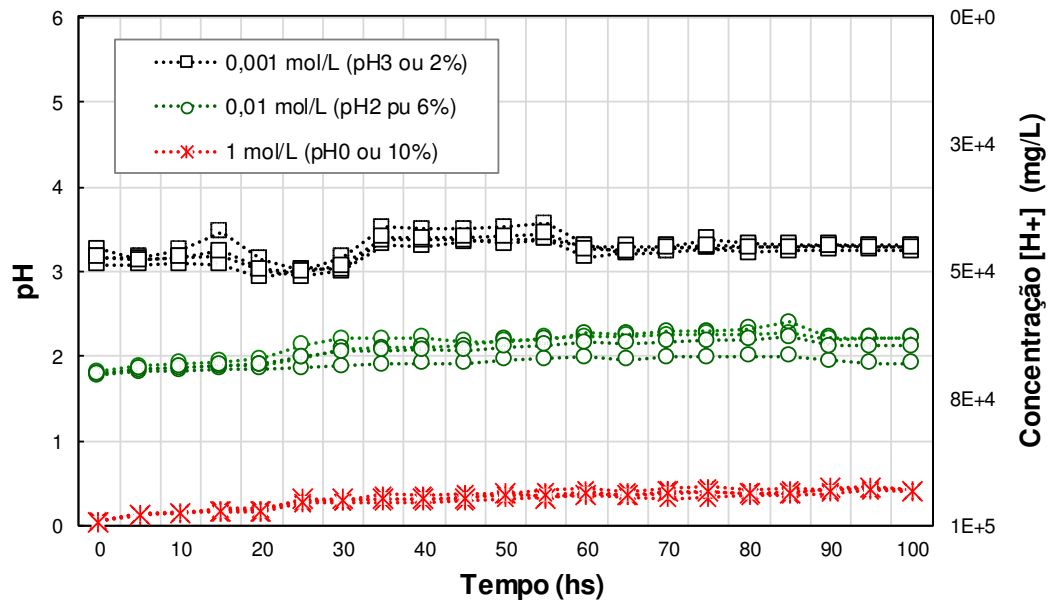


Figura 3.8 Monitoramento do pH na fonte do fluido dos poros das amostras de argila indeformada.

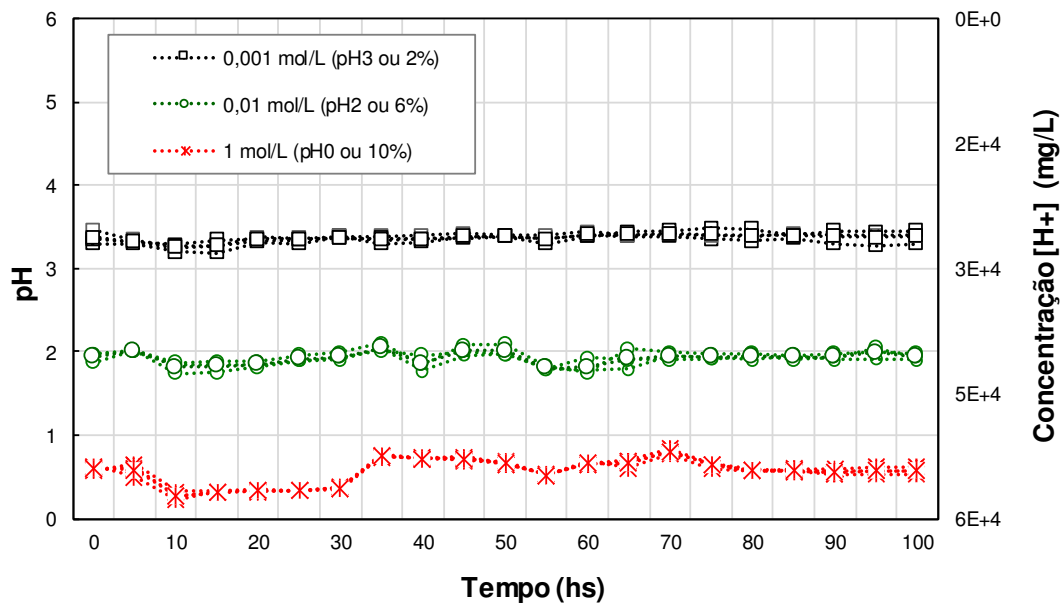


Figura 3.9 Monitoramento do pH na fonte do fluido dos poros das amostras de argila reconstituída.

### 3.3.5 Ensaios de adensamento

Os ensaios de adensamento unidimensionais foram realizados de acordo com os procedimentos gerais estabelecidos na norma NBR 12007 (ABNT, 1990). As dimensões nominais adotadas para os testes foram de 70 mm de diâmetro e 30 mm de altura (relação  $D/H=2,5$ )

Para os ensaios de adensamento unidimensionais foram analisados como variáveis de resposta os seguintes parâmetros: tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), índice de compressão ( $C_c$ ), índice de descompressão ( $C_s$ ), coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ), coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) e módulo de cisalhamento ( $G$ ), a partir de medições das velocidades de propagação de ondas sísmicas, fazendo uso de *bender elements*. Na Tabela 3.3 podem ser observadas as variáveis de respostas para as diferentes condições da amostra, indeformada e reconstituída.

Tabela 3.3 Variáveis adotadas para investigação.

Tipo de solo	Fluído intersticial	Tipo da amostra	Variável de resposta	
Caulim	água destilada	Reconstituída	$C_c$	$C_s$
	0,001 mol/L			
	0,01 mol/L		$m_v$	$C_v$
	1 mol/L			
Argila mole	água destilada	Indeformada	$\sigma'_{vm}$	$G$
	0,001 mol/L			
	0,01 mol/L	Reconstituída		
	1 mol/L			

Após a colocação da célula de adensamento no sistema de aplicação de carga e os devidos ajustes, foi aplicada uma tensão inicial de 2 kPa durante cinco minutos (recomendada para solos moles). Decorrido esse período de tempo, foram aplicados os estágios de carga de 12,5 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 120 kPa, 160 kPa, 320 kPa e 450 kPa, registrando para cada estágio as leituras de deslocamentos relativas a 0s, 7s, 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h, 25hs e 26hs.

### 3.4 EQUIPAMENTOS

Este item aborda detalhes dos equipamentos utilizados e da instrumentação desenvolvida para a realização do programa experimental.

#### 3.4.1 Prensa de adensamento convencional

Os ensaios de adensamento realizados na prensa de adensamento convencional da marca CPL (Figura 3.10), tiveram como objetivo a validação dos resultados obtidos no equipamento modificado utilizado para a realização do programa experimental.

O equipamento é constituído em aço, possui conjunto de célula com anel fixo e, seu sistema de aplicação de cargas é realizado através da adição de peso em braço de alavanca, com relação de 1/10, para multiplicação das cargas e obtenção das pressões desejadas. Seguindo orientações normativas conforme, NBR 12007/1990, ASTM D4546/2014, D2435/1996, BS1377/1990.



Figura 3.10 Prensa de adensamento convencional.

### 3.4.2 Equipamento modificado para ensaio de adensamento

A realização dos ensaios de adensamento com a presença de fluídos ácidos foram realizados em um equipamento de coluna desenvolvido por Santos (2013), cuja descrição é apresentada nos itens subsequentes. O equipamento possui como principal característica a possibilidade de ensaiar, de forma simultânea, seis ensaios de forma independente.

Para o desenvolvimento do presente programa experimental, foram efetuadas adaptações no equipamento que permitissem:

- Monitorar a variação de altura dos corpos de prova durante o ensaio;
- Aplicar pressões verticais nos corpos de prova, em uma faixa de variação de 2 kPa até 450 kPa;
- Proporcionar a utilização de diferentes fluidos intersticiais, com características de acidez extrema, garantindo a compatibilidade química entre o equipamento e os fluídos adotados;

#### **a) Leiaute geral**

O leiaute esquemático do equipamento de coluna modificado por Santos (2013), adaptado para a realização dos ensaios deste estudo, é mostrado na Figura 3.11, onde estão destacados o posicionamento das câmaras de ensaio, os cilindros pneumáticos para aplicação das cargas verticais, as conexões hidráulicas, pneumáticas e elétricas, o sistema de leitura dos transdutores de pressão e a configuração do sistema implementado para emissão, recepção e leitura das ondas sísmicas propagadas através das amostras ensaiadas.

#### **b) Compatibilidade**

A verificação prévia das características dos diferentes materiais constituintes do equipamento foi fundamental para o atendimento da compatibilidade química entre o equipamento e os fluídos utilizados ao longo do tempo de ensaios. Assim, as câmaras de ensaio são adequadas para as concentrações de  $H_2SO_4$  adotadas. As peças utilizadas nas adaptações do equipamento, foram confeccionadas em aço inoxidável ANSI 304 (estável ao ataque químico), desde a base, as tampas, peças porosas, hastes de fixação, porcas e pistão de aplicação de carga. Ainda, todas as partes hidráulicas, tais como válvulas do tipo esfera, registros e tubulações, são de aço inox 306, PVC ou teflon. Por fim, os cilindros de acrílico para moldagem dos corpos de prova apresentam resistência química ao ácido sulfúrico em médias concentrações

#### **c) Câmaras de ensaio**

Uma unidade típica da câmara de ensaio é composta por: base, tampa, disco drenante de base, disco drenante de topo, câmara de acrílico translúcido, pistão de aplicação de carga vertical, hastes de fixação e porcas. Ainda, conta com haste prolongadora e adaptador para



conexão do pistão de aplicação de carga ao cilindro pneumático. As interfaces de base e de topo contam com anéis de borrachas, para vedação das junções aço inox - acrílico. O esboço da câmara de ensaio e o equipamento construído por Santos (2013), adaptado de Knop (2007), estão apresentados respectivamente, nas Figuras 3.12 e 3.13.

#### **d) Discos drenante**

Peças circulares, confeccionadas em aço inox, com diâmetro de 70 mm, dotadas de orifícios para permitir a drenagem da amostra e, no caso da peça de topo, estabelecer o contato entre o fluido ácido e a amostra ensaiada (Figura 3.14a, vista superior). Ao centro, as peças, tanto de topo como de base, apresentam ranhura para posicionamento dos *bender elements* emissores e receptores, como ilustram as Figura 3.14b e 3.15a. Além de possibilitar a ação do fluido ácido sobre a amostra, o disco superior tem a função de transmitir, de maneira uniforme, a carga vertical aplicada ao corpo de prova. Os discos de aço inox apresentam baixo potencial a colmatção e facilidade de limpeza após a realização dos ensaios.

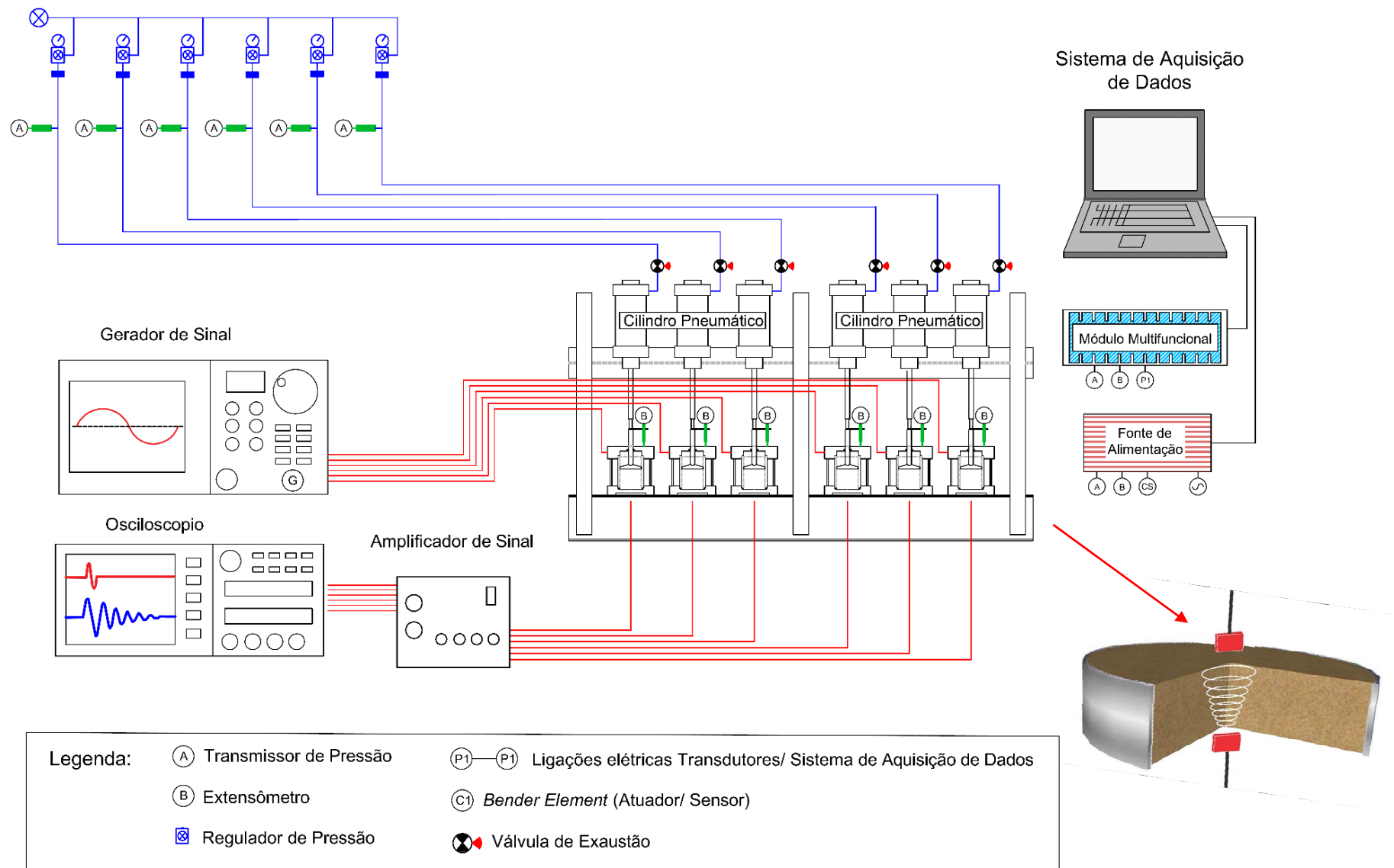


Figura 3.11 Leiaute esquemático do equipamento adaptado para ensaios de adensamento com uso de BE.

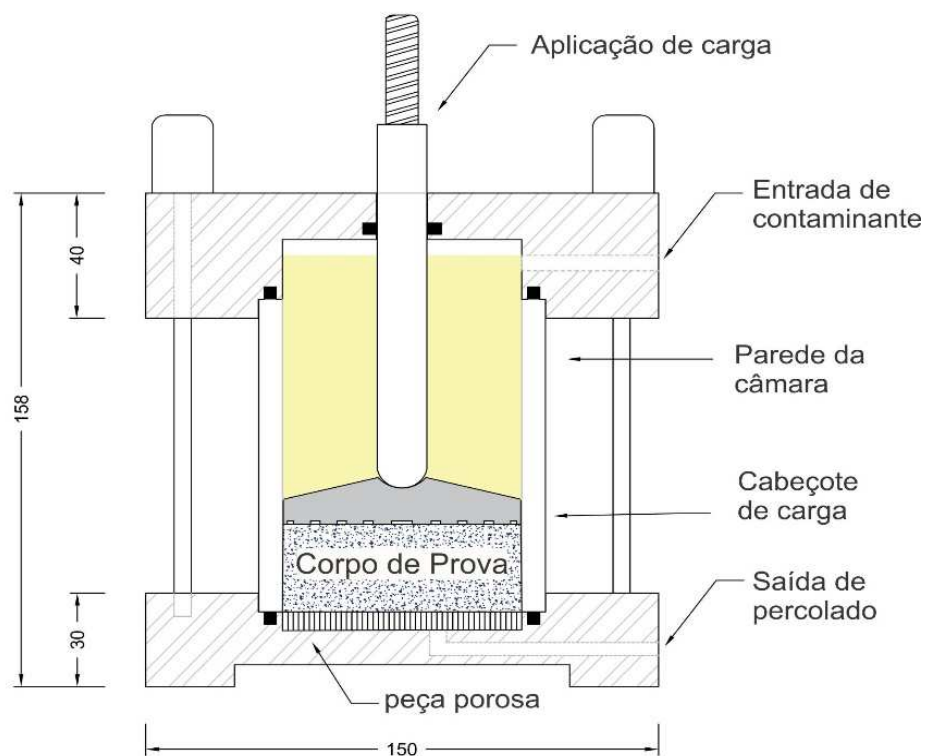


Figura 3.12 Câmara oedométrica (adaptado de Knop, 2007).

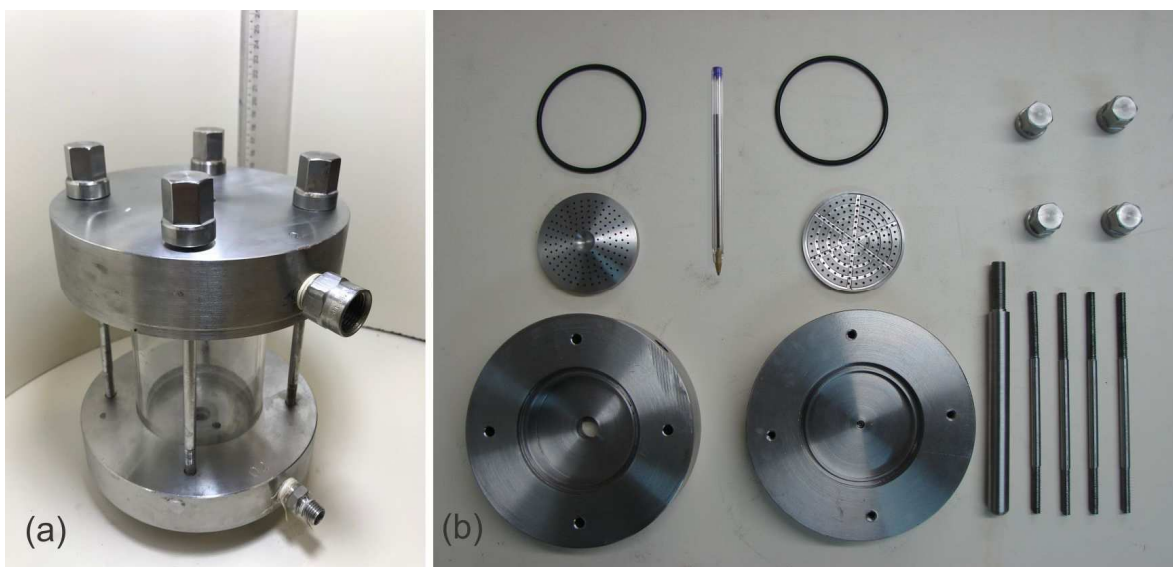


Figura 3.13 Câmara de ensaio adaptada por Santos (2013).

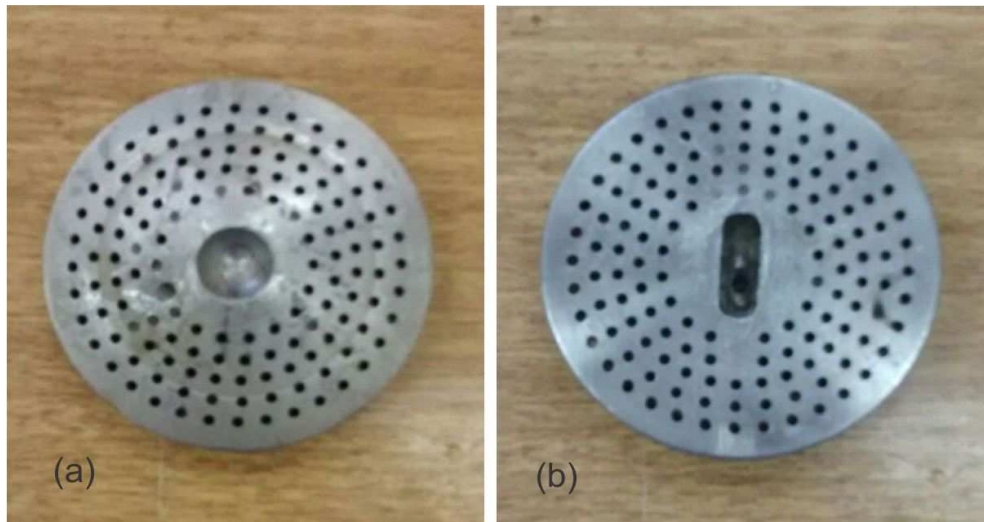


Figura 3.14 Disco drenante superior.

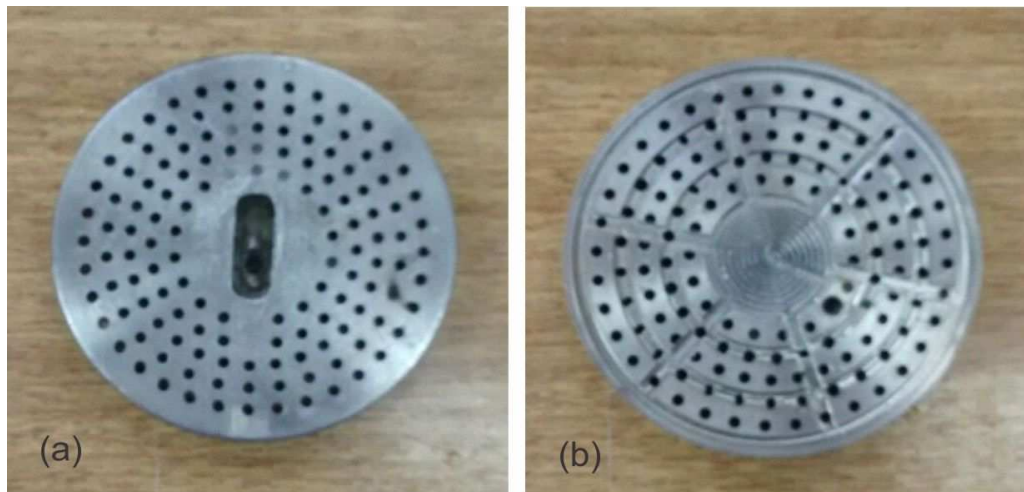


Figura 3.15 Disco drenante inferior.

#### e) Tampa

A tampa da câmara possui um orifício central e outro lateral, para inserção do pistão de carga e de fluido contaminante, respectivamente. Uma segunda entrada lateral possibilita a entrada dos fios que alimentam os *bender elements*, como ilustra a Figura 3.16.

#### f) Base

A base apresenta o mesmo diâmetro da tampa e perfuração lateral para saída do fluido percolado. A parte rebaixada ao centro da peça permite o acoplamento preciso do disco drenante inferior (Figura 3.17), além de permitir a passagem dos cabos elétricos que

alimentam os *bender elements* receptores. Na Figura 3.17 podem ainda ser identificados o anel de vedação de borracha e as hastes de fixação.



Figura 3.16 Tampa da câmara oedométrica com saída do cabo.

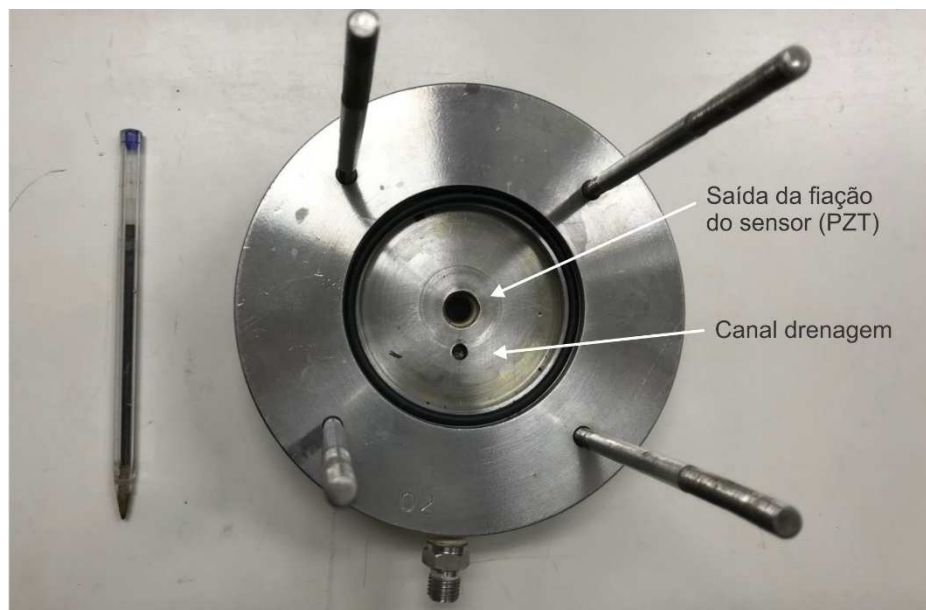


Figura 3.17 Base da câmara oedométrica modificada.

#### g) Paredes acrílicas

Um cilindro acrílico translúcido compõe a parede das câmaras de ensaio, as quais possuem diâmetros externo e interno de, respectivamente, 80 mm e 70 mm, e altura de 100 mm. O acrílico utilizado foi especificado para atender aos parâmetros de resistência mecânica,

considerando a espessura da parede em função de seu diâmetro externo e admitindo um limite superior de pressão interna de 900 kPa, equivalente a duas vezes a pressão requerida. Na Figura 3.18 é possível verificar a resistência mecânica admitida pelo fabricante. Os tubos extrudados em resina acrílica podem ser atacados mais facilmente por solventes, devido à sua estrutura química, como pode ser conferido na Tabela 3.4 (ACRIRESÍNAS, 2012). Entretanto, para 23°C, o comportamento é satisfatório e a resistência é comprovadamente adequada ao cumprimento das funções propostas na presente pesquisa.

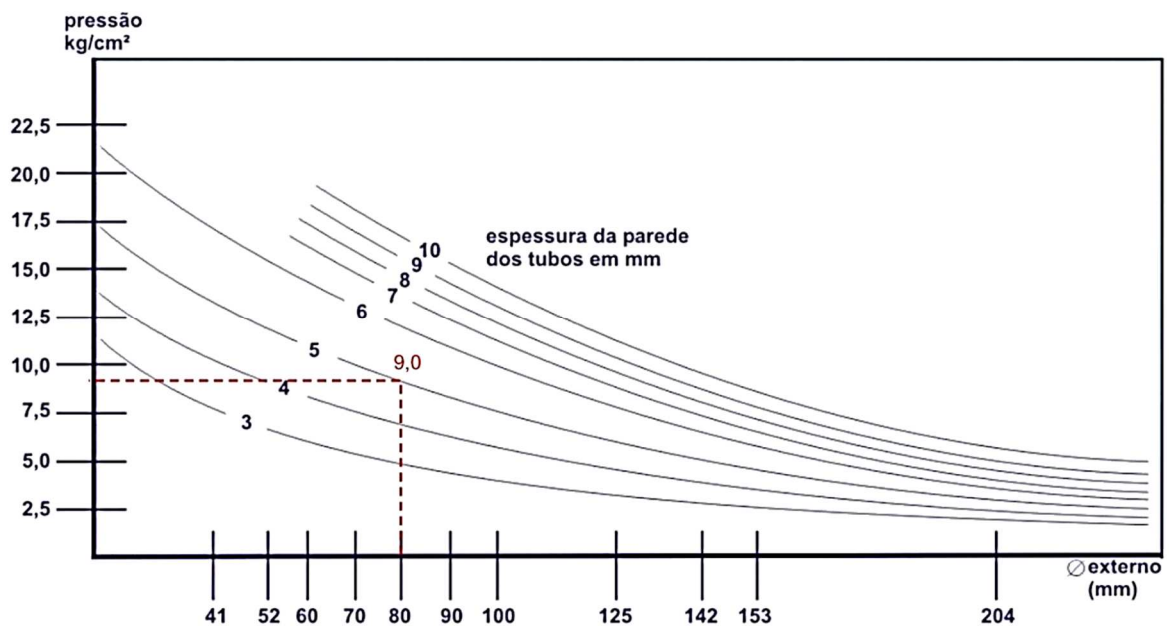


Figura 3.18 Curva de resistência do acrílico das câmaras oedométricas (adaptado de ACRIRESÍNAS, 2012).

Tabela 3.4 Resistência do acrílico à ação de agentes químicos.

<b>Produto</b>	<b>Resistência química</b>		
	<b>resiste</b>	<b>limitada</b>	<b>não-resiste</b>
Ácido Nítrico (acima de 40%)			
Ácido Nítrico (até 40%)			
Ácido Sulfúrico (até 30%)			
Ácido Sulfúrico (acima de 30%)			



### h) Pórtico de reação

A estrutura de reação é constituída por cinco perfis metálicos em aço carbono, com largura de 1504 mm, 1010 mm de profundidade e 860 mm de altura, ajustáveis de acordo com a necessidade de ensaio. Os perfis metálicos são internamente conectados através de barras de aço rosqueadas ( $\varnothing = 25$  mm). O suporte de fixação dos cilindros pneumáticos adotados para aplicação da carga vertical possui três barras rosqueadas de 50 mm de diâmetro para evitar a flambagem do perfil durante os ensaios com aplicação de carga.

Esta configuração do pórtico de reação possibilitou o posicionar de seis câmaras de ensaio, de forma a permitir a realização simultânea e independente dos ensaios de adensamento. A Figura 3.19 mostra o pórtico de reação e o posicionamento das câmaras de ensaio.



Figura 3.19 Equipamento de coluna modificado para ensaios adensamento unidimensional.

### i) Aplicação de carga vertical

A aplicação da carga vertical foi realizada, de forma individual, através de um sistema constituído por cilindro pneumático (Figura 3.20a), haste de conexão (Figura 3.20b), prolongador (Figura 3.20c) e pistão de aplicação de carga (Figura 3.20d). O sistema é alimentado por um compressor de ar e controlado por reguladores de pressão (Figura 3.21) e válvulas de exaustão. O monitoramento das pressões aplicadas foi realizado a partir da utilização de transdutores de pressão.

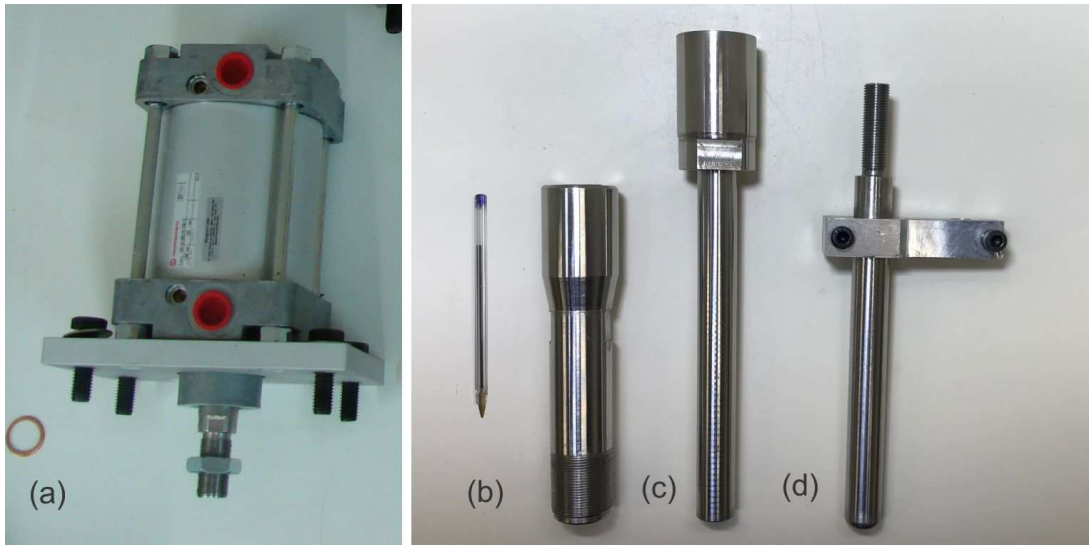


Figura 3.20 Cilindro pneumático e conexões para aplicação de carga vertical.



Figura 3.21 Reguladores de pressão de precisão para baixa vazão.



## j) Aquisição de dados

Para registro dos dados obtidos da instrumentação e sensores foi utilizado um Módulo USB composto por 16 canais diferenciais de entrada analógica com resolução de 24 bits e 4 saídas analógicas de 16-bits, alimentado com uma tensão de 12 volts. O módulo USB encaminha os sinais elétricos dos sensores e instrumentação ao software LabVIEW®, instalado em um computador de bancada. O LabVIEW® é uma linguagem de programação gráfica baseada em fluxo de dados, dotada de interface de usuário desenvolvida com uso de um conjunto de ferramentas e objetos disponíveis, em contraste às linguagens de programação baseadas em linhas de comandos. Desta forma, pode-se adicionar o código utilizando representações gráficas de funções para controlar os objetos no painel frontal de usuário. O diagrama de bloco contém códigos e, sob certos aspectos, assemelha-se a um fluxograma (Figura 3.22). Durante o ensaio de adensamento é gerado um banco de dados não processados (dados elétricos) em arquivo de extensão (.lvm), o qual pode ser convertido em (.txt), para tabulação. Os dados referentes à aquisição de cada sensor representam a sequência de informações registradas pelos sensores nos respectivos canais do módulo USB.

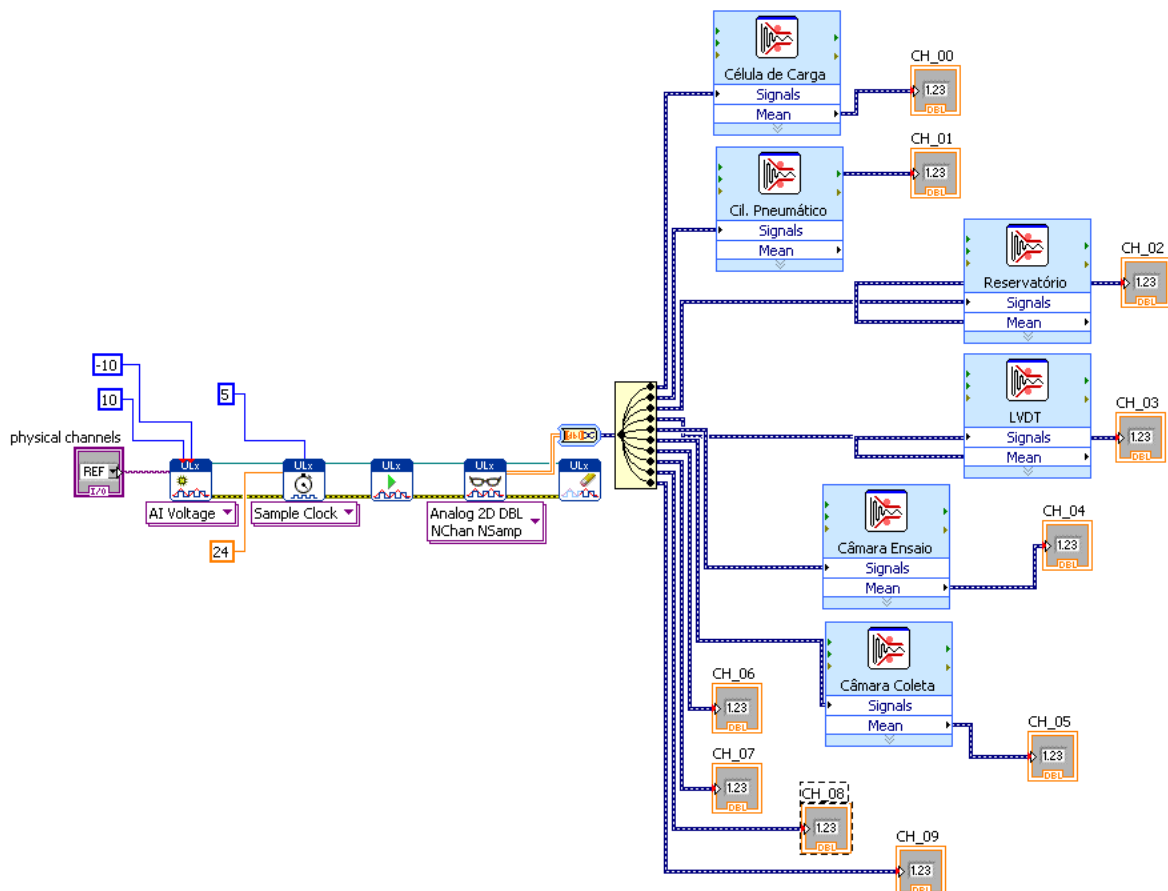


Figura 3.22 Rotina desenvolvida no LabVIEW para leitura de dados.

### **3.4.2.1 Calibração do sistema de aplicação de carga**

Para a realização dos ensaios de adensamento, procedeu-se, preliminarmente, a calibração dos dispositivos eletrônicos, tais como transdutores de pressão e sistema pneumático de aplicação de carga vertical.

#### **a) Transdutores de pressão**

A aferição dos transdutores de pressão foi realizada com a aplicação de diferentes pressões conhecidas e leitura das correspondentes tensões de saída (volts) de cada sensor, em resposta aos diferentes estímulos. O procedimento foi realizado com alimentação dos sensores (12 Volts) e com o auxílio de um multímetro digital Fluke 114 para as leituras individuais dos sensores. Desta forma foram construídas as curvas de calibração de cada um dos seis transmissores de pressão modelo K1 Ashcroft, como ilustra a Figura 3.23.

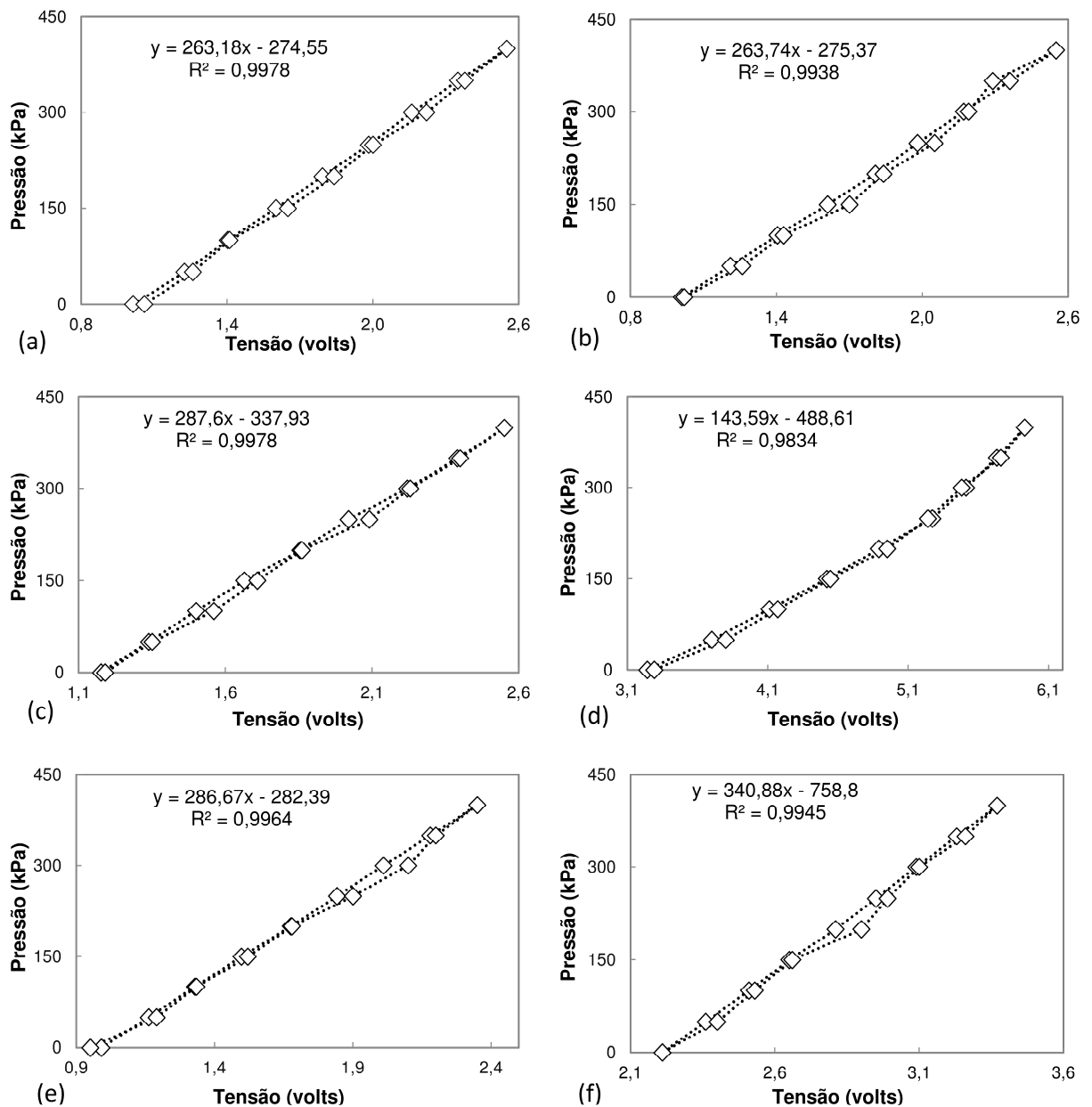


Figura 3.23 Curvas de calibração obtida nos transdutores de pressão.

### b) Calibração dos cilindros pneumáticos

O fabricante destes dispositivos disponibiliza a sua resposta em função da alimentação (ar comprimido). Entretanto, foi elaborada uma curva de calibração face a resposta aos incrementos de pressão de ar adotados em sua alimentação (Figura 3.24a). A calibração foi realizada com o uso de uma leitora Solotest, aferida pelo INMETRO®, como ilustra a Figura 3.24b. A carga máxima de verificação da leitora é de 5 kN, com resolução de 0,001 kN. Durante o procedimento, sucessivos incrementos de pressão, aplicados na alimentação do

cilindro pneumático, e as correspondentes leituras da carga foram utilizadas para construção das curvas de calibração para cada cilindro pneumático, como ilustra a Figura 3.25.

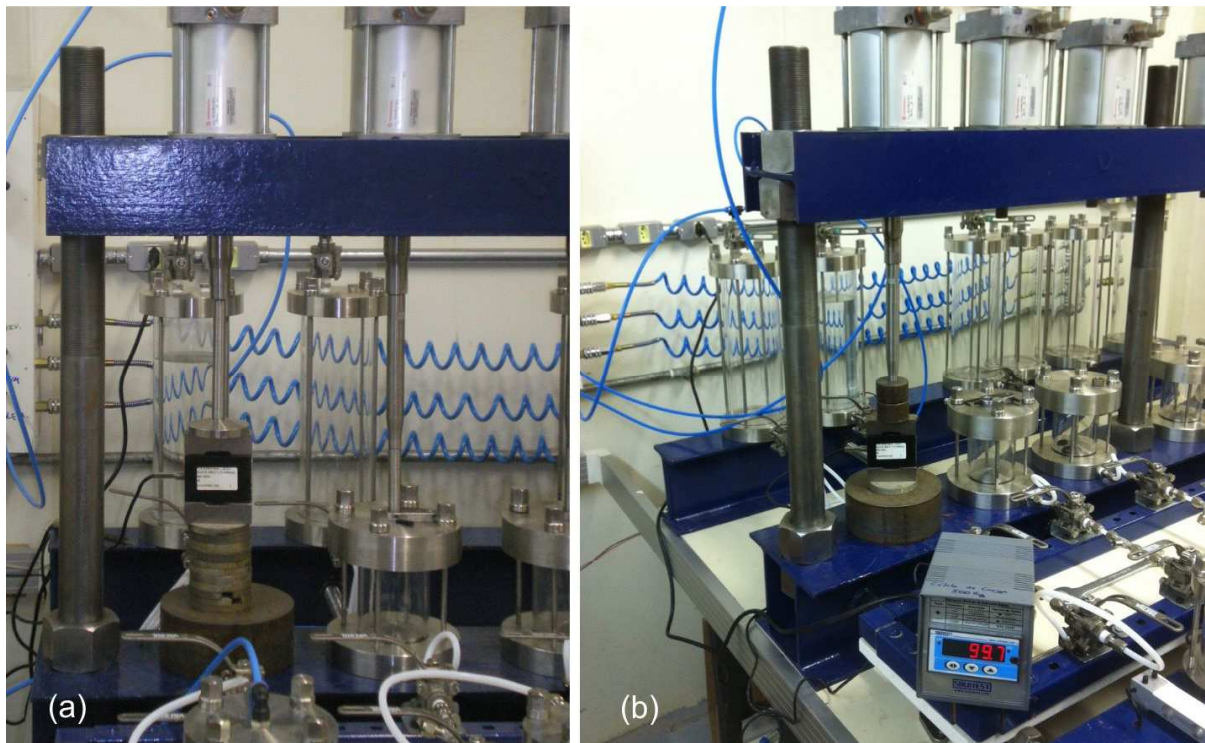


Figura 3.24 Procedimento de calibração dos cilindros pneumáticos.

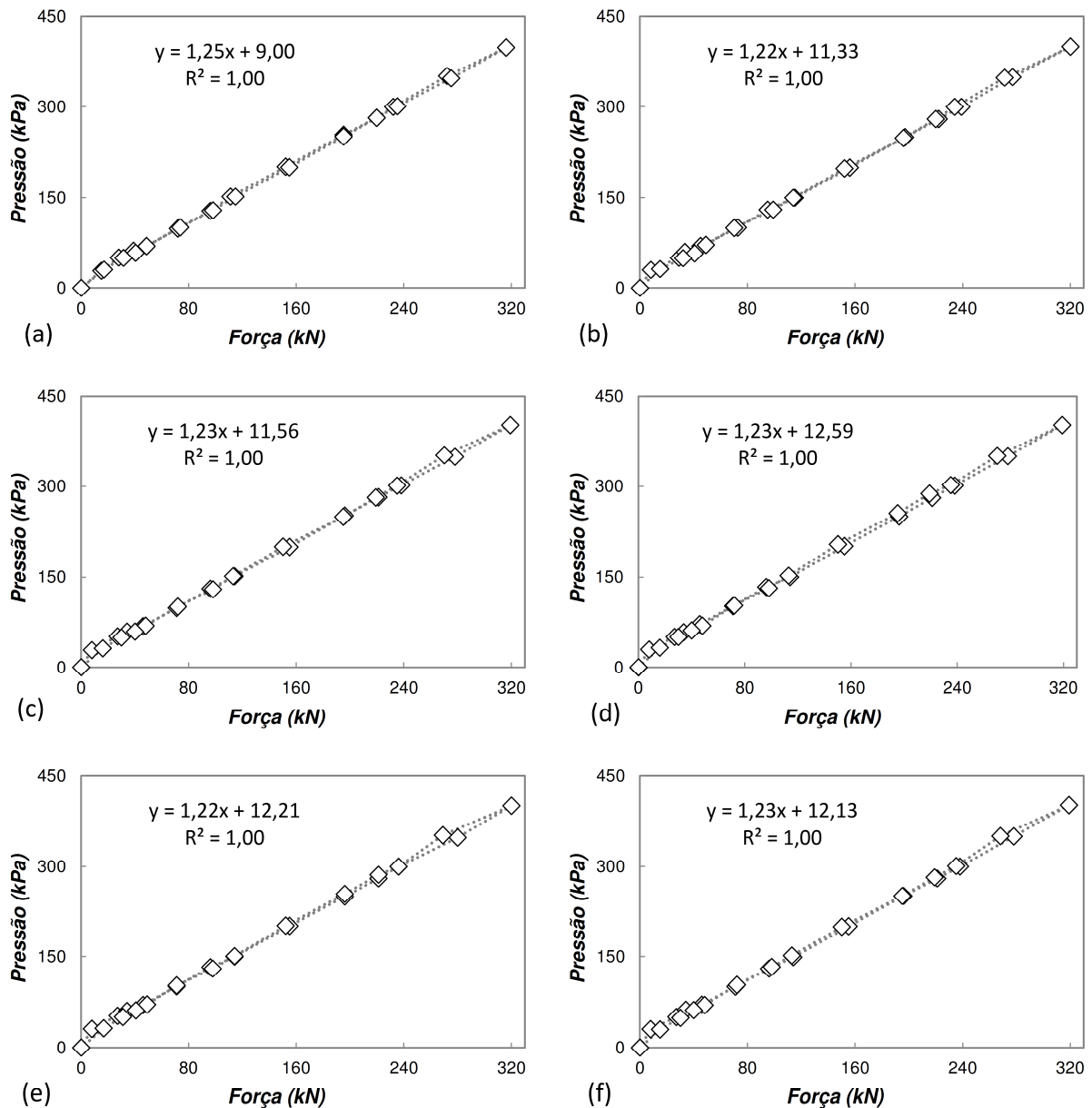


Figura 3.25 Curvas de calibração obtida nos cilindros pneumáticos.

### 3.4.3 Transdutores piezocerâmicos

#### 3.4.3.1 Montagem dos sensores e atuadores

Para o monitoramento da variação da rigidez das amostras durante a consolidação, foram utilizados transdutores piezocerâmicos (*bender elements*) adaptados na base e no topo das amostras (posicionamento axial). Os *bender elements* foram confeccionados a partir de uma placa da Piezo System®, modelo T220-A4-503X, constituída por duas camadas piezocerâmicas e uma lâmina central como material de reforço, apresentando uma espessura total de 0,51 mm.

Os *bender elements* foram confeccionados com dimensões de 8 mm (largura) x 10 mm (comprimento), conforme ilustra a Figura 3.26a. A partir do corte das placas e preparação da superfície com acetona, foram soldados os terminais elétricos com fio de solda (60% Sn e 40% Pb), no menor tempo possível para evitar o superaquecimento da cerâmica e depolagem térmica (Ling e Greening, 2001; Malysch e Erhart, 2008; Hiruma et al., 2009; Matsudo et al., 2012). O sensor atuador foi configurado com a ligação em paralelo (Figura 3.26b) e o receptor com ligação em série (Figura 3.26c). Leong et al. (2005) e Lee e Santamarina (2005) demonstraram que é fundamental para a qualidade dos sinais transmitidos e recebidos, a adoção das conexões em paralelo para o transmissor e em série para o receptor, assim como a blindagem dos fios e conexões do sistema (KARRAY et al., 2015). Após a etapa de soldagem, foi realizado o encapsulamento dos elementos com resina epóxi em uma forma especialmente desenvolvida (Figura 3.26d). Cumprido o tempo de secagem da resina, os sensores eram retirados do molde (Figura 3.26e).

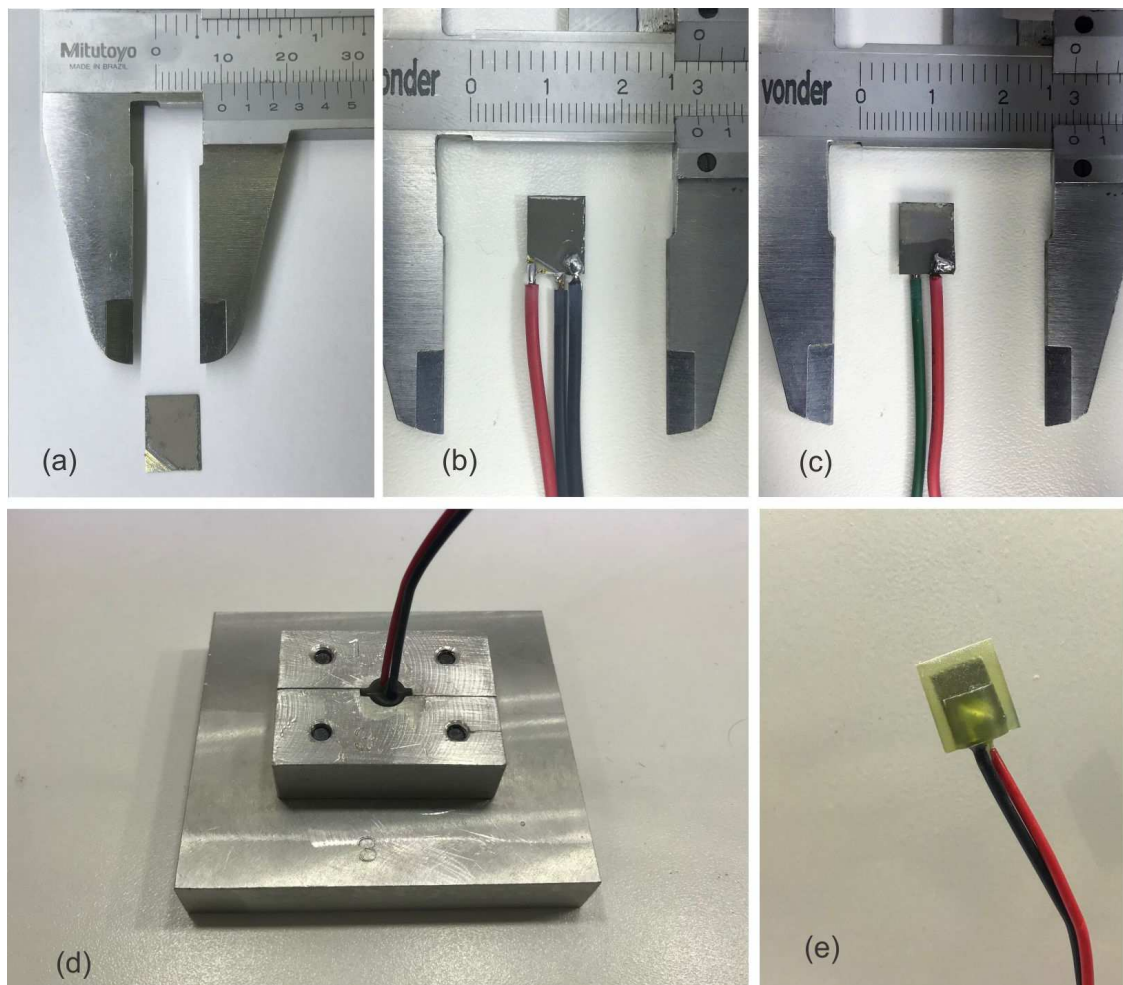


Figura 3.26 Procedimento de confecção dos BE.

### 3.4.3.2 Sistema de medição dos *bender elements*

O principal objetivo da interpretação dos sinais dos *bender elements* é determinar a velocidade de onda de cisalhamento (onda S), com base medição do tempo de viagem da onda entre as extremidades do corpo de prova, isto é, entre os transdutores emissor e receptor. (DYVIK e MADSHUS, 1985; VIGGIANI e ATKINSON, 1995; LEE e SANTAMARINA, 2005; YAMASHITA et al., 2009).

As medições neste estudo foram realizadas por um sistema composto por um gerador de funções, para excitação do *bender element* emissor, um amplificador de sinal, em razão da atenuação deste sinal, que pode ser afetado tanto pelo tipo de solo como pelo próprio sistema de medição, e um osciloscópio.

#### a) Gerador de funções e osciloscópio

Para excitação e geração da onda sísmica nos *bender elements* emissores foi utilizado um gerador orbitário de funções (modelo AFG 3021 C) - Tektronix® (Figura 3.27), com faixa de geração de (10 a 240) MHz e pulso de (2 a 120) MHz.

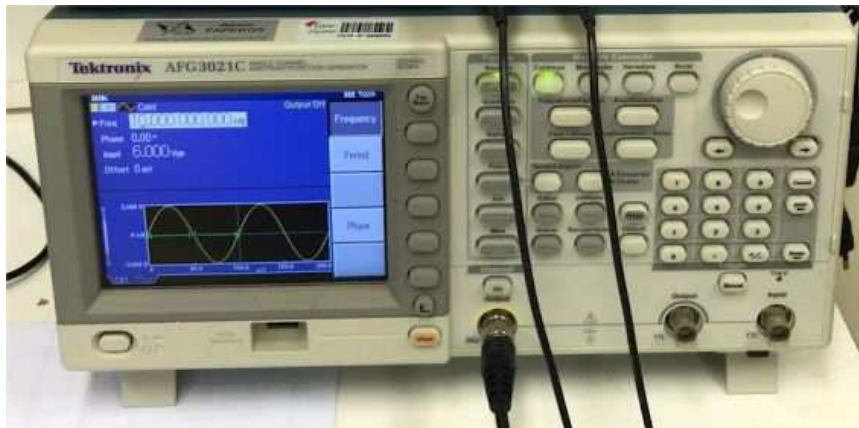


Figura 3.27 Gerador orbitário de funções – Tektronix.

As ondas geradas se propagam na forma de ondas sísmicas pela amostra até atingirem os sensores receptores instalados na base da câmara. Após passar por um amplificador de sinal, o sinal recebido é interpretado em um osciloscópio digital da série TDS2000C, da marca Tektronix® (TDS-2014 C), conforme ilustra a Figura 3.28.



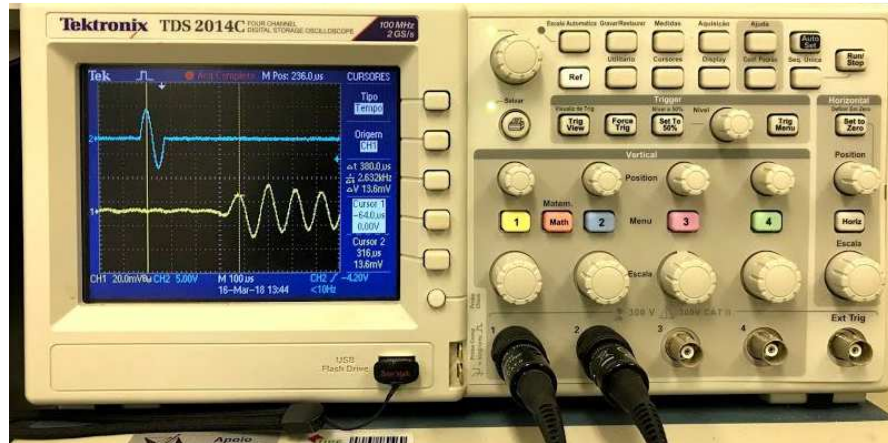


Figura 3.28 Osciloscópio de armazenamento digital – Tektronix.

### 3.4.3.3 Calibração dos *bender elements*

O sistema foi calibrado para determinar o tempo de atraso dos pares (atuador e sensor), utilizados em conjunto. O atuador e o receptor foram posicionados em contato ponta a ponta, sem aplicação de pressão para aproximação, como mostra a Figura 3.29. Com o par de *bender elements* em contato direto, os pulsos senoidais foram enviados pelo gerador de sinal ao transmissor (Figura 3.30), em intervalos de 10 ms, amplitude de  $\pm 6$  volts e frequências de 1 e 20 kHz.

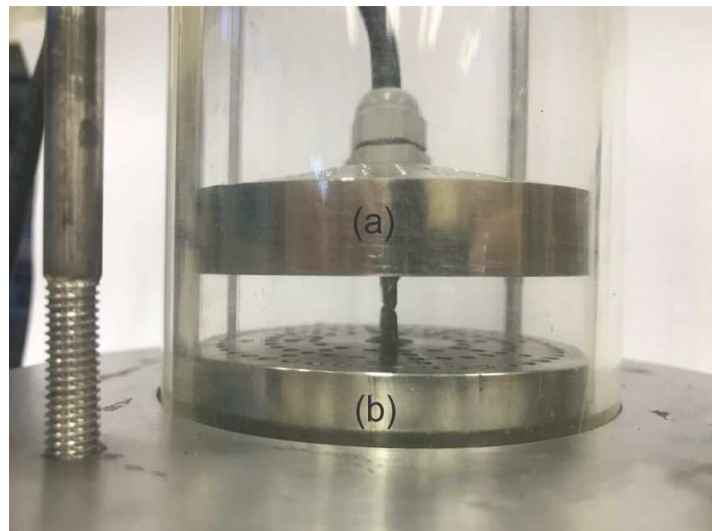


Figura 3.29 Posicionamento ponta a ponta (*peak-to-peak*) dos *bender elements*.



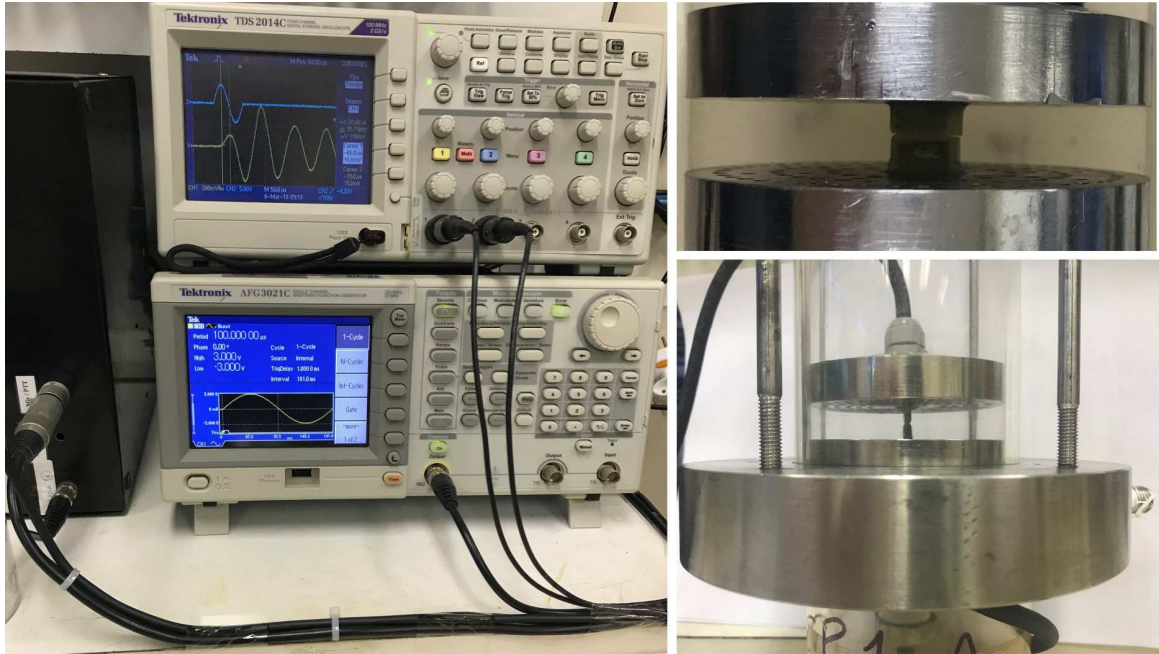


Figura 3.30 Geração e recepção das ondas senoidais.

O tempo necessário para a propagação da onda através do sistema (soldas, cabos blindados, conectores, transdutores e sistema de amplificação) medido nesta condição é chamado de atraso de tempo (DYVIK; MADSHUS, 1985; GAJO et al., 1997; ARULNATHAN et al., 1998; WANG et al., 2007; BARTAKE; SINGH, 2007). Este tempo foi medido para cada par de *bender elements* utilizado nos ensaios, sendo que pulsos de ondas senoidais com frequência de trabalho de 10 kHz e excitação de 6 volts apresentaram a melhor resposta, como exemplifica a Figura 3.31. Os tempos obtidos para o atraso do sistema durante a calibração ficaram na faixa de 5,0 a 5,5  $\mu\text{s}$ , valores esperados e também relatados na literatura (DYVIK; MADSHUS, 1985; VIGGIANI; ATKINSON, 1995; BRIGNOLLI et al., 1996; ARULNATHAN et al., 1998; WANG et al., 2007; BARTAKE; SINGH, 2007; GU, 2013).

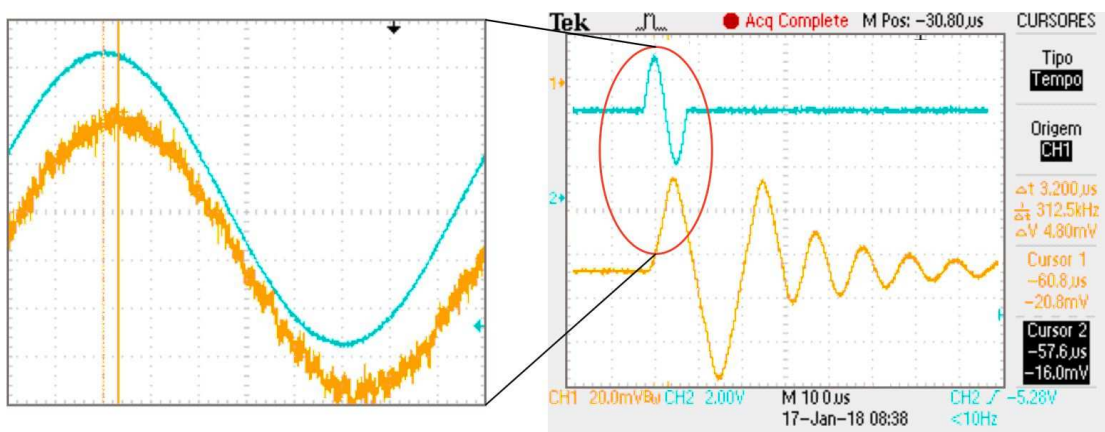


Figura 3.31 Sinal de entrada e saída de um par de BE.

O método adotado para determinar o tempo de chegada da onda S foi o intervalo entre o pico do sinal emitido e o pico do sinal recebido (pico a pico), também adotado por outros autores (ARULNATHAN et al., 1998; JOVICIC et al., 1996; LEE, 2003; LEONG et al., 2005; PENNINGTON et al., 2001; YAMASHITA et al., 2009). A vantagem apresentada para essa técnica, relatada na literatura, é a menor subjetividade, o que torna sua seleção mais simples e menos demorada. Segundo Hamlin (2014), desde que o pico correto seja selecionado, não há margem de manobra para ajustes aos valores de tempo avaliados para corresponder a uma tendência desejada, fator que confere maior confiança às tendências observadas. Entretanto, a precisão dos valores ainda pode ser questionada, porém as velocidades mais baixas calculadas têm a vantagem prática de serem conservadoras (REINHARDT; GROSSE, 2004, ROSHNARA, 2008, YAMASHITA et al., 2009, HAMLIM, 2014, KARRAY, 2015).

## 4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos no desenvolvimento do presente estudo. Assim, se encontram neste item a apresentação da caracterização dos materiais, resultados dos ensaios oedométricos e os parâmetros calculados.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

#### 4.1.1 Análise granulométrica

A distribuição granulométrica do caulim e da argila mole pode ser observada na Figura 4.1. A amostra de caulim possui composição de 34,7% de argila (<0,005 mm), 58% de fração silte (0,005-0,074) mm, 7,2% de areia fina (0,074-0,42) mm e 0,16% de areia média (0,42-2) mm. A classificação geotécnica do caulim indica que o material é caracterizado como um silte de baixa compressibilidade - ML, segundo o sistema unificado - SUCS (ASTM, 1993), e o peso específico real dos grãos é de 2,45 g/cm<sup>3</sup>. A argila mole do aeroporto, tem composição de 47,2% de argila, 38,7% de silte, 13,9% de areia fina e 0,16% de areia média. A classificação geotécnica indica que é caracterizada uma argila orgânica, OH, de média a alta plasticidade e consistência muito mole, segundo o sistema unificado – SUCS (ASTM, 1993), e o peso específico real dos grãos é de 2,53 g/cm<sup>3</sup>.

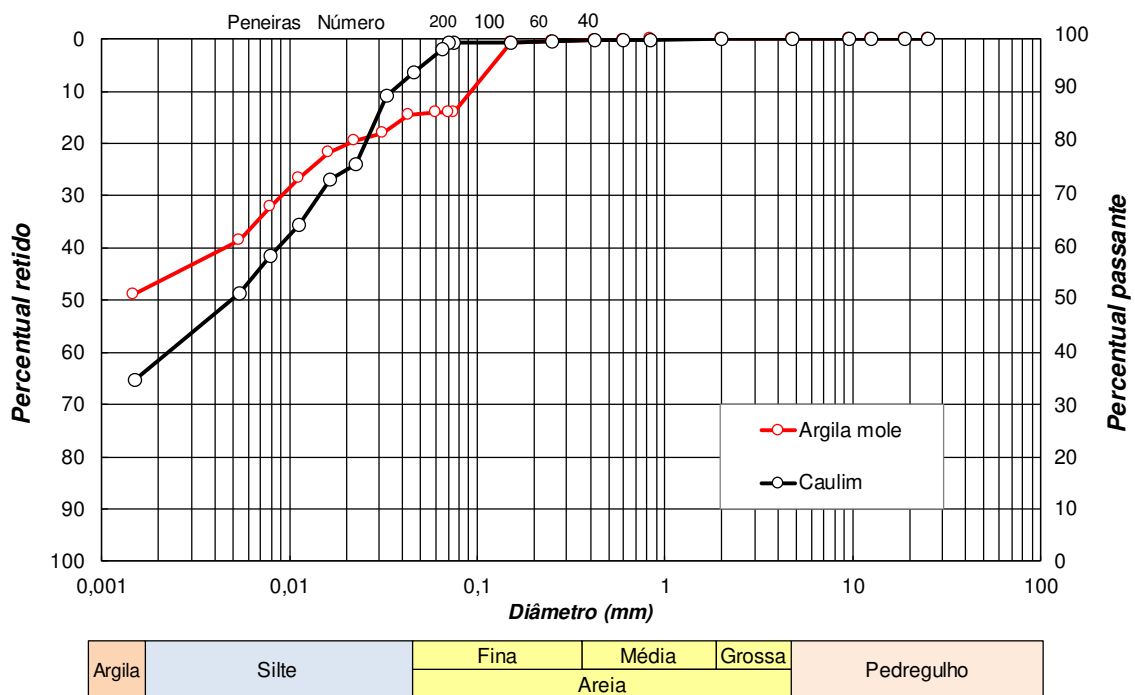


Figura 4.1 Curva granulométrica dos materiais utilizados.

#### 4.1.2 Limites de Atterberg e umidade natural

Os limites de liquidez e plasticidade obtidos para o caulim estão ilustrados Tabela 4.1. Os dados foram comparados aos obtidos por outros autores para o mesmo material.

Tabela 4.1: Limites de Atterberg obtidos para o caulim.

Índices	Obtido	Feuerharmel (2000)	Gauer (2015)
Limite de Liquidez – LL (%)	45	39	37
Limite de Plasticidade – LP (%)	32	34	25
Índice de Plasticidade – IP (%)	12,7	5	12
Umidade higroscópica (%)	5	-	-

A Tabela 4.2 ilustra os limites físicos apresentados para a argila mole e o teor de umidade natural média das amostras indeformadas extraídas com amostrador Shelby em profundidade. Para Hallal (2003), a partir de ensaios de SPT, classificou como sedimento argiloso orgânico plástico, de cor preta e consistência muito mole.

Tabela 4.2: Limites de Atterberg obtidos para argila mole.

Índices	Obtido	Soares (1997) aeroporto (6 m)	Hallal (2003) Aeroporto (1,5-6m)
Limite de Liquidez – LL (%)	130	126	108
Limite de Plasticidade – LP (%)	41	55	44
Índice de Plasticidade – IP (%)	89	71	60
Umidade natural (%)	120	122	88

#### 4.1.3 Caracterização mineralógica

A caracterização mineralógica do caulim foi realizada por difração de raio-x (DRX). Esta técnica identificou a presença de óxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ) na forma de quartzo, o argilomineral alumínio hidratado 1:1 caulinita ( $\text{Al}_2(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4$ ), que é formado do somatório de 11 partes de água a partir do microclínio. Enquanto o potássio é eliminado pela quebra realizada pela água, 66% da sílica permanece no mineral, muscovita  $\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH},\text{F})_2$  na forma mineral de filossilicato e microclínio ( $\text{KAlSi}_3\text{O}_8$ ) na forma de mineral tectossilicato, acusando a presença de potássio e alumínio. A Tabela 4.3 apresenta a composição química da amostra e a Figura 4.3 ilustra o resultado analítico do ensaio de DRX.

Tabela 4.3: Síntese da composição química do caulim.

Amostra	Fórmula Química	Composto
Caulim	$\text{SiO}_2$	Quartzo
	$\text{Al}_2(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4$	Caulinita
	$\text{K}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$	Microclínio
	$\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH},\text{F})_2$	Muscotiva

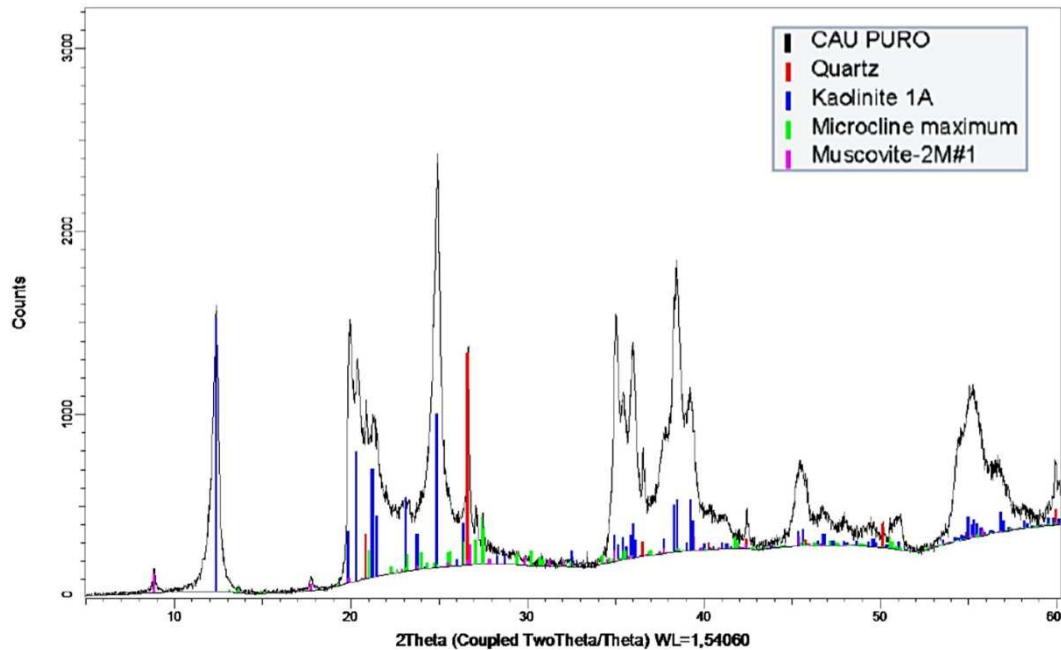


Figura 4.2 Difração de raio-x obtido para o caulim.

O estudo para a identificação das fases cristalinas foi efetuado através do método do pó, mediante o emprego de difratômetro de raio-x com detector sensível a posição. A identificação foi obtida por comparação do difratograma da amostra com os bancos de dados PDF2 do ICDD. Desta forma, o resultado quanto à composição química da amostra de argila mole está apresentado na Tabela 4.4, e ilustrado na Figura 4.4.

Tabela 4.4: Síntese dos compostos químicos da argila mole.

Amostra	Fórmula Química	Composto
Argila mole	$\text{SiO}_2$	Quartzo
	$\text{FeS}_{1,96}$	Piritita
	$\text{K}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$	Microclínio
	$\text{Na}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$	Albita
	$\text{Al}_2(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4$	Caulinita
	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	Hematita
	$\text{Na}_{0,3}(\text{Al},\text{Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	Esmeclita

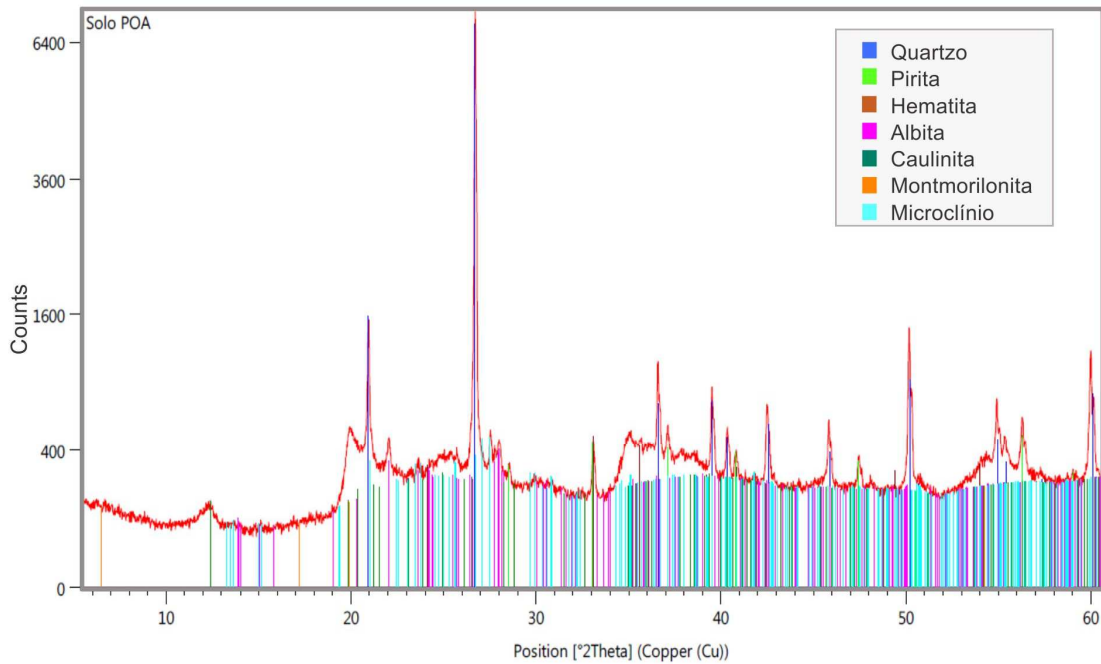


Figura 4.3 Difração de raio-x obtido para a argila mole.

O difratograma obtido, picos em vermelho, são assinaladas as linhas de difração correspondente às fases identificadas, para cada cor distinta.

## 4.2 CAULIM

### 4.2.1 Ensaio de adensamento

Os ensaios de adensamento se iniciaram para avaliar a influência das características do fluido intersticial nos parâmetros de adensamento. As amostras de caulim foram reconstituídas com água destilada e pesadas diretamente nas câmaras oedométricas, com umidade acima dos 60%. Posteriormente, as amostras foram submetidas ao contato com água destilada e solução (contaminante) de ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ), em diferentes concentrações, 0,001 mol/L (pH3 ou 2%); 0,01 mol/L (pH2 ou 6%) e, 1 mol/L (pH0 ou 10%), até a estabilização do pH da fonte. Nas Tabelas 4.1 e 4.2 estão apresentados os dados referentes aos índices de moldagem e, respostas após o carregamento vertical dos corpos de prova ensaiados, no equipamento modificado (M) e prensa de adensamento convencional (C).

Tabela 4.5: Dados de moldagem e respostas ao carregamento unidimensional das amostras de caulim ensaiados.

C (%)	pH	CP	Massa (g)	H <sub>1</sub> (mm)	H <sub>2</sub> (mm)	w <sub>i</sub> (%)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>
0		1	174,1	28,96	22,78	63,1	33,6	1,51	0,97
0	7	2	174,1	28,51	22,39	63,1	37,2	1,47	0,94
0		3	174,1	28,68	22,51	63,1	33,3	1,48	0,95
2		4	174,1	28,56	22,08	63,1	38,6	1,47	0,91
2	3	5	174,1	28,90	22,13	63,1	32,7	1,50	0,92
2		6	174,1	28,68	22,18	63,1	33,8	1,53	0,96
6		7	174,1	29,34	21,56	64,1	33,7	1,56	0,88
6	2	8	174,1	29,50	21,94	64,1	37,2	1,57	0,91
6		9	174,1	29,73	21,57	64,1	33,3	1,59	0,88
10		10	174,1	28,84	21,44	64,1	42,1	1,51	0,87
10	0	11	174,1	29,65	21,92	64,1	32,6	1,58	0,91
10		12	174,1	29,58	21,80	64,1	33,8	1,58	0,90

Tabela 4.6: Dados de moldagem e resposta aos carregamentos das amostras de caulim, ensaiados na prensa de adensamento convencional (C).

Tipo da Amostra	CP	Massa (g)	H <sub>1</sub> (mm)	H <sub>2</sub> (mm)	w <sub>i</sub> (%)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>
caulim	1	61,0	2,0	15,74	63,4	35,9	1,53	0,99
	2	61,9	2,0	15,56	64,0	36,2	1,50	0,94
	3	61,0	2,0	15,63	63,0	36,4	1,52	0,97

Analisando as amostras ensaiadas, tanto no equipamento modificado como na prensa de adensamento convencional, pode-se verificar a pequena variação nos índices fixados, como: altura inicial e índice de vazios. As pequenas variações podem ser atribuídas a fluidez da mistura preparada, função da elevada umidade e, os procedimentos de moldagem, medição e pesagem. Tal variação observada na moldagem, aparentemente, não influenciou a magnitude das respostas e, as curvas de respostas dos índices de vazios em função da tensão vertical aplicada, foram normalizadas, minimizando potenciais efeitos atribuídos as variações iniciais dos índices de vazios.

Uma análise mais detalhada pode ser realizada, a partir dos resultados das amostras reconstituídas, com água destilada como fluido intersticial, Figuras 4.1 e 4.2, onde as curvas estão plotadas com os índices de vazios normalizados ( $e/e_0$ ), em função do logaritmo da tensão vertical aplicada ( $\log \sigma'_v$ ), ensaiadas com água destilada (pH7), no equipamento modificado e na prensa convencional, respectivamente.

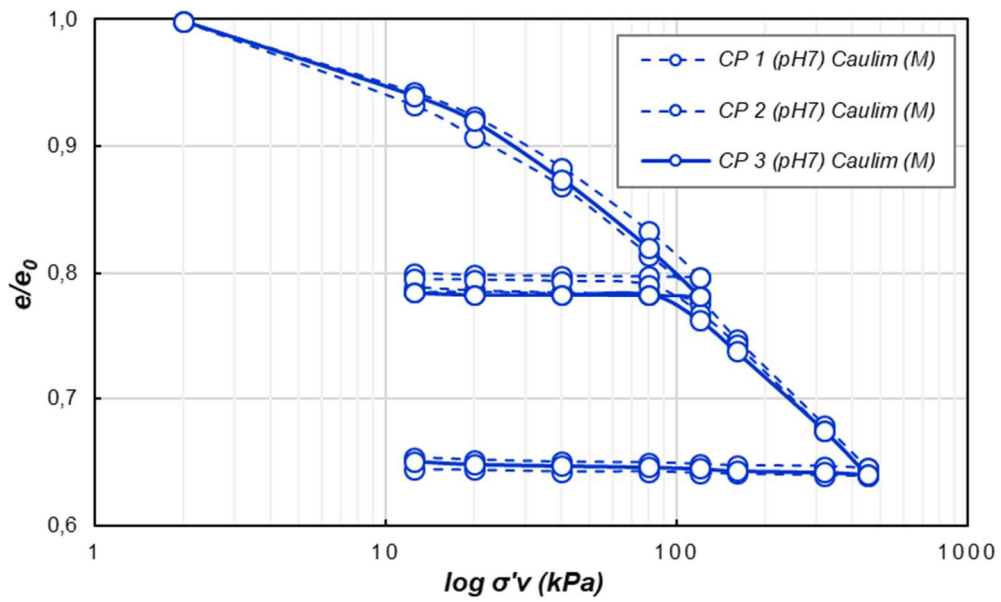


Figura 4.4 Curva de adensamento do caulim com água destilada no equipamento modificado.

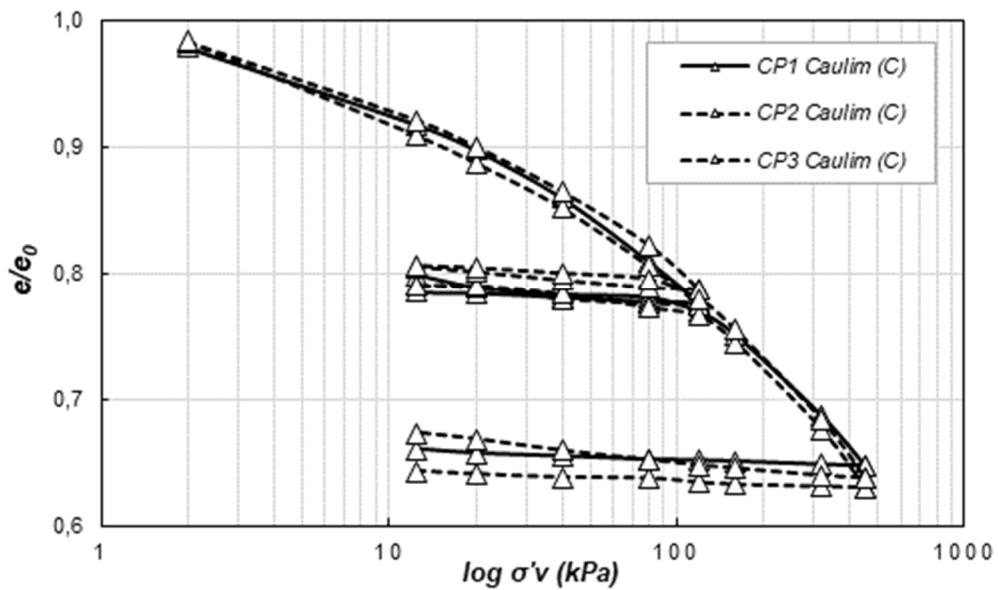


Figura 4.5 Curva de adensamento do caulim com água destilada na prensa de adensamento convencional (C).

As curvas de adensamento resultantes dos ensaios, de ambos os dispositivos, equipamento modificado e prensa convencional, são confrontados na Figura 4.7. As amostras ensaiadas foram submetidas ao mesmo fluido intersticial, água destilada e, análoga metodologia de ensaio.



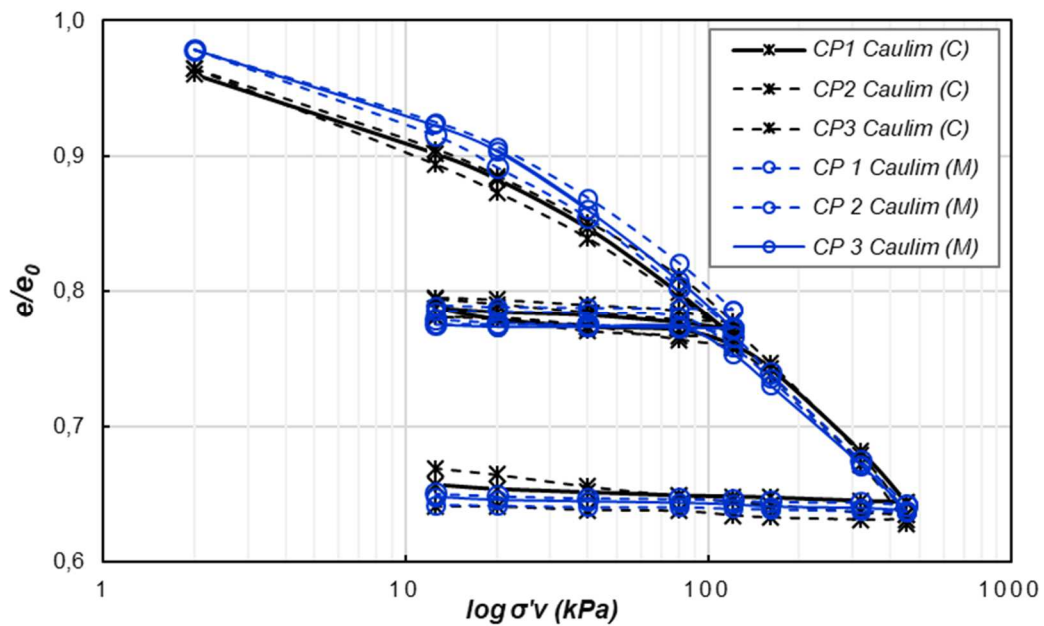


Figura 4.6 Curva de adensamento do caulim ensaiado em ambos os dispositivos.

Com base nas respostas dos ensaios realizados na prensa de adensamento convencional, de forma complementar e como critério comparativo à validação do equipamento modificado, é possível assumir que ambos os dispositivos apresentaram repetibilidade e mesma magnitude na resposta. Outros autores, (por ex. Trhliková et al., 2012; Trhliková 2013), relataram comportamento com tendências semelhantes, ao observado nessa tese, submetidos a condições similares de compressão isotrópica, variando na faixa de 0 kPa a 400 kPa.

Os ensaios de adensamento nas amostras de caulim, com fluido intersticial contendo ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ), em diferentes percentuais, 2%, 6% e 10%, ou concentrações de, 0,001 mol/L (ou pH3), 0,01 mol/L (ou pH2) e 1 mol/L (ou pH0), foram realizados no equipamento modificado em função da resistência ao ataque ácido. As Figuras 4.8, 4.9 e 4.10, ilustram as respostas das curvas de adensamento para caulim sob condições ácidas, mencionadas anteriormente e, plotadas com os índices de vazios normalizados ( $e/e_0$ ) em função da tensão vertical ( $\log \sigma'_v$ ).

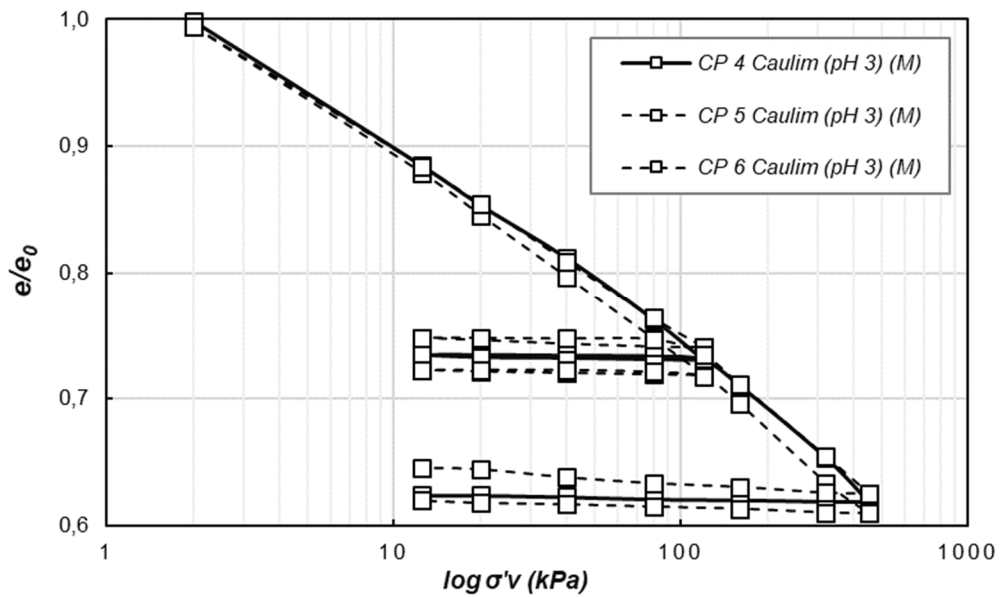


Figura 4.7 Curva de adensamento do caulim com  $H_2SO_4$  (2%).

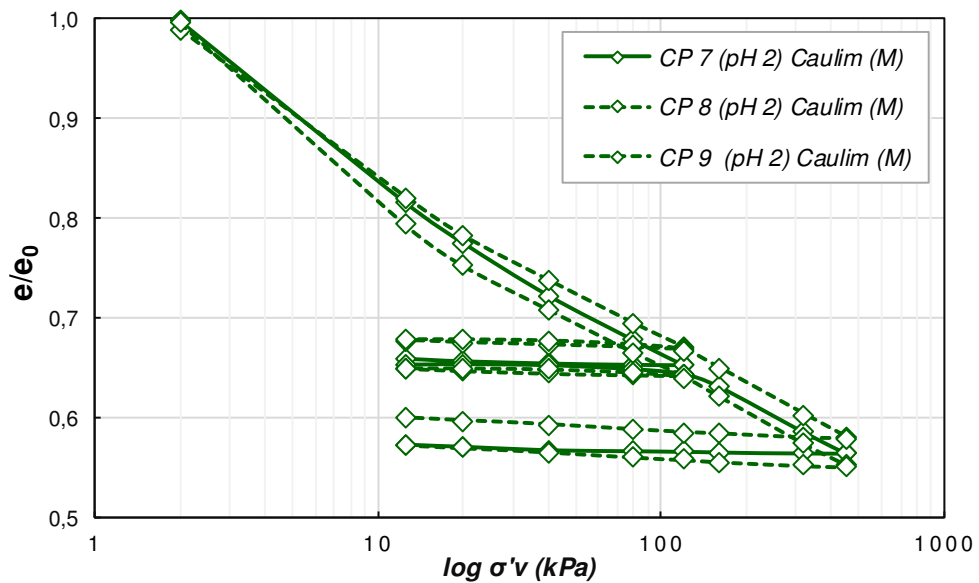


Figura 4.8 Curva de adensamento do caulim com  $H_2SO_4$  (6%).

Com a adição de ácido sulfúrico nos ensaios, fluido dos poros da amostra, é possível observar alterações no seu comportamento, indiferente da concentração ou percentual, todos apresentam alterações nas curvas de adensamento, desde os estádios iniciais de carregamento até os níveis mais elevados de tensão.

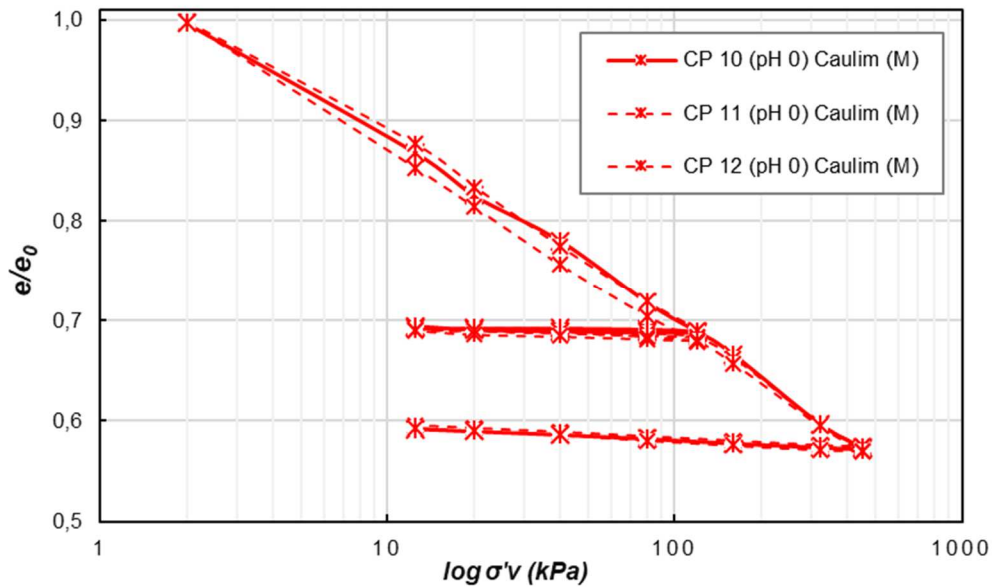


Figura 4.9 Curva de adensamento do caulim com  $H_2SO_4$  (10%).

Os ensaios realizados com água destilada e todos os percentuais de ácido sulfúrico são confrontados na Figura 4.11, a qual apresenta compilação das curvas de adensamento das amostras de caulim, submetido aos diferentes tratamentos, ou fluido nos poros, sendo eles: água destilada e percentuais de ácido sulfúrico, 2% ou pH3, 6% ou pH2 e 10% ou pH0.

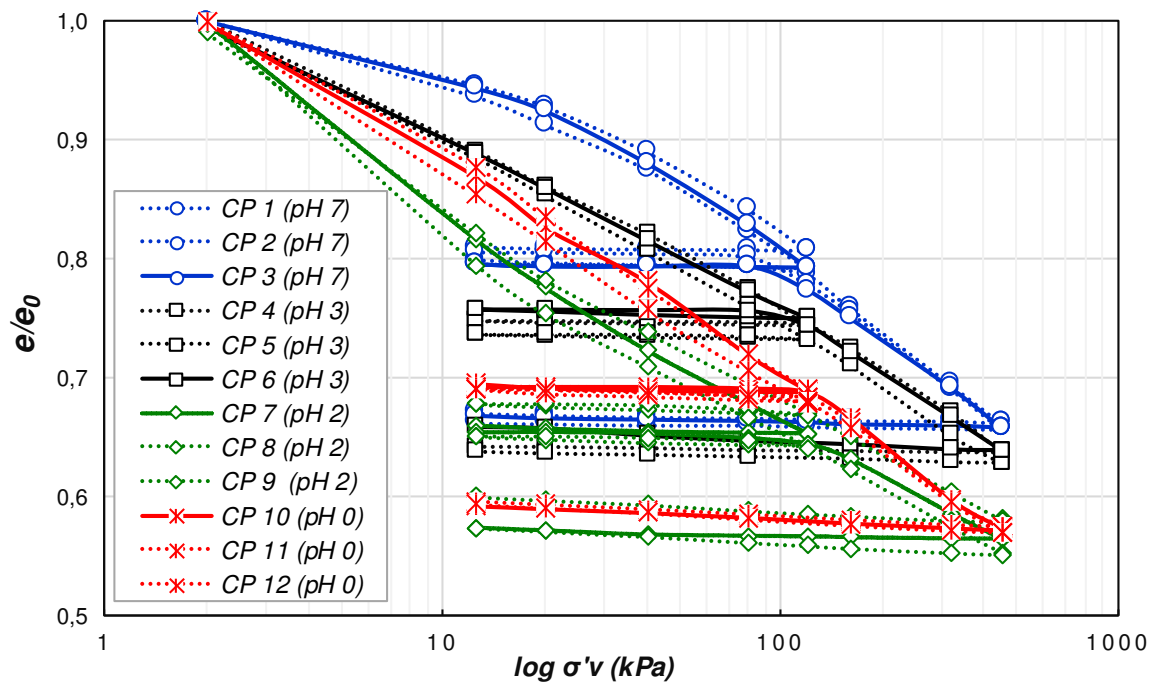


Figura 4.10 Curvas de adensamento do caulim com as diferentes concentrações de ácido sulfúrico ensaiado.

As curvas de adensamento variam de forma devido à presença do fluido ácido, sendo que os índices de vazios normalizados ( $e/e_0$ ), plotados em função da tensão vertical ( $\log \sigma'_v$ ), demonstram tendência forte a aceleração nas deformações durante o adensamento, com os teores mais pronunciados de ácido sulfúrico nos poros das amostras. Tal comportamento pode estar associado aos efeitos mecânicos e físico-químico atuando no adensamento. As amostras com 2% de ácido sulfúrico (pH3) apresentaram maior redução de volume em relação a água destilada, para um mesmo nível de tensões. Entretanto, não há correspondência direta entre o aumento da concentração de  $H_2SO_4$  com o aumento da compressibilidade das amostras. As amostras ensaiadas com maiores percentuais de ácido, 6% e 10% apresentaram redução de volume semelhante e pronunciado adensamento principalmente se comparadas aos tratamentos com 2% de  $H_2SO_4$  e, com água destilada apenas.

A compressibilidade das argilas é influenciada por efeitos mecânicos e físico-químicos (Olson e Mesri, 1970), a depender do tipo de mineral, cátion saturante e fluido dos poros. O termo mecânico é utilizado para indicar as interações de curto alcance entre partículas, as quais são controladas pelas propriedades físicas das partículas minerais, isto é, pela sua força, flexibilidade e fricção superficial. Enquanto, físico-químico significa interações comparativamente de longo alcance entre partículas, especialmente por meio da dupla camada difusa.

Segundo alguns autores (por ex. Olson e Mesri, 1979; Retnamony, 1998), a compressão virgem da caulinita e illita, mesmo com fluidos intersticiais polares, seria controlada predominantemente pelos efeitos mecânicos, enquanto que, os efeitos físico-químico controlariam a compressibilidade das argilas. Quando utilizados fluidos não polares, a camada difusa na borda da argila é suprimida e a compressibilidade dos minerais de argila, de uma forma geral, será influenciada principalmente pelos efeitos mecânicos (SRIDHARAN e RAO, 1976).

Chavali (2018) em investigação com caulim sob condições de água destilada e ácido sulfúrico como fluido intersticial, verificou elevação do coeficiente de compressão, de 0,18 para valores da ordem de 0,35. Para Gratchev e Towhata (2016), pode-se esperar que o efeito das mudanças mineralógicas seja mais significativo, no comportamento de mudança de volume do caulim, do que o efeito de adsorção do ânion, já que a estrutura mineral falha durante a contaminação por ácido.

#### 4.2.2 Parâmetros de adensamento

A partir das curvas de compressibilidade foram calculados os parâmetros de adensamento, tais como, o índice de compressão ( $C_c$ ), índice de descompressão ou inchamento ( $C_s$ ), coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) e o coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ). Nas Tabelas 4.7 e 4.8, estão apresentados respectivamente, os parâmetros de adensamento calculados para o caulim, a partir dos testes realizados no equipamento modificado e ensaios complementares realizados na prensa de adensamento convencional.

Tabela 4.7: Parâmetros de adensamento obtidos para o caulim ensaiados com fluido intersticial ácido.

<b>C (%) (pH)</b>	<b><math>C_c</math></b>	<b><math>C_s</math></b>	<b><math>m_v</math> (kPa<sup>-1</sup>)</b>
0; (pH 7)	0,22	0,010	0,00071
0; (pH 7)	0,20	0,004	0,00066
0; (pH 7)	0,22	0,005	0,00068
2; (pH 3)	0,23	0,010	0,00063
2; (pH 3)	0,24	0,007	0,00060
2; (pH 3)	0,23	0,012	0,00054
6; (pH 2)	0,27	0,014	0,00070
6; (pH 2)	0,25	0,011	0,00054
6; (pH 2)	0,26	0,010	0,00069
10; (pH 0)	0,34	0,010	0,00073
10; (pH 0)	0,30	0,011	0,00067
10; (pH 0)	0,28	0,016	0,00060

Tabela 4.8: Parâmetros de adensamento obtidos para o caulim em ensaios com água destilada.

<b><math>C_c</math></b>	<b><math>C_s</math></b>	<b><math>m_v</math> (kPa<sup>-1</sup>)</b>
0,204	0,005	0,00066
0,196	0,020	0,00061
0,190	0,022	0,00060

Considerando os dados anteriores, os valores do índice de compressão ( $C_c$ ) variaram de 0,19 a 0,34, enquanto que os índices de descompressão ( $C_s$ ) ficaram na faixa de 0,004 a 0,016. Já os valores do coeficiente da variação volumétrica ( $m_v$ ), apresentaram variação na faixa entre 5,4E-4 kPa<sup>-1</sup> a 7,3E-4 kPa<sup>-1</sup>.

O índice de compressão e de variação volumétrica calculados para as amostras de caulim submetidas a todos os tratamentos, água destilada pH 7 (0%), pH 3 (2%), pH 2 (6%) e pH 0 (10%), estão ilustrados nas Figura 4.11 e 4.12, respectivamente.

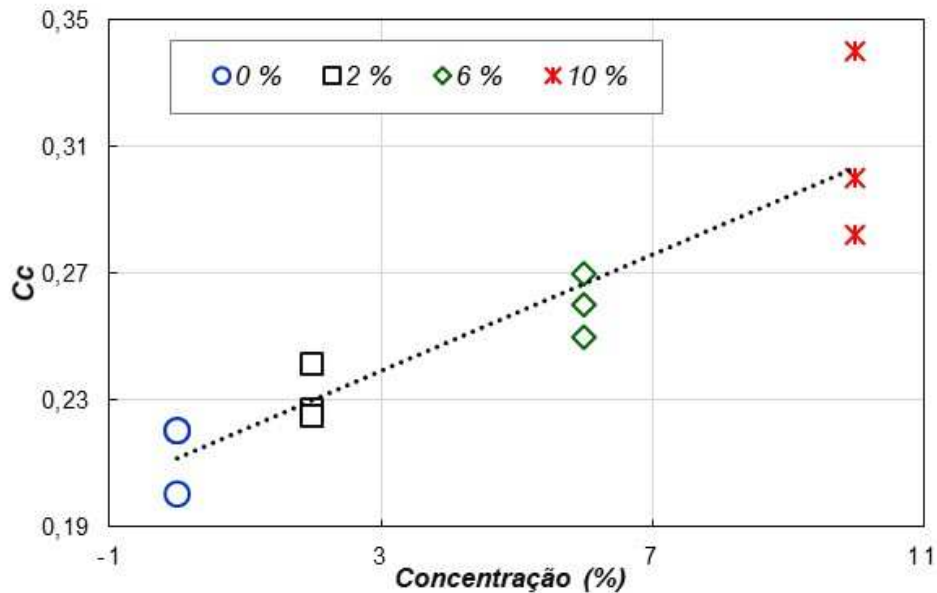


Figura 4.11 Variação do índice de compressão das amostras de caulim.

É possível verificar a tendência de aumento da compressibilidade quando o fluido intersticial apresenta maiores concentrações de  $H_2SO_4$ , sendo que a variação é aproximadamente linear para a faixa de concentração analisada. Em ensaios de laboratório, Retnamony (1998), verificou a tendência da variação de  $C_c$  em função do carregamento vertical, para a caulinita, illita e quartzo com fluido intersticial de baixo pH. Outros autores (por. ex.: Olson e Mesri, 1970; Sridharan e Rao, 1976), também avaliaram a mesma tendência em relação aos fatores mecânicos e físico-químicos, conhecidos por influenciar o comportamento de compressibilidade elástica dos grãos e pelas características de fricção da superfície.

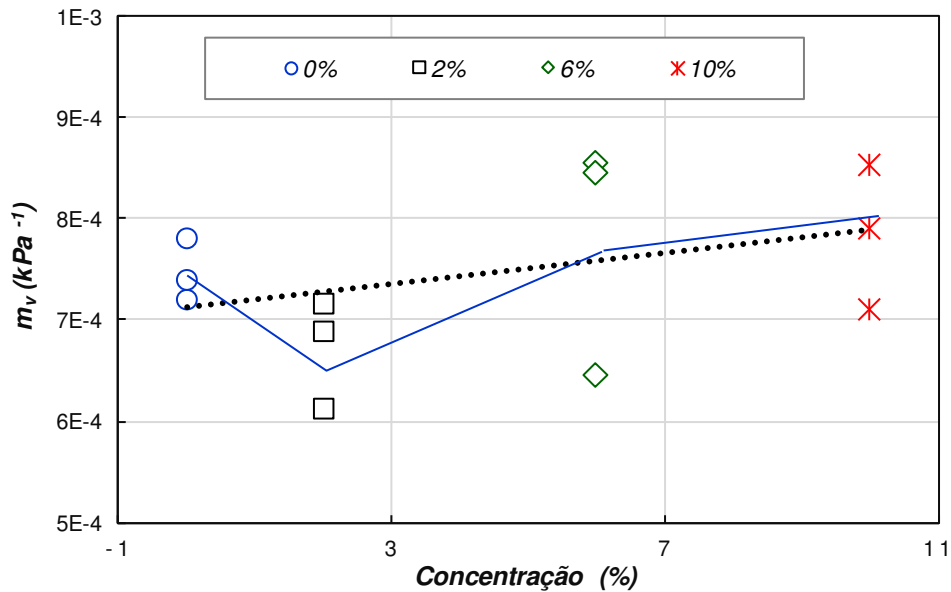


Figura 4.12 Coeficiente de variação volumétrica para o caulim.

O comportamento do coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) foi verificado para as faixas de tensão entre (50 a 100) kPa, onde foi perceptível a alteração deste parâmetro com o aumento na concentração de  $H_2SO_4$  no fluido intersticial. Entretanto a variabilidade de resultados é significativa e os padrões de variação inconclusivos. Com solução de teor mais baixo, 0,001 mol/L (2%) observou-se leve tendência de redução deste parâmetro. Porém, com o uso das concentrações mais elevadas, (0,01 e 1) mol/L (6% e 10%) ocorre elevação nos valores.

#### a) Coeficiente de adensamento vertical

A determinação do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) foi calculado através do método de Taylor, exemplificado na Figura 4.13. Na Tabela 4.9 estão os valores obtidos para os coeficientes de adensamento vertical ( $C_v$ ) das amostras de caulim, ensaiados no equipamento modificado submetidas à água destilada (pH7) e em solução com ácido sulfúrico (2%, 6% e 10%). Já a Tabela 4.10 mostra os valores referente aos ensaios de adensamento da prensa de adensamento convencional, onde o fluido utilizado foi água destilada.

Tabela 4.9: Coeficiente de adensamento vertical calculado para o caulim em ensaios com água destilada e H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

$\sigma$ (kPa)	0% (pH 7)			2% (pH 3)			6% (pH 2)			10% (pH 0)		
	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	CP 5	CP 6	CP 7	CP 8	CP 9	CP 10	CP 11	CP 12
	m <sup>2</sup> /ano											
12,5	1,59	1,57	1,11	0,03	0,09	0,06	0,12	0,10	0,25	0,01	0,02	0,03
20	0,99	0,70	1,21	0,10	0,11	0,10	0,28	0,28	0,28	0,06	0,09	0,11
40	0,44	0,60	0,46	0,24	0,27	0,29	0,55	0,50	0,75	0,20	0,30	0,28
80	0,34	0,43	0,38	0,51	0,44	0,68	1,21	1,00	1,50	0,53	0,44	0,49
120	0,87	0,57	0,57	0,46	0,69	0,83	1,24	1,69	1,02	0,73	0,60	0,61
160	0,81	1,07	0,88	1,34	1,15	0,60	1,11	1,64	1,51	0,56	0,58	0,83
320	1,83	1,48	1,61	2,62	1,89	2,48	2,91	1,95	2,88	1,43	1,42	1,27
450	0,88	1,07	0,65	2,97	2,14	1,03	0,97	2,37	1,49	0,94	0,54	0,49

Tabela 4.10: Coeficiente de adensamento vertical calculado para o caulim com água destilada (prensa adensamento convencional).

$\sigma$ (kPa)	CP 1	CP 2	CP 3
	m <sup>2</sup> /ano		
12,5	1,83	1,66	1,80
20	0,92	0,98	1,00
40	0,86	0,81	0,84
80	0,89	0,52	0,53
120	1,30	0,74	0,90
160	0,96	1,25	0,61
320	1,21	1,43	1,19
450	0,98	0,34	0,52

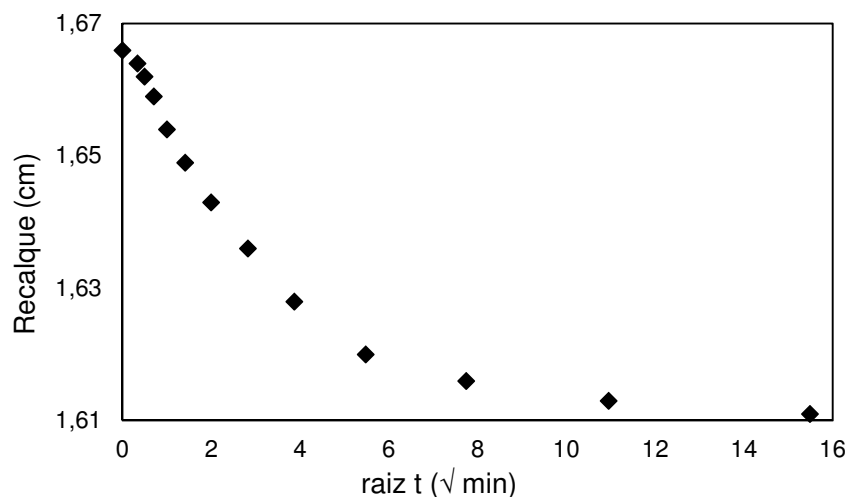


Figura 4.13 Método de Taylor adotado para determinação do Cv.



A Figura 4.14, ilustra como critério de comparação, a resposta do coeficiente de adensamento vertical para as amostras de caulim, ensaiadas no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional. Os valores apresentados fazem referência apenas aos corpos de prova ensaiados com água destilada.

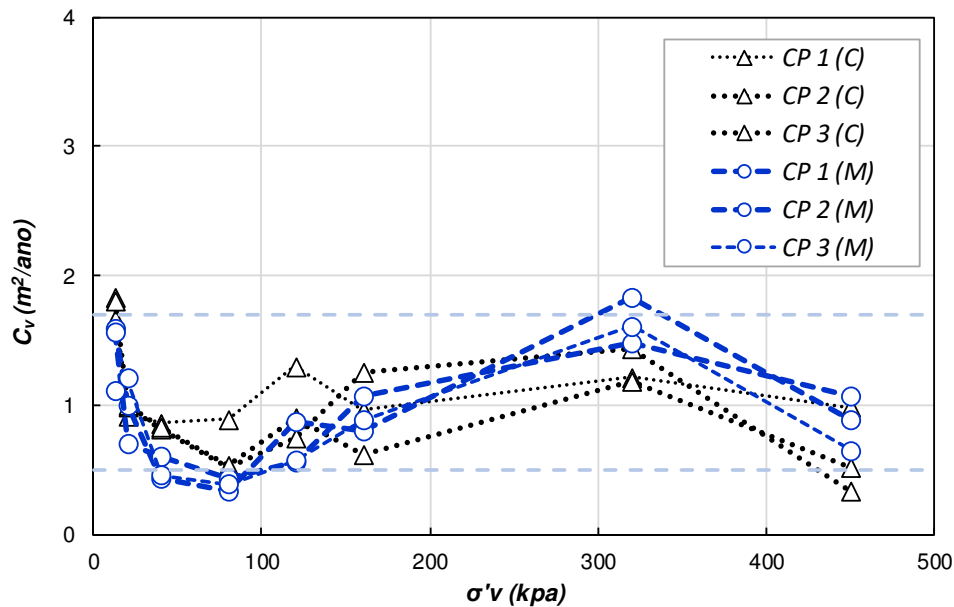


Figura 4.14 Comportamento do  $C_v$  do caulim ensaiado com água destilada em ambos os dispositivos.

O coeficiente de adensamento vertical obtido para o caulim ensaiado no equipamento modificado, apresentou valores de mesma ordem de grandeza aos obtidos na prensa de adensamento convencional e, naturalmente sob as mesmas condições de contorno. Esta evidência indica o uso do equipamento modificado nos ensaios do programa experimental não compromete a repetibilidade ou magnitude das respostas.

As Figuras 4.15 e 4.16, respectivamente, apresentam o coeficiente de adensamento vertical obtido para os corpos de prova, ensaiados sob todas as condições de tratamento, como segue: água destilada (pH7 ou 0%) são os CP1 ao CP3, e referente as diferentes concentrações de ácido sulfúrico são: 0,001 mol (pH3 ou 2%) para o CP4 ao CP6, 0,001 mol/L (pH2 ou 6%) para o CP7 ao CP9 e, para a concentração de 1 mol/L (pH0 ou 10%) para o CP10 ao CP12.

As variações dos parâmetros de compressibilidade mostram, que os efeitos químicos podem atenuar em uma determinada concentração, concentração limite, e aparentemente abrandam com o aumento da tensão vertical, após os incrementos de carga mais elevados. Esta tendência de comportamento pode ser verificada, a partir das curvas apresentadas pelo  $C_v$ ,

onde o coeficiente de adensamento está em função da tensão de consolidação aplicada. As curvas de adensamento apresentadas, indicam uma aparente aproximação do  $C_v$ , até a faixa de tensão de 160 kPa e, após os carregamentos incrementais, ocorre pequena tendência ao aumento e posterior inflexão, indicando leve retração deste parâmetro.

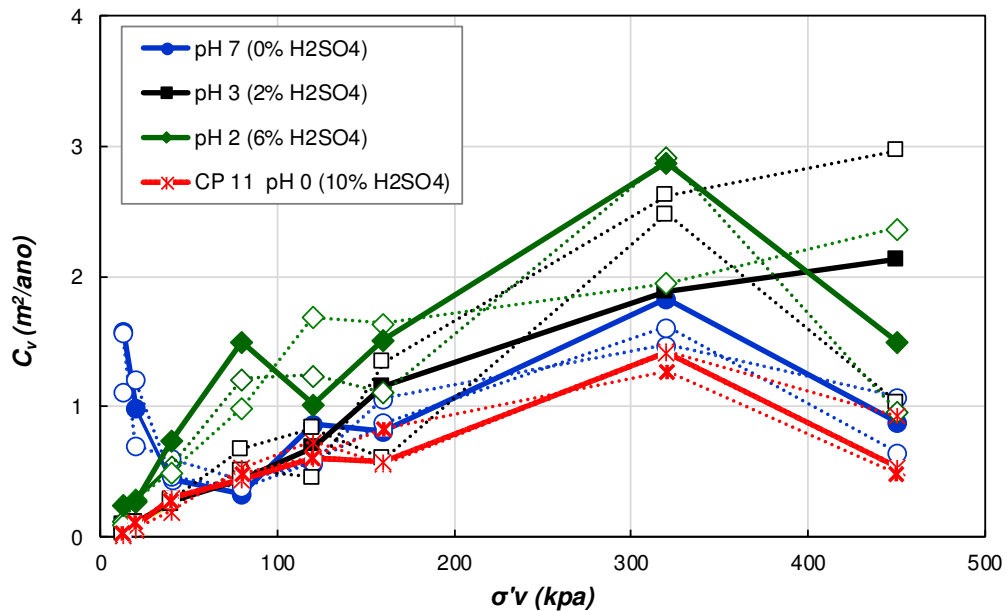


Figura 4.15 Coeficiente de adensamento vertical do caulim submetido aos percentuais de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> (0%, 2%, 6% 10%).

O coeficiente de adensamento vertical observado no caulim não se apresenta necessariamente constante, Tabela 4.11, mas sim, varia com a pressão de consolidação, isso é relatado por diferentes autores e tipos de amostras. Ainda, além deste parâmetro não ser constante com a pressão de consolidação como previsto por Terzaghi e Peck (1967), sua variação com a pressão de consolidação é dependente do tipo de mineral argila. Sendo observada a tendência ao aumento deste parâmetro com o aumento da pressão de consolidação (SAMARASINGHE et al., 1982; SRIDHARAN et al., 1994). Tais observações de tendência crescente ou decrescente para o  $C_v$  com a pressão de consolidação para diferentes solos deve ser aprofundada.

Tabela 4.11: Variação do coeficiente de adensamento em função a tensão de consolidação.

Autores	Tipo de solo	LL (%)	IP (%)	Variação $C_v \times \sigma'_v$
Leonards e Ramiah (1959)	Argila residual	59	31	Diminuição
	Argila siltosa	28	8	Aumento
Samarasinghe et al. (1982)	Bentonita	118	72	Diminuição
	Caulinita	-	-	Aumento
Nakase et al. (1984)	Areia de Kawasaky	53,6	26,9	Aumento
Sridharan et al. (1994)	Caulinita	49	11,8	Aumento

A Figura 4.16, ilustra o comportamento do coeficiente de adensamento vertical em função da tensão vertical, onde se verifica uma potencial tendência a elevação deste parâmetro e, como já comentado, possivelmente devido ao aumento na dominância do efeito mecânico, pelo menos em partes, pois, aparentemente existe uma concorrência entre ambos. Assim, a resposta do  $C_v$  ao aumento da pressão de consolidação pode ser regida por fatores mecânicos e físico-químicos que governam a compressibilidade.

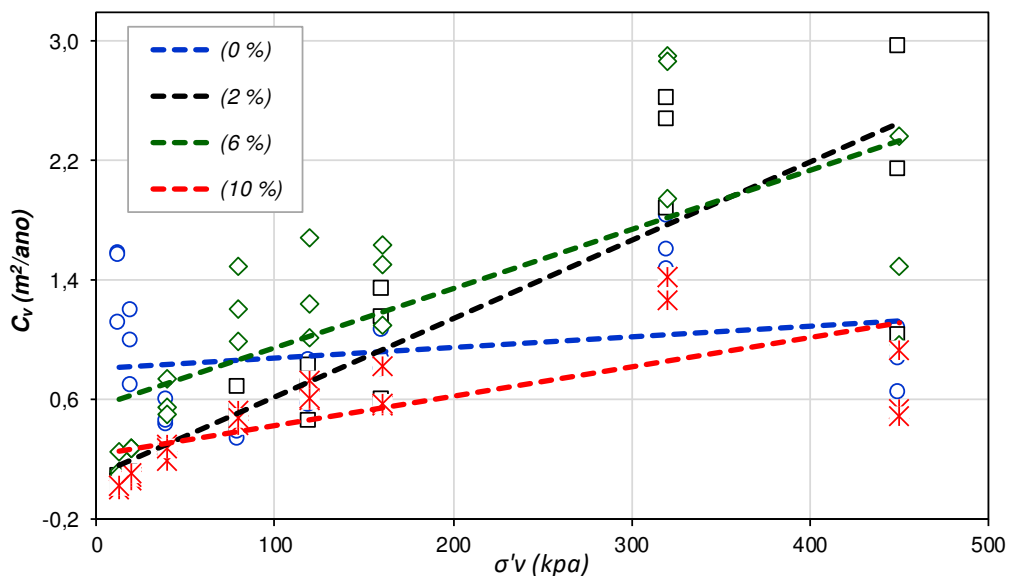


Figura 4.16 Coeficiente de adensamento para o caulim, com percentuais de  $H_2SO_4$ .

A tendência à elevação do  $C_v$  é manifestada com o aumento da tensão vertical aplicada e, essencialmente devido à dominância de efeitos mecânicos (Raju et al., 1995; Di Maio, 1996; Sridharan e Nagaraj, 2004; Gajo e Maines, 2007), enquanto que a sua diminuição está relacionada ao aumento do efeito físico-químico (ROBINSON; ALLAM, 1998; NGUYEN et al.,

2013). Este comportamento sugere que no caulim, o  $C_v$  diminui ou aumenta com a pressão, dependendo se o comportamento da compressão virgem é controlado principalmente por processos mecânicos ou fatores físico-químicos.

A Figura 4.17 ilustra a variação do coeficiente de adensamento vertical em função da concentração de  $H_2SO_4$ . Ao analisar as respostas deste parâmetro quando confrontado com as concentrações e os respectivos níveis de carga, parece consistente inferir que até 80kPa de carregamento existe uma concorrência entre ambos, a partir dos 120kPa aos 450kPa parece haver uma predominância dos efeitos físico-químico aos mecânicos, ao menos para as amostras contendo algum teor de contaminante. Nas amostras contendo apenas água destilada, o comportamento foi contrário, com redução do  $C_v$  ao longo dos incrementos de carga.

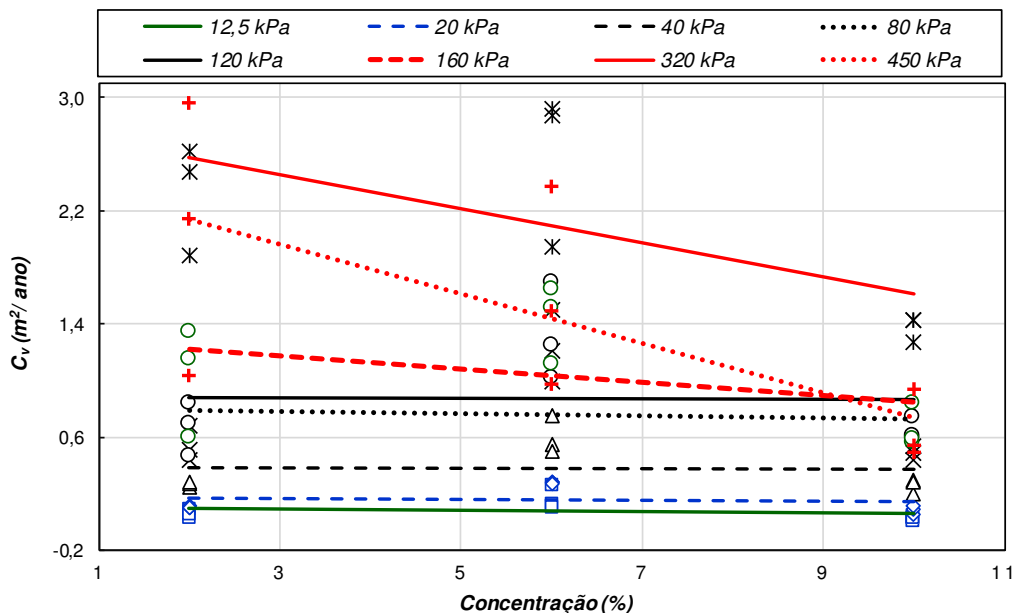


Figura 4.17 Variação do  $C_v$  ao aumento nas concentrações de  $H_2SO_4$  no fluido intersticial.

Uma explicação para tal comportamento poderia estar vinculada ao maior tempo de contato do contaminante ácido com as partículas das amostras, considerando que o procedimento de ensaio de adensamento os carregamentos incrementais perduram por semanas. Wahid et al., 2011a, 2011b, verificaram mudanças decorrentes do contato com ácido sulfúrico, com a substancial influência na dissolução de minerais e a degradação de arestas de partículas, o que favoreceu a diminuição do coeficiente de adensamento. Cui et al. (2013) e Nguyen et al. (2013) observaram uma diminuição seguida de um aumento de  $C_v$ , confirmando se tratar da evidência quanto a competição dos efeitos mecânico e físico-químico.

A competição entre a predominância dos efeitos mecânicos e físico-químico pode ser inferida ao observar o comportamento de consolidação das amostras de caulim com a variação dos teores do fluido intersticial em ácido sulfúrico. Para os autores, Rand e Melton (1977), Ma e Pierre (1999), as diferentes associações de partículas podem levar a diferentes estruturas e resistência a tensões de cisalhamento, as quais são moduladas pelas forças interpartículas. De acordo com observações de Rand e Melton (1977), corroboradas por Wang e Siu (2006), com  $\text{pH} > 5$  a aresta e a face das partículas estão carregadas negativamente, de modo que prevalece a repulsão da camada dupla e o favorecimento da estruturação dispersa-defloculada, baixa tensão de atração. Entretanto, a  $\text{pH} < 5$ , a floculação entre aresta e face da partícula (EF) prevalece, por causa das forças de atração de Coulumb, proporcionalmente entre a face de carga oposta (negativo) e a aresta (positivo), ocasionando forças interpartículas mais fortes. A partir das observações apresentadas por diferentes autores, é possível inferir que o fluido intersticial, com  $\text{pH}$  baixo, reduz a tensão entre as partículas em função do aumento da concentração de eletrólitos, isso gera um favorecimento da compressão das duplas camadas, arestas e superfícies. Portanto, com a redução da atração efetiva de Coulumb e, o conseguinte enfraquecimento na formação da estrutura floculada (EF), corroborado por diversos autores (por ex.: OLPHEN, 1991; SANTAMARINA et al., 2001, 2002; WANG e SIU, 2006), ilustrado nas Figuras 4.18 e 4.19. Em consequência deste enfraquecimento, a agregação face a face (FF) é promovida devido a redução da repulsão entre as faces.

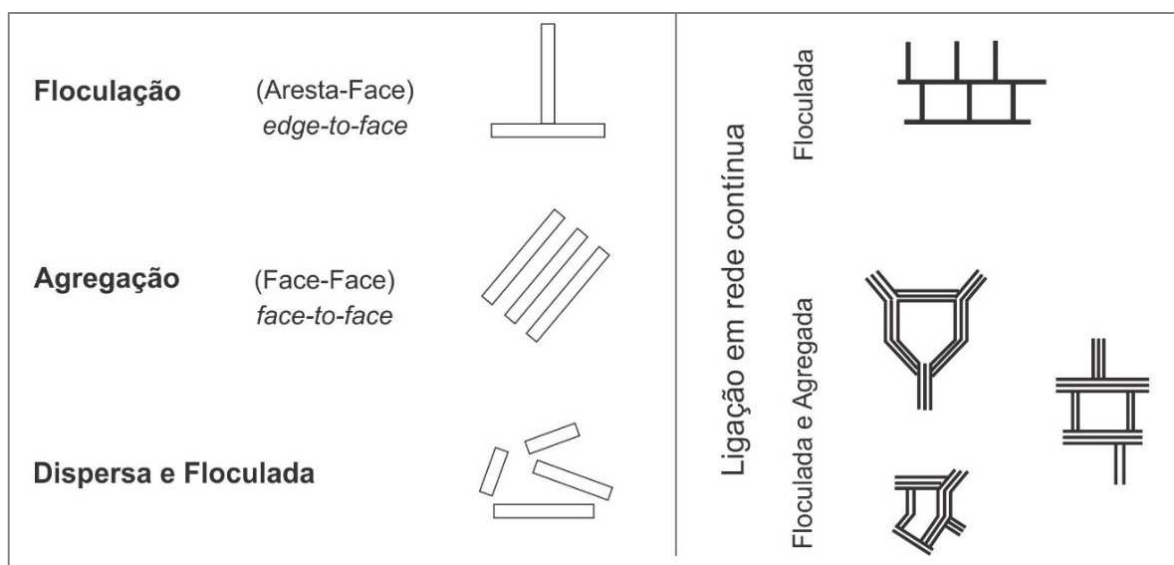


Figura 4.18 Associação das partículas de caulinita (adaptado de OLPHEN, 1991; SANTAMARINA et al., 2001 e WANG e SIU, 2006).

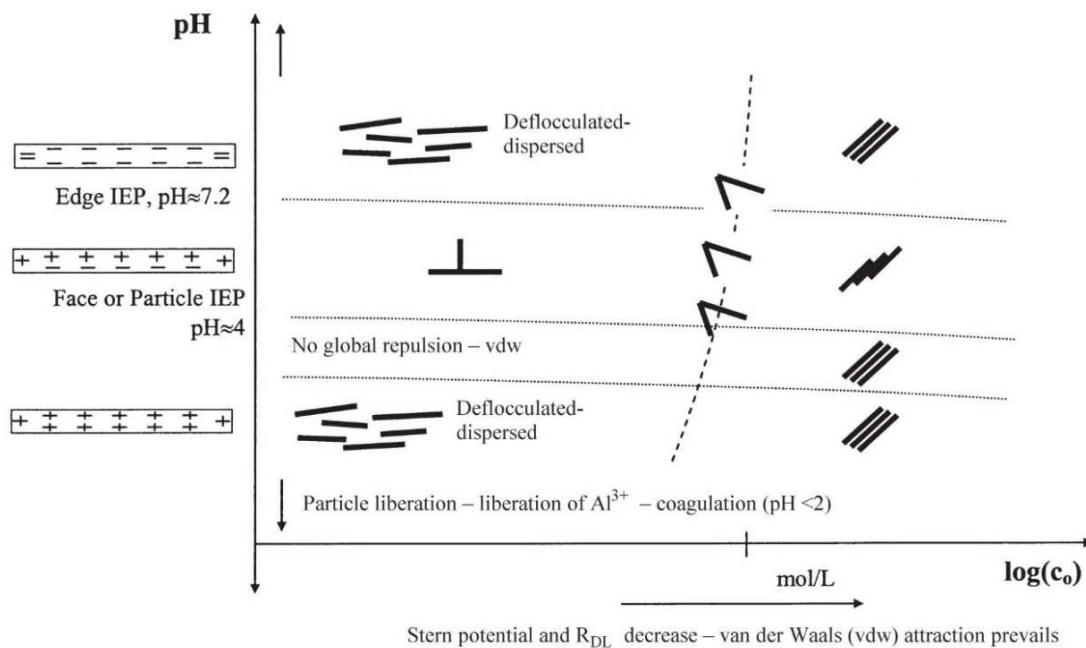


Figura 4.19 Hipótese quanto a estrutura do caulim em diferente pH (adaptado de SANTAMARINA et al., 2002).

### 4.2.3 Módulo de cisalhamento

A pequena rigidez de tensão deformação de um solo pode ser quantificada usando o módulo de cisalhamento inicial, que muitas vezes é relacionado à velocidade da onda de cisalhamento (PATEL et al., 2010). Para isso, elementos dobradores e extensores, *bender elements*, tem sido amplamente utilizado na engenharia geotécnica para medir velocidades de onda em geomateriais (SHIRLEY, 1978; DYVIK e MADSHUS, 1985; THOMANN e HRYCIW, 1990; VIGGIANI e ATKINSON, 1995; LINGS e GREENING, 2001; FOTI, 2003; LEE e SANTAMARINA, 2005).

As velocidades das ondas de cisalhamento, ondas S, foram calculadas para os corpos de prova ensaiados, com os diferentes fluído intersticiais, água destilada e teores de ácido sulfúrico. Então, foram determinados os módulos de cisalhamento,  $G$ , ao término de cada estágio de carga, a partir da emissão das ondas S pelas amostras e, posteriormente calculadas as respectivas velocidades de propagação. E, foi baseando-se no tempo de propagação da fonte ao receptor, através da leitura pico a pico, para essa determinação (VIGGIANI e ATKINSON, 1995; ARULNATHAN et al., 1998; LOHANI et al., 2001; CLAYTON et al., 2004; TIMPONG e MIURA, 2005; AIREY e MOSHIN, 2013). Na Figura 4.19, pode ser observado a variação da velocidade das ondas S, aferidas nas amostras de caulim, durante os ensaios de adensamento e referente aos fluídos intersticiais, água destilada e a solução com ácido sulfúrico nas concentrações, 0,001 mol/L (2%), 0,01 mol/L (6%) e 1 mol/L (10%). Já

a Figura 4.20 apresenta as velocidades das ondas cisalhantes normalizadas em termos percentuais pela velocidade e a tensão vertical pela pressão atmosférica.

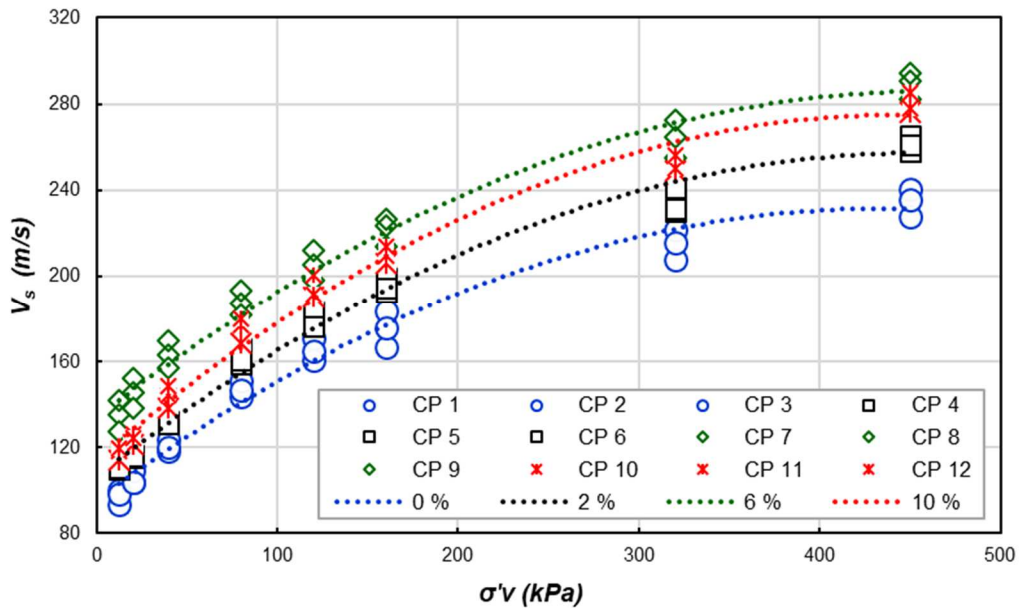


Figura 4.20 Velocidades das ondas S nas amostras de caulim.

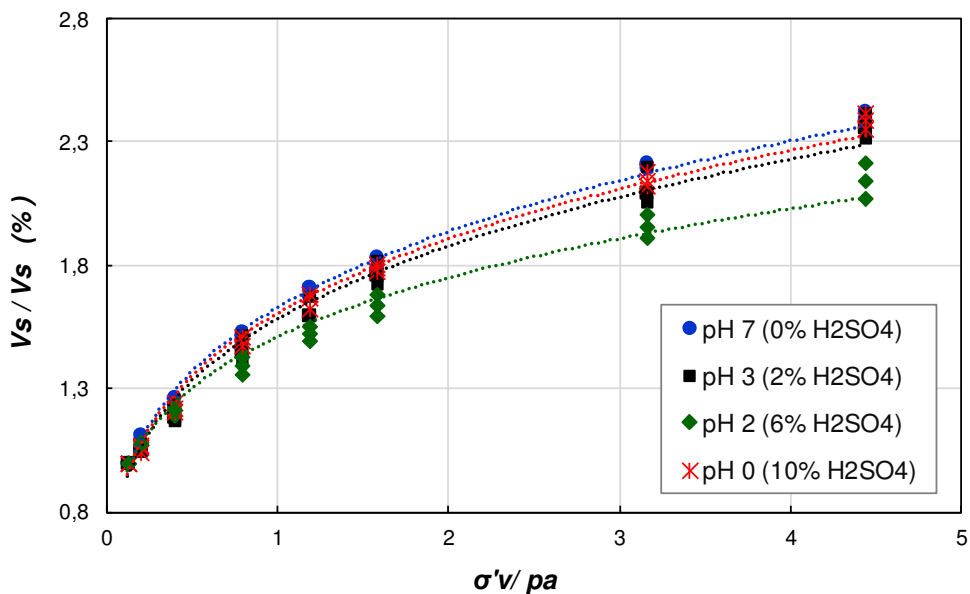


Figura 4.21 Velocidade da onda cisalhante normalizada para o caulim.

As velocidades de propagação das ondas de cisalhamento, apresentaram clara influência dos carregamentos com elevação da velocidade. Chan (2006) e Sheley (2012), observaram um aumento da velocidade da onda S como função da tensão efetiva, um aumento relativamente contínuo durante o processo de consolidação. Comportamento também confirmado por outros

autores (por ex. Hamdi e Taylor, 1981; Shirley e Hampton, 1978), os quais verificaram o mesmo comportamento durante a consolidação.

Ao analisar o conjunto de ensaios realizados, verifica-se uma indicação clara quanto a consolidação das partículas sólidas que compõem as amostras ensaiadas, ao menos na faixa de tensão estudada. As forças de contato aumentam com a redução de volume e de água livre. Anderson e Woods (1976); Anderson e Stokoe (1978); Fam e Santamarina (1995), sugerem que nestas condições ocorre um aumento linear na velocidade, com o logaritmo do tempo, então, o solo evolui para um nível de energia mais baixo durante a consolidação secundária, ganhando rigidez de pequena tensão neste processo.

A partir das medições das ondas S, foram calculados os módulos de cisalhamento das amostras investigadas. Na Tabela 4.12, podem ser observados os valores obtidos para todos os estádios da consolidação e os diferentes fluídos intersticiais, água destilada e a solução com ácido sulfúrico.

Tabela 4.12: Módulos de cisalhamento obtido para as amostras de caulim ensaiadas com diferentes fluídos intersticiais.

$\sigma$ (kPa)	0 % (pH 7)			2 % (pH 3)			6 % (pH 2)			10 % (pH 0)		
	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	CP 5	CP 6	CP 7	CP 8	CP 9	CP 10	CP 11	CP 12
	G (MPa)											
12,5	13,7	15,9	15,3	19,7	18,8	18,9	28,2	24,8	30,7	20,4	21,3	21,8
20	16,9	19,0	17,1	21,5	20,7	20,8	32,6	29,2	35,3	23,1	24,4	23,7
40	22,0	24,3	22,8	27,1	27,3	26,6	41,0	37,8	43,9	29,9	31,7	33,8
80	32,3	36,0	33,9	40,0	43,1	39,9	54,0	50,8	56,7	44,5	47,7	49,7
120	40,4	46,5	42,8	50,4	52,8	48,1	65,1	60,1	68,5	56,9	56,0	61,7
160	43,3	53,6	48,9	58,8	62,3	58,7	77,1	70,1	78,1	66,7	66,9	69,8
320	67,5	77,9	73,5	83,7	90,9	83,1	108,0	99,7	112,8	97,1	95,7	100,3
450	80,9	91,7	87,4	105,5	110,1	105,6	130,5	122,1	131,8	119,5	117,7	124,5

A Figura 4.22 ilustra o comportamento dos módulos obtidos para as amostras de caulim frente aos diferentes fluídos intersticiais. Já na Figura 4.23, pode ser observado o módulo de cisalhamento normalizado pelo módulo de cisalhamento máximo, em função da variação do índice de vazios e o índice de vazios inicial, sendo possível verificar pouca dispersão nos valores plotados, com exceção aos valores das amostras ensaiadas com solução de maior concentração de ácido sulfúrico.



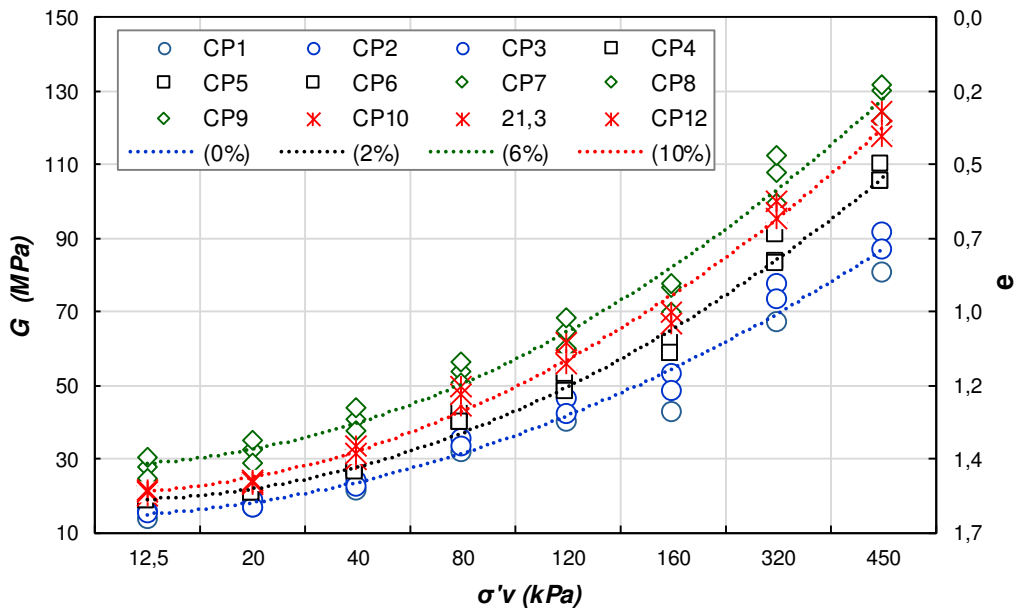


Figura 4.22 Influência dos fluidos intersticiais no módulo de cisalhamento obtido para o caulim.

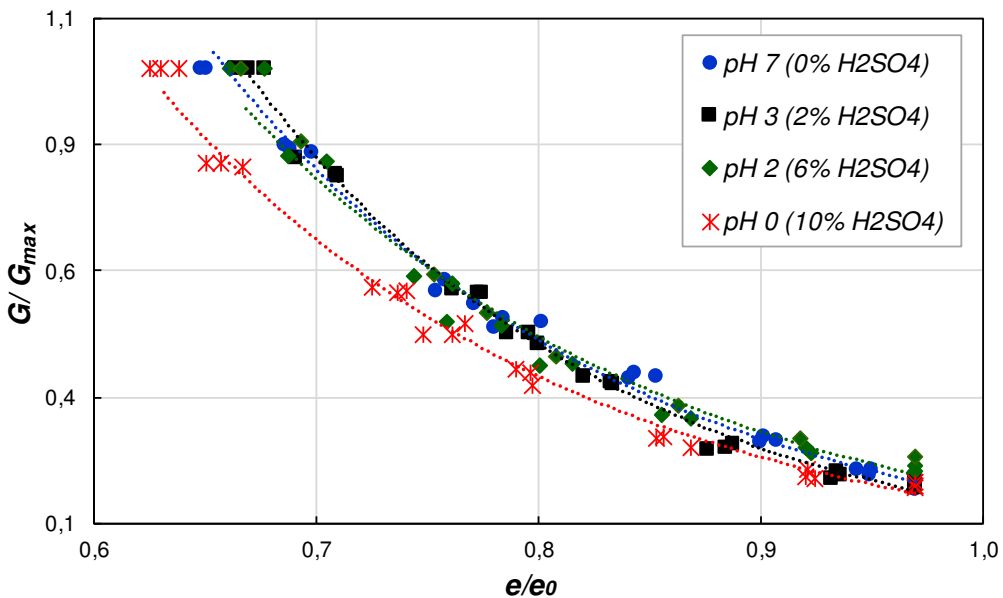


Figura 4.23 Módulo de cisalhamento normalizado do caulim.

Para a compressão isotrópica, o aumento na tensão efetiva média aproxima as partículas sólidas e, induz tanto um aumento no peso unitário do material quanto uma diminuição da distância de propagação entre os elementos de flexão. Um incremento no módulo de cisalhamento do material também é esperado, como observado no aumento da velocidade da onda de cisalhamento, os quais estão intrinsecamente relacionados (BARROS, 1997; BLACK

et al., 2009). A Figura 4.24 ilustra o aumento no módulo de cisalhamento em função da redução do índice de vazios.

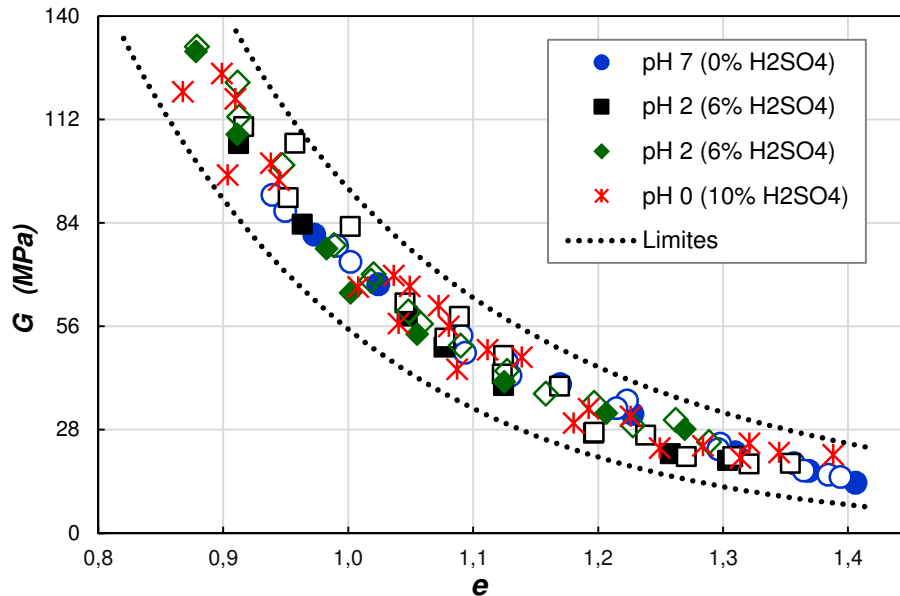


Figura 4.24 Módulo de cisalhamento em função do índice de vazios do caulim.

A natureza da rigidez de geomateriais é dependente do tempo (Afifi e Woods, 1971, Marcuson e Wahls, 1972, Afifi e Richart, 1973, Stokoe e Richart, 1973, Trudeau et al., 1974, Anderson e Woods, 1975, Anderson e Woods, 1976, Anderson e Stokoe, 1978, Isehower e Stokoe, 1981, Athanasopoulos, 1981, Kokusho, 1987), os resultados das investigações realizadas pelos diferentes autores, indicam que o módulo de cisalhamento tende a aumentar com a duração do tempo e, sob uma pressão de confinamento constante devido ao efeito resultante do fortalecimento das ligações entre partículas.

### 4.3 ARGILA INDEFORMADA

Nesta seção estão apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios de adensamento realizados na argila mole indeformada, para os diferentes fluídos intersticiais e respectiva rigidez.

#### 4.3.1 Ensaios de adensamento

Nas Tabelas 4.13 e 4.14 podem ser observados os valores referentes aos índices de moldagem dos corpos de prova e as respostas aos carregamentos isotrópico das amostras ensaiadas, no equipamento modificado (M) e na prensa de adensamento convencional (C), respectivamente.

Tabela 4.13: Dados de moldagem dos corpos de prova com amostras de argila indeformada.

C (%)	pH	CP	Massa	H <sub>1</sub> (mm)	H <sub>2</sub> (mm)	w <sub>i</sub> (%)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>
0		Ai 1	164,0	30,90	19,50	116		2,66	1,31
0	7	Ai 2	162,3	30,90	19,40	116	62,1	2,70	1,32
0		Ai 3	167,2	32,33	20,03	116		2,76	1,33
2		Ai 4	167,8	31,81	22,89	116		2,68	1,11
2	3	Ai 5	167,3	31,81	22,50	116	60,2	2,69	1,04
2		Ai 6	167,5	31,81	18,14	116		2,69	1,10
6		Ai 7	164,0	30,90	15,70	116		2,66	0,86
6	2	Ai 8	162,3	30,90	16,40	116	64,1	2,70	0,96
6		Ai 9	167,2	32,33	16,77	116		2,76	0,95
10		Ai 10	167,8	31,81	20,47	116		2,68	1,37
10	0	Ai 11	167,3	31,81	19,88	116	69,6	2,69	1,31
10		Ai 12	167,5	31,81	20,50	116		2,69	1,38

Tabela 4.14: Dados de moldagem dos corpos de prova com amostras de argila indeformada.

Tipo da Amostra	CP	Massa (g)	H <sub>1</sub> (mm)	H <sub>2</sub> (mm)	w <sub>i</sub> (%)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>
argila indeformada	Ai 1	55,95	20,00	13,13	112,2	60	2,48	1,28
	Ai 2	53,20	20,00	12,72	112,1	64	2,65	1,32

Nas Figuras 4.24 e 4.25 respectivamente, podem ser conferidas as curvas de adensamento das amostras de argila indeformada, ensaiadas com água destilada no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional.

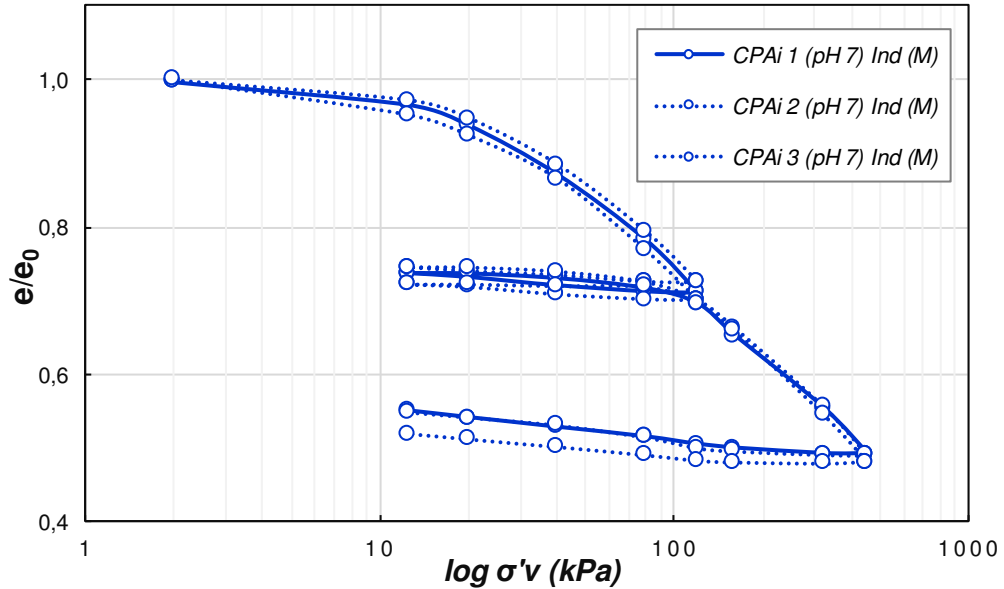


Figura 4.25 Curva de adensamento da argila indeformada com água destilada (pH 7).

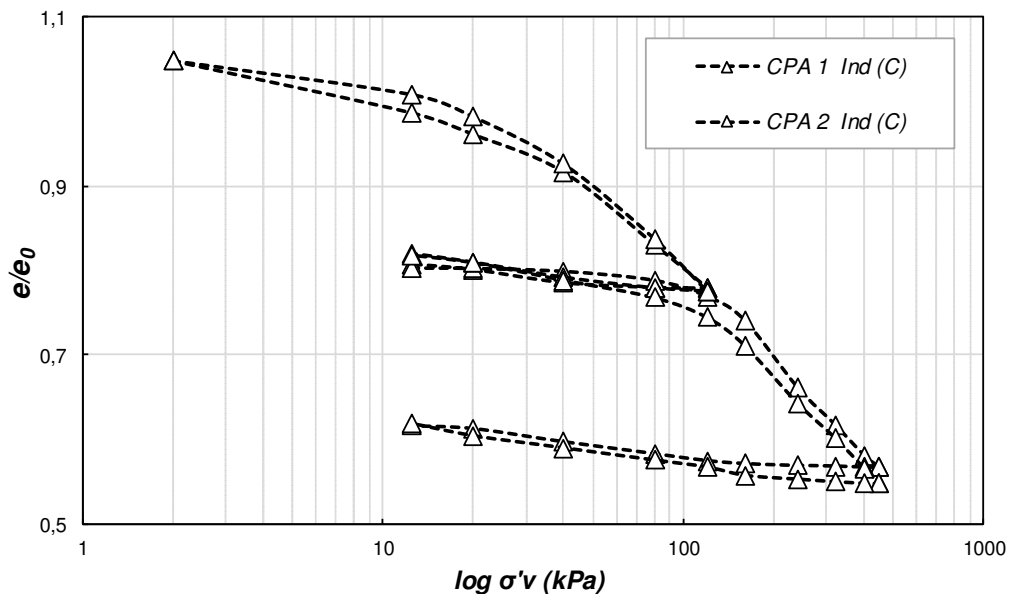


Figura 4.26 Curva de adensamento da argila indeformada ensaiada com água destilada (prensa de adensamento convencional).

A Figura 4.26 ilustra as curvas de adensamento obtidas para este material ensaiado nos diferentes dispositivos. As amostras de argila indeformada foram submetidas ao mesmo procedimento normatizado na prensa de adensamento convencional, sendo realizados como critério de comparação e, validação dos resultados obtidos no equipamento modificado. Este dispositivo foi adotado para os ensaios com a solução ácida, como fluido intersticial, devido sua resistência ao ataque químico, fator não sustentado pela prensa de adensamento convencional.

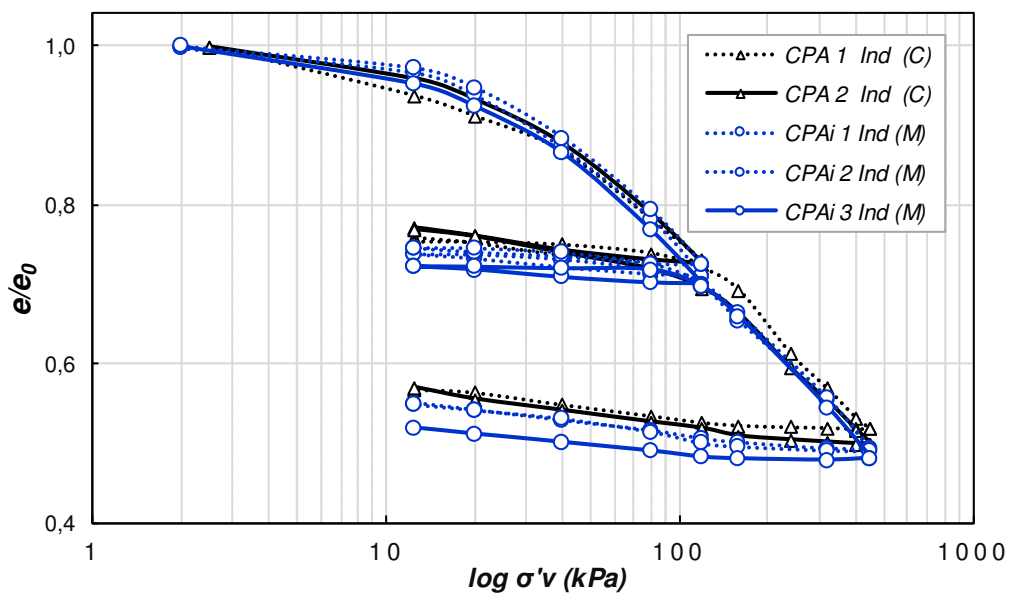


Figura 4.27 Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com água destilada em ambos os dispositivos.

As curvas de adensamento obtidas foram plotadas com os índices de vazios normalizados, em função da tensão vertical de consolidação, para confrontar as respostas obtidas em ambos os dispositivos. Ao sobrepor os resultados, verifica-se semelhante tendência e magnitude das respostas obtidas, o que torna o uso do equipamento modificado, para realização dos ensaios com solução ácida, satisfatório ao cumprimento do planejamento de ensaios e, sem influência no estudo.

As Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 respectivamente, apresentam as curvas de adensamento obtidas na argila indeformada, quando submetidas ao fluido intersticial com ácido sulfúrico em diferentes concentrações: 0,001 mol/L (pH3 ou 2%); 0,01 mol/L (pH2 ou 6%) e 1 mol/L (pH0 ou 10%).

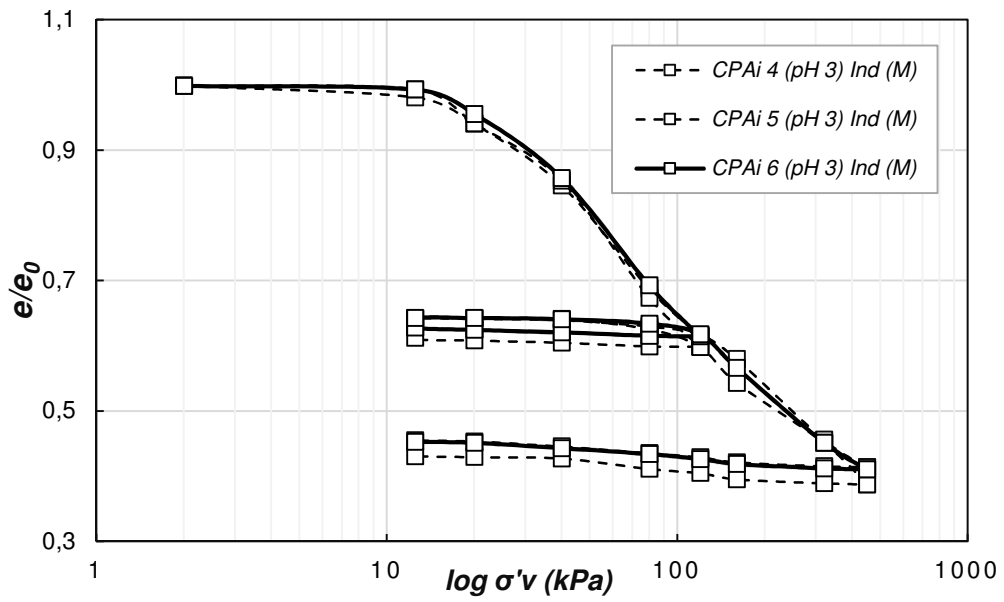


Figura 4.28 Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com teor de  $H_2SO_4$  (2%).

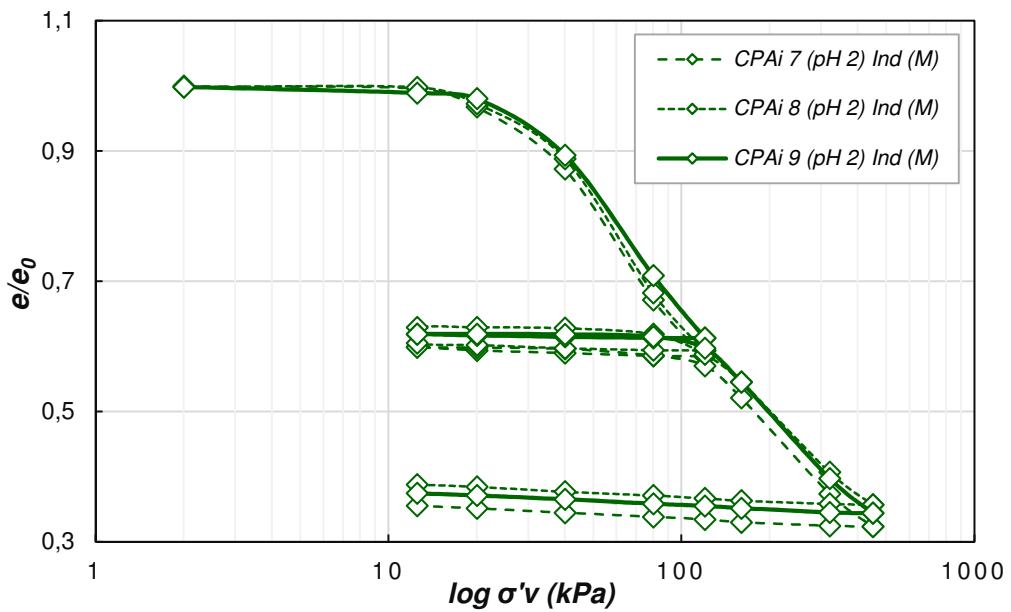


Figura 4.29 Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com teor de  $H_2SO_4$  (6%).

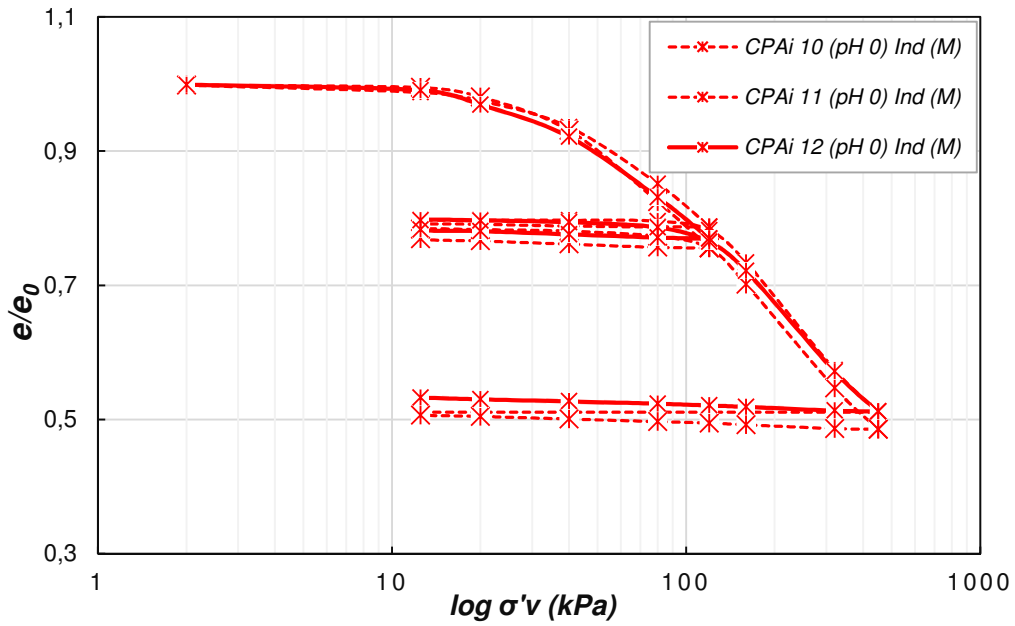


Figura 4.30 Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com teor de  $H_2SO_4$  (10%).

A Figura 4.31 mostra as curvas de adensamento da argila indeformada, ensaiada com água destilada e com solução de  $H_2SO_4$  em concentração de 0,001 mol/L (pH3 ou 2%), onde já é possível identificar uma visível influência da solução ácida no aumento da evolução dos recalques para os mesmos carregamentos incrementais.

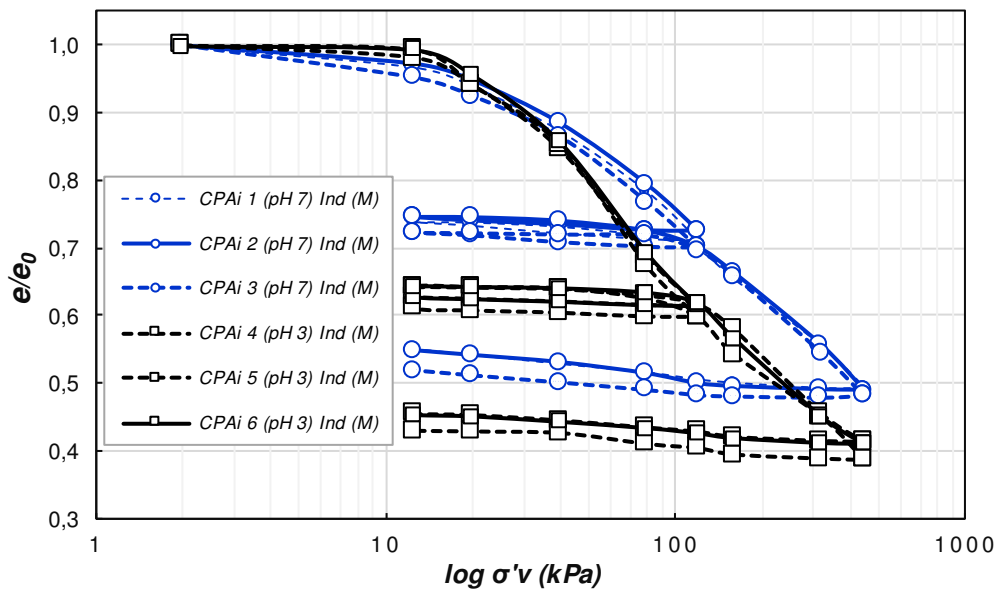


Figura 4.31 Curvas de adensamento da argila indeformada ensaiada com água destilada e  $H_2SO_4$  (0% e 2%).

Na Figura 4.32 podem ser observadas as curvas de adensamento da argila indeformada submetida a concentrações mais elevadas de  $H_2SO_4$ , com 0,01 mol/L (pH2 ou 6%) e 1 mol/L (pH0 ou 10%). Para estas condições, as amostras contendo menor concentração de  $H_2SO_4$ , foram as que apresentaram os recalques mais elevados.

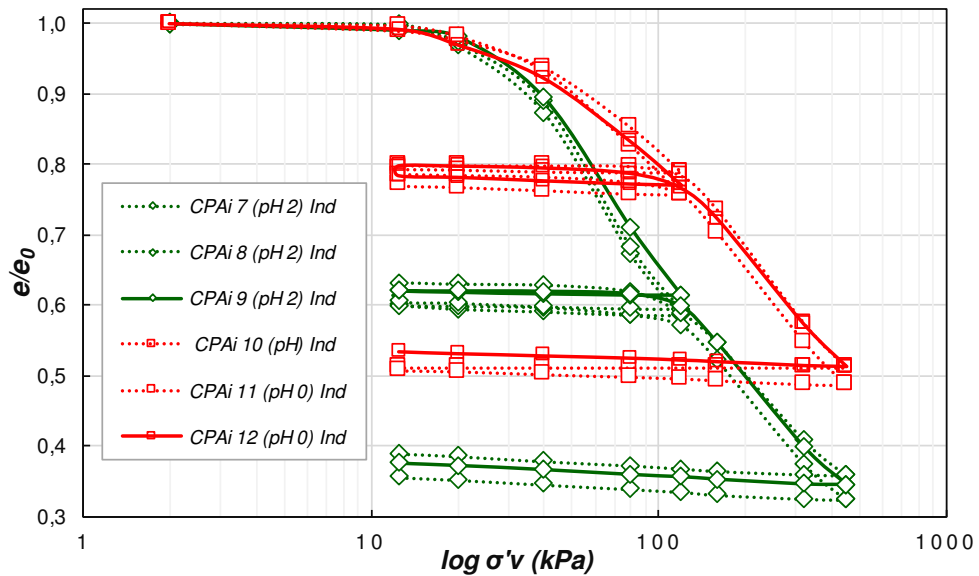


Figura 4.32 Curvas de adensamento da argila indeformada (6% e 10%).

A Figura 4.33 apresenta as curvas de adensamento das amostras ensaiadas, com água destilada e todos os teores de  $H_2SO_4$ , como segue: 0,001 mol/L (pH3 ou 2%); 0,01 mol/L (pH2 ou 6%) e 1 mol/L (pH0 ou 10%).

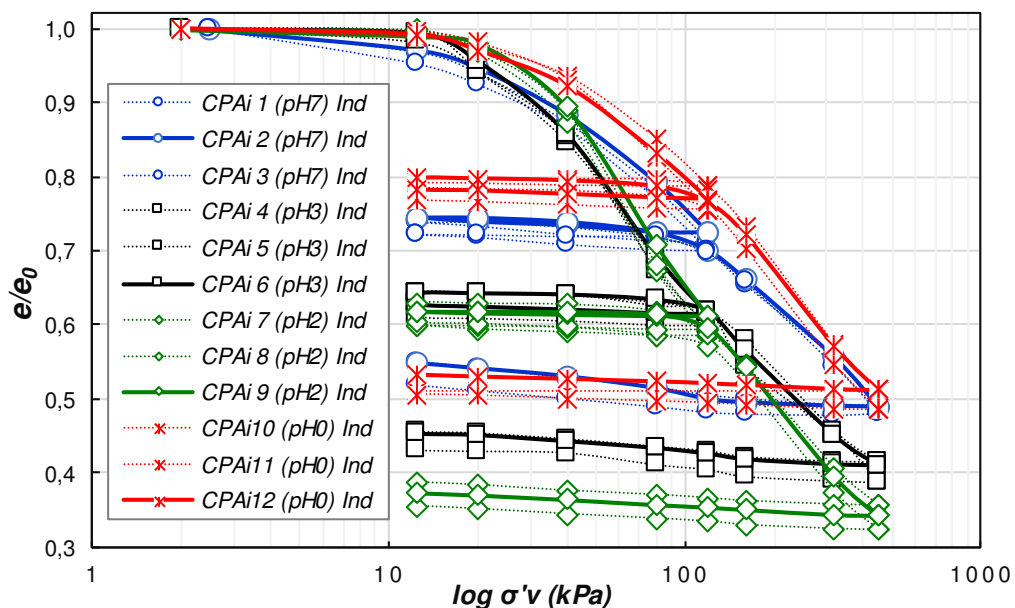


Figura 4.33 Curvas de adensamento da argila indeformada.



A argila mole indeformada não apresentou um comportamento linear, no que diz respeito ao aumento dos recalques em função da elevação na concentração de ácido sulfúrico. As amostras contendo maior concentração de ácido sulfúrico (1mol/L), aparentemente apresentaram inchamento e não tiveram os maiores recalques, assemelharam-se a magnitude da consolidação das amostras com água destilada. Já os maiores recalques foram observados nas amostras ensaiadas com teores de 6% (0,01mol/L) e 2% (0,001mol/L), respectivamente.

Algumas pesquisas desenvolvidas para entender a influência das condições de pH na plasticidade do solo (Kamon et al., 1997), força (Gajo e Maines, 2007; Wang e Siu, 2006; Gratchev e Sassa, 2009; Gratchev e Towhata, 2013), condutividade hidráulica (D'Appolonia, 1980; Kashir e Yanful, 2001) e compressibilidade (Imai et al., 2006; Gratchev e Towhata, 2011a). Estes estudos indicaram que vários processos podem ocorrer devido à interação solo-água-ácido, sendo eles: a dissolução de compostos químicos ou matéria orgânica; mudanças na espessura da dupla camada difusa e; a formação das cargas dependentes do pH nas bordas das partículas de argila. Assim, os processos têm em comum o intervalo de pH de 3-6, que é tipicamente encontrado na prática de engenharia. Mitchell (1993) observou que em concentrações extremas de acidez (pH 1), mudanças na estrutura mineral também podem ocorrer, o que pode afetar as propriedades da argila, incluindo sua compressibilidade.

Em investigações quanto a influência do ácido em solos com minerais argila (Mitchell, 1993; Madejova et al., 1998; Gates et al., 2002; Komadel, 2003, 2016; Tyagi et al., 2006; Onal, 2007; Steudel et al., 2009; Panda et al., 2010; Zhang et al., 2012), também relataram que alterações minerais podem ocorrer, as quais dependeriam da natureza e concentração do ácido, temperatura e duração da interação destes.

Há muito tempo se reconhece a compressibilidade das argilas como sendo governada por fatores mecânicos e físico-químicos. De acordo com (Terzaghi, 1926 *apud* Chen et al., 2000) atribuiu a grande taxa de vazios e compressibilidade das argilas à presença de partículas minerais em forma de escala, e descreveu o inchaço como a extensão elástica do tecido deformável. Também postulou a existência das forças repulsivas entre partículas de argila, que é atribuída a um aumento na espessura das camadas adsorvidas que separam os grãos. Bolt (1956) estudou os efeitos físico-químicos nas propriedades do solo e, desenvolveu uma teoria para modelar a compressibilidade das argilas, equilibrando o estresse da sobrecarga com a força repulsiva da dupla camada entre duas partículas paralelas infinitamente longas, e verificou desvio significativo na ilita preparada com água eletrolítica variadas. Mitchell (1960); Olson e Mesri (1970) e Sridharan e Rao (1973), verificaram que na caulinita e na ilita, a taxa de vazios e a compressibilidade variaram com a química dos fluídos dos poros, porém,

as variações foram contraditórias com a teoria da dupla camada. Olgun e Yildiz (2012), postularam que a bentonita foi controlada por efeitos físico-químicos, já a caulinita teve seu comportamento determinado por fatores mecânicos e forças de atração de van der Waals, enquanto que, a illita ocuparia uma posição intermediária.

As alterações na estrutura mineralógica e química com a lixiviação dos cátions do solo, segundo Sivapullaiah e Manju (2006), podem influenciar o comportamento geotécnico dos solos. Siddiqui (1968) e Tyagi et al. (2006), mostraram que a montmorilonita em contato com  $H_2SO_4$  e variadas concentrações, resulta em argila ativa catalítica com sítios ácidos. Demais autores (por ex. Vronskii et al., 1978; Stephenson et al., 1989; Shekhtman et al., 1995), relataram o inchamento de solos contaminados com solução contendo algum nível de ácido sulfúrico. Sokolovich (1995); Mal'tsev (1998) e Sivapullaiah et al. (2009), relataram solos contaminados com  $H_2SO_4$  e a dissolução de aluminossilicato, resultando na formação de minerais e conseqüentes mudanças de volume.

Van Olphen (1991) relatou que a alta concentração de ácido na água dos poros afeta a espessura da dupla camada difusa nas partículas de argila, à medida que o pH do fluido dos poros reduz de neutro (pH7) para níveis ácido, os íons  $H^+$  substituem os cátions trocados comumente encontrados na argila, resultando no aumento da espessura da dupla camada. Porém, como a quantidade de íons  $H^+$  na solução aumenta, espera-se que a espessura da dupla camada difusa diminua. Segundo alguns autores (Mitchell, 1993; Gajo e Maines, 2007; Gratchev e Towhata, 2013), em algum ponto a quantidade de íons  $H^+$  atingirá a concentração na qual a dupla camada difusa entrará em colapso, processo no qual afetará a compressibilidade do solo. Em consonância a isso, Van Olphen (1991) e Dolinar e Trauner (2007), a carga nas bordas das partículas de argila se tornarão cada vez mais positivas devido a adsorção de íons  $H^+$ , resultando em floculação face-borda (FE) das estruturas, Wang e Siu (2006), ocasionando alta compressibilidade devido à formação de tais estruturas.

### 4.3.2 Parâmetros de adensamento

As Tabelas 4.15 e 4.16, respectivamente, apresentam os parâmetros de adensamento calculados para a argila indeformada, a partir dos ensaios de adensamento unidimensional realizados no equipamento modificado e prensa de adensamento convencional.

Tabela 4.15: Coeficientes de adensamento da argila indeformada submetida aos diferentes percentuais de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

<b>C (%) - (pH)</b>	<b>C<sub>c</sub></b>	<b>C<sub>s</sub></b>	<b>m<sub>v</sub> (kPa<sup>-1</sup>)</b>
0 - (pH 7)	0,590	0,051	0,0015
0 - (pH 7)	0,596	0,051	0,0015
0 - (pH 7)	0,620	0,060	0,0015
2 - (pH 3)	0,910	0,036	0,0023
2 - (pH 3)	0,980	0,040	0,0027
2 - (pH 3)	0,934	0,038	0,0026
6 - (pH 2)	0,999	0,031	0,0029
6 - (pH 2)	1,000	0,035	0,0030
6 - (pH 2)	0,932	0,012	0,0029
10 - (pH 0)	0,463	0,026	0,0014
10 - (pH 0)	0,565	0,036	0,0017
10 - (pH 0)	0,527	0,038	0,0015

Tabela 4.16: Coeficientes de adensamento da argila indeformada ensaiados apenas com água destilada (prensa de adensamento convencional).

<b>Material</b>	<b>C<sub>c</sub></b>	<b>C<sub>s</sub></b>	<b>m<sub>v</sub> (kPa<sup>-1</sup>)</b>
argila indeformada	0,270	0,065	0,00128
argila indeformada	0,550	0,096	0,00141

Nas Figuras 4.34, 4.35 e 4.36, respectivamente, podem ser observados os índices de compressão, descompressão e de variação volumétrica, obtidos para as amostras de argila indeformada, ensaiadas no equipamento modificado com água destilada (pH7 ou 0%) e os demais tratamentos com percentuais de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, como segue: 0,001 mol/L (pH3 ou 2%), 0,01 mol/L (pH2 ou 6%), 1 mol/L (pH0 ou 10%).

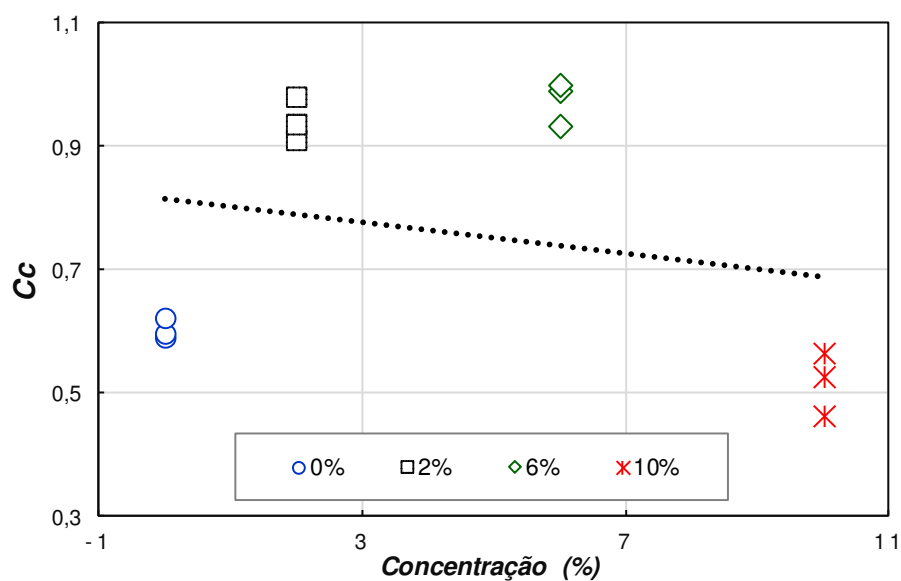


Figura 4.34 Índice de compressão observados nas amostras de argila indeformada em função dos percentuais de  $H_2SO_4$ .

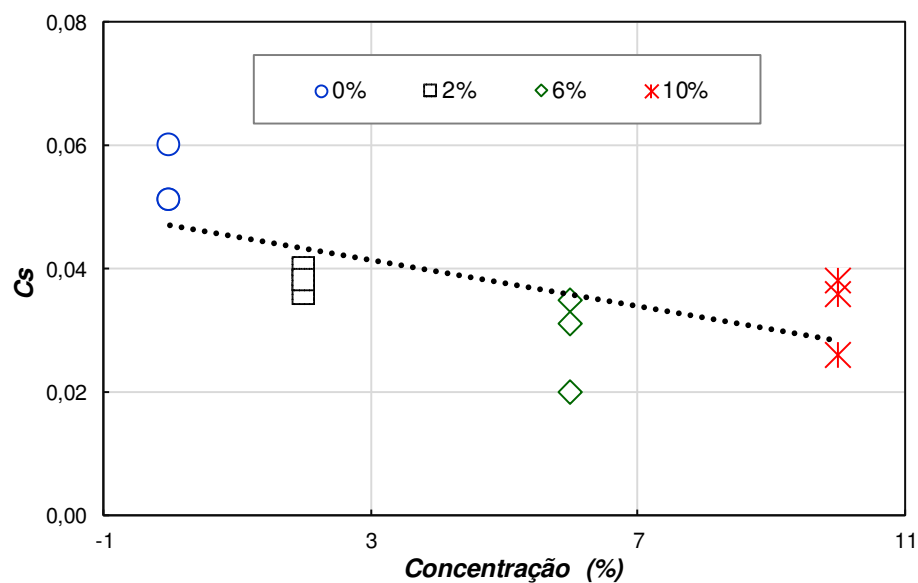


Figura 4.35 Índice de descompressão observado na argila indeformada em função dos percentuais de  $H_2SO_4$ .

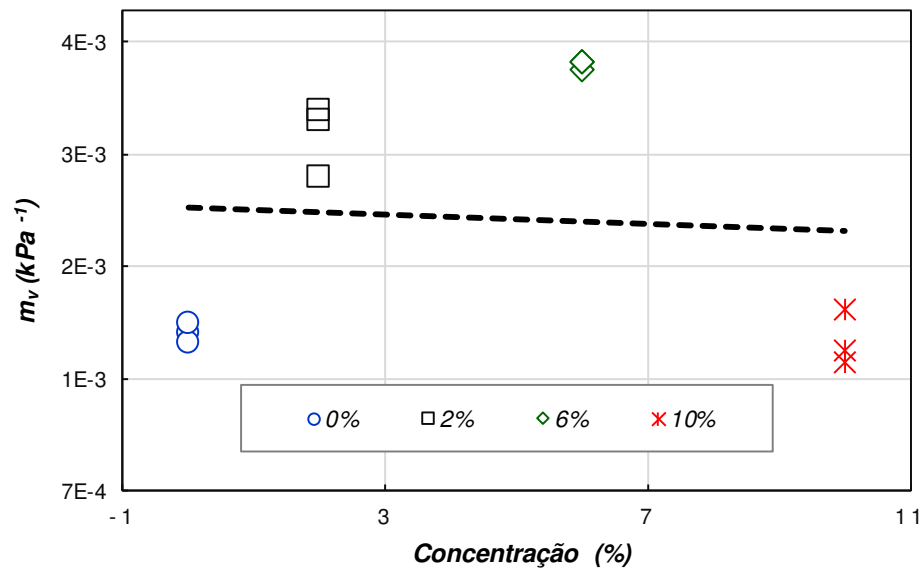


Figura 4.36 Resposta do coeficiente de variação volumétrica em função das diferentes concentrações de  $H_2SO_4$ .

Os parâmetros de adensamento apresentaram alterações quando utilizado como fluido intersticial o contaminante com teores de  $H_2SO_4$ . O índice de compressão é visivelmente afetado pela característica ácida do fluido, como já observado nas curvas de adensamento. Estes parâmetros apresentaram elevações nos valores quando utilizados percentuais intermediários, 2% e 6% respectivamente. No entanto, com uso de água destilada e solução contaminante com percentual de 10%, a magnitude das respostas se apresentaram semelhantes.

#### b) Coeficiente de adensamento vertical

Nas Tabelas 4.17 e 4.18, estão apresentados os coeficientes de adensamento vertical calculados para as amostras de argila indeformada ensaiados no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional. As amostras foram ensaiadas com água destilada (pH7) e as diferentes concentrações de  $H_2SO_4$ , 0,001 mol/L, 0,01 mol/L e 1 mol/L, respectivamente (pH3, pH2 e pH0).

Tabela 4.17: Coeficientes de adensamento vertical obtido para as amostras de argila indeformada ensaiada com água destilada e percentuais de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

$\sigma$ (kPa)	0% (pH 7)			2% (pH 3)			6% (pH 2)			10% (pH 0)		
	Ai 1	Ai 2	Ai 3	Ai 4	Ai 5	Ai 6	Ai 7	Ai 8	Ai 9	Ai 10	Ai 11	Ai 12
12,5	8,00	10,94	7,17	0,02	0,01	0,01	0,004	0,004	0,017	0,004	0,008	0,003
20	7,54	5,27	6,79	0,95	1,23	0,32	0,101	0,078	0,079	0,296	0,164	0,176
40	3,64	1,61	2,40	1,25	1,30	0,76	0,62	0,47	1,78	2,633	1,263	0,738
80	1,44	1,16	2,28	2,91	2,80	2,70	1,62	1,47	1,82	1,207	1,428	1,528
120	1,32	0,89	2,01	2,88	2,86	3,06	1,44	1,55	2,35	8,90	4,80	6,50
160	1,10	1,34	1,99	5,68	6,45	5,73	3,39	3,48	3,17	3,41	6,60	11,09
320	0,45	0,88	2,11	10,55	15,28	13,51	27,36	18,96	28,74	11,57	10,93	10,92
450	0,67	0,61	2,51	13,61	9,59	12,27	16,98	15,05	10,99	9,69	12,84	11,06

Tabela 4.18: Coeficiente de adensamento vertical obtido para as amostras de argila indeformada ensaiados com água destilada.

$\sigma$ (kPa)	CPAi 1	CPAi 2
	m <sup>2</sup> /ano	
12,5	7,19	6,55
20	3,91	3,57
40	2,75	1,71
80	1,64	1,62
120	0,99	1,64
160	1,31	1,37
320	1,19	2,58
450	0,89	1,38

A Figura 4.37 apresenta uma comparação dos resultados referentes aos coeficientes de adensamento vertical obtidos para as amostras de argila indeformada, ensaiadas no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional. Os valores apresentados se referem aos corpos de prova submetidos ao fluido intersticial composto apenas de água destilada, uma vez que, a prensa de adensamento convencional não apresenta resistência química ao fluido intersticial ácido. Os resultados obtidos em ambos os dispositivos também se assemelham e apresentam forte tendência ao descenso do parâmetro com a elevação na tensão vertical, mesmo comportamento apresentado pelas amostras de caulim, descritos na seção anterior.

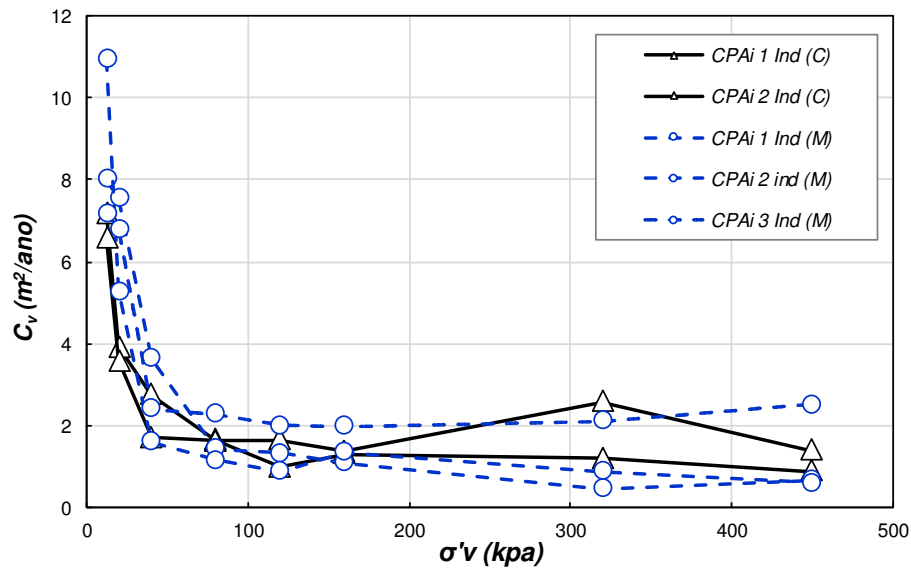


Figura 4.37 Coeficiente de adensamento vertical obtido a partir das amostras de argila indeformada ensaiada nos diferentes dispositivos.

A Figura 4.38 apresenta os coeficientes de adensamento vertical obtidos para as amostras de argila indeformada, ensaiadas com água destilada (pH7 ou 0%) para os CP1 ao CP3, concentrações de ácido sulfúrico de 0,001 mol (pH3 ou 2%) para os CP4 ao CP6, 0,001 mol/L ou (pH2 ou 6%) para os CP7 ao CP9 e, 1 mol/L (pH0 ou 10%) para o CP10 ao CP12. Fica nítida a tendência de elevação deste parâmetro aos incrementos de carga vertical.

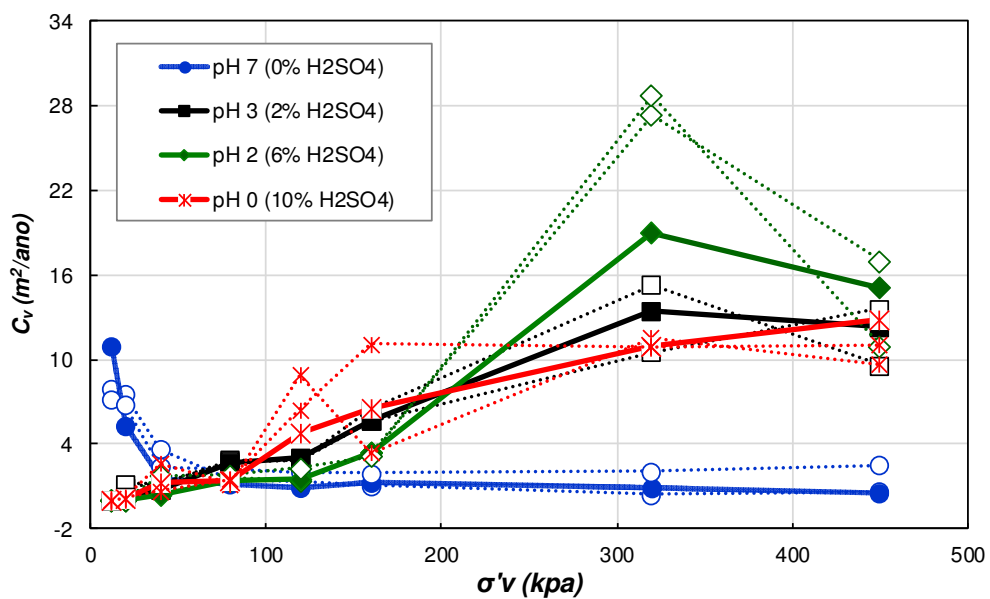


Figura 4.38 Comportamento do Cv da argila indeformada frente aos diferentes fluidos intersticiais.

A Figura 4.39, ilustra as linhas de tendências obtidas para o coeficiente de adensamento vertical das amostras de argila indeformada, em função da tensão de consolidação. As linhas de tendência ilustram a alteração no comportamento do coeficiente, com a resposta de elevação dos valores ao aumento nos teores de ácido do fluido intersticial, ao inverso disso, verifica-se o descenso apresentado pelas amostras ensaiadas apenas com água destilada.

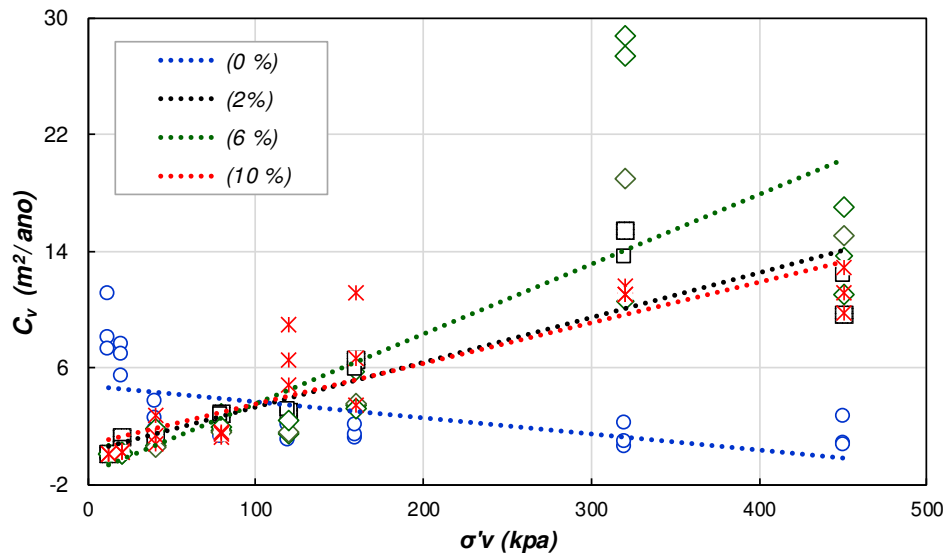


Figura 4.39 Tendência do coeficiente de adensamento vertical observado nas amostras de argila indeformada.

### c) Tensão de pré-adensamento

A Figura 4.40 mostra o comportamento da tensão de pré-adensamento para as amostras de argila indeformada ensaiadas com os diferentes fluídos intersticiais, água destilada e concentrações de ácido sulfúrico, 0,001mol/L (pH3), 0,01mol/L (pH2) e 1mol/L (pH0). As amostras apresentaram pequeno aumento na tensão de pré-adensamento com a elevação na acidez do fluído intersticial, tal fato seria atribuído à dissolução do alumínio que agiria como coagulante e aumentaria a resistência interna. Ainda, o deslocamento de cátions induzido pelo hidrogênio levaria a diminuição nos limites de atterberg devido a lixiviação do ferro e do próprio alumínio (KREBS et al., 1960; SPAGNOLI et al., 2012; LIU et al., 2013; BAKHSHIPOUR et al., 2016, 2017).



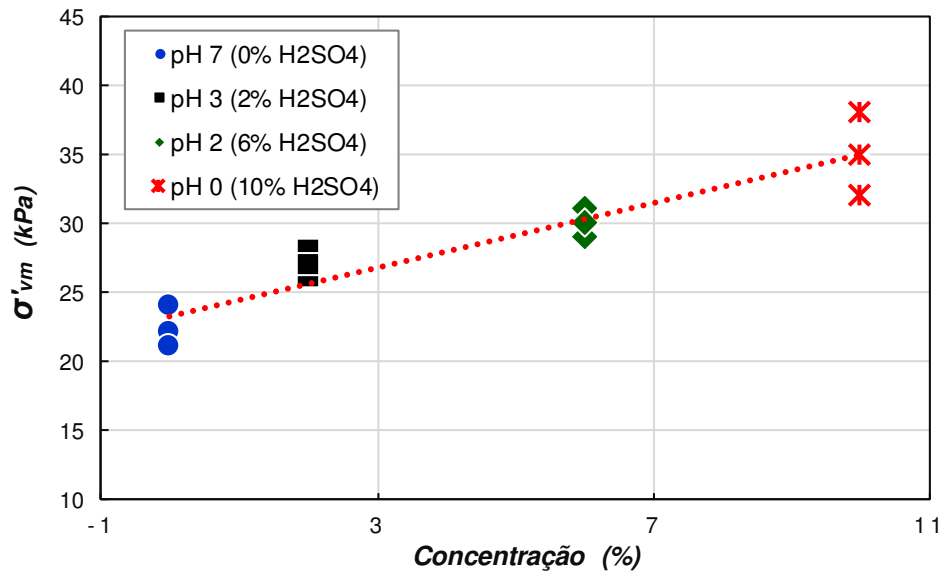


Figura 4.40 Tensão de pré-adensamento das amostras de argila indeformada.

### 4.3.3 Módulo de cisalhamento

Na Figura 4.41 estão apresentadas as velocidades obtidas para a argila indeformada, plotadas as linhas de tendência para as médias das 3 repetições, em função da tensão de consolidação. Já na Figura 4.42 pode ser observada a onda cisalhante normalizada pela velocidade em função da tensão vertical aplicada e a pressão atmosférica.

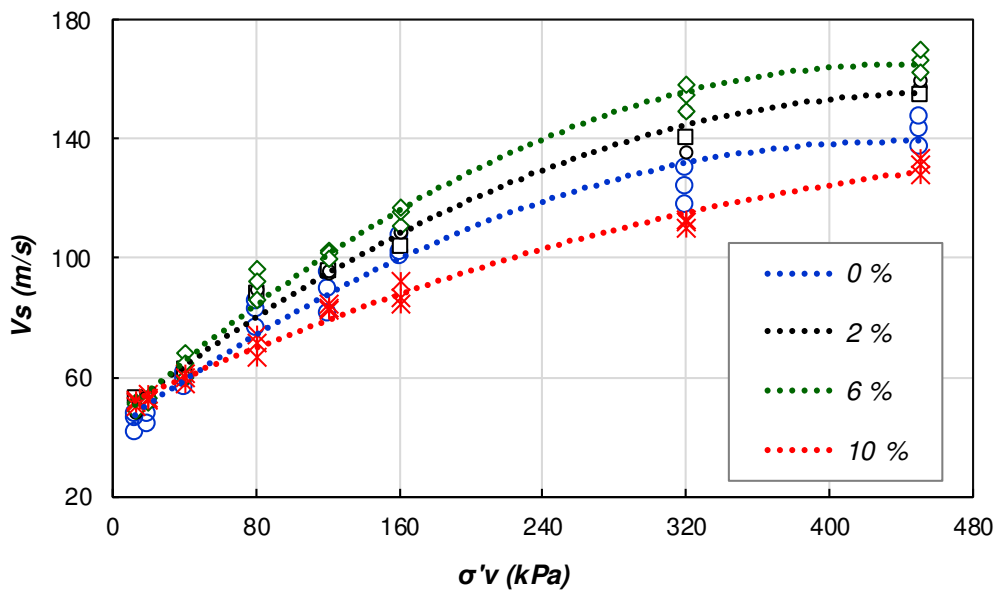


Figura 4.41 Velocidade da onda S na argila indeformada.

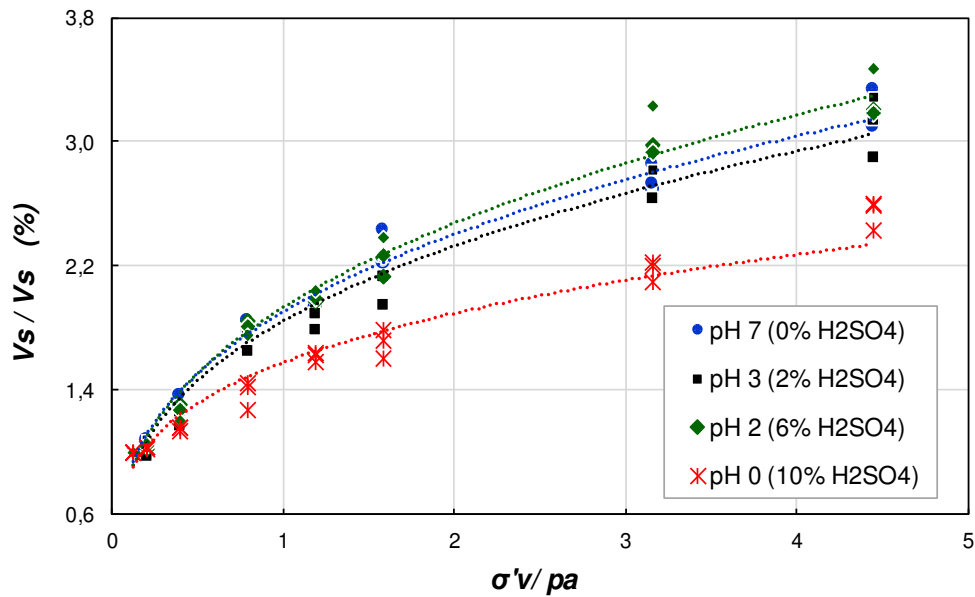


Figura 4.42 Velocidade da onda S normalizada.

Na Tabela 4.19 pode ser observado os módulos de cisalhamento da argila indeformada frente aos diferentes fluídos, água destilada e ácido sulfúrico em diferentes percentuais.

Tabela 4.19: Módulo de cisalhamento da argila indeformada frente aos diferentes fluídos intersticiais.

$\sigma$ (kPa)	0 % (pH 7)			2 % (pH 3)			6 % (pH 2)			10 % (pH 0)		
	<i>Ai 1</i>	<i>Ai 2</i>	<i>Ai 3</i>	<i>Ai 4</i>	<i>Ai 5</i>	<i>Ai 6</i>	<i>Ai 7</i>	<i>Ai 8</i>	<i>Ai 9</i>	<i>Ai 10</i>	<i>Ai 11</i>	<i>Ai 12</i>
	<i>G (MPa)</i>											
12,5	4,0	5,0	5,4	5,4	6,7	6,1	3,7	3,5	3,2	3,5	3,7	3,6
20	4,6	5,3	6,2	6,4	6,4	6,6	3,9	3,8	3,6	3,8	4,1	3,8
40	7,5	8,3	8,9	8,7	9,2	9,7	6,3	5,7	4,7	4,6	5,1	4,8
80	13,8	16,2	17,2	17,6	18,4	19,0	12,7	11,6	9,9	7,0	6,1	7,5
120	15,7	18,9	21,2	21,4	22,5	21,7	14,4	14,0	13,4	9,2	9,4	9,8
160	24,0	24,7	27,3	27,9	25,7	27,9	16,9	18,2	18,2	10,3	9,7	11,6
320	32,9	36,5	40,1	43,5	46,9	52,9	32,8	30,4	33,6	17,2	16,5	17,4
450	45,0	48,7	51,6	58,8	56,7	60,3	38,1	35,8	38,7	23,6	22,2	24,3

A Figura 4.43 apresenta os módulos de cisalhamento obtidos para as amostras de água destilada e o fluido intersticial ácido, bem como, a relação direta com a variação no índice de vazios. Já a Figura 4.44 apresenta os valores dos módulos de cisalhamento normalizados, sendo observado pequena dispersão nos valores plotados.

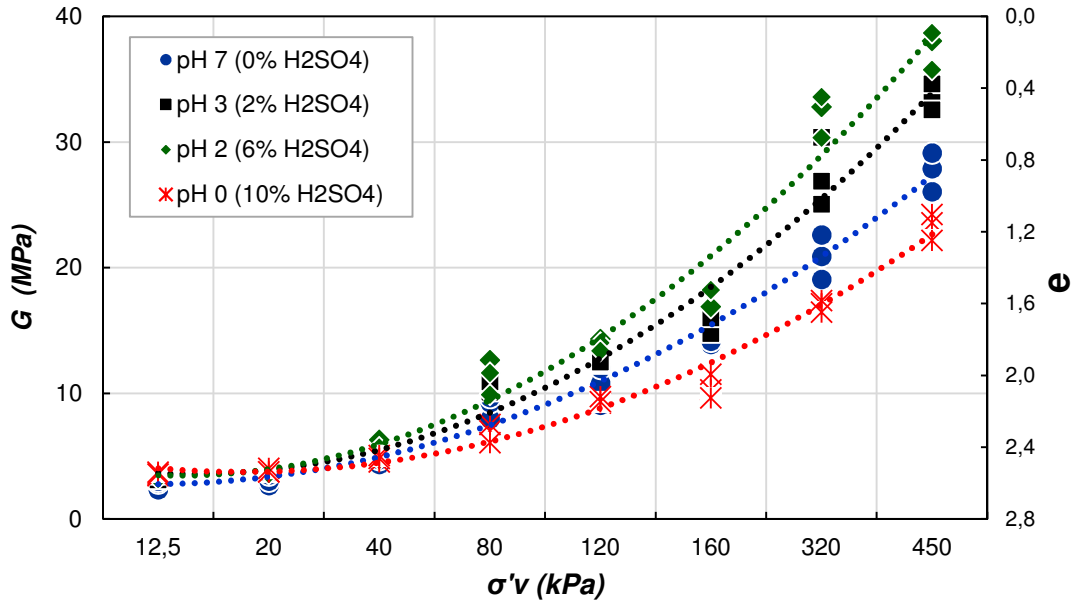


Figura 4.43 Módulo de cisalhamento das amostras de argila indeformada frente aos diferentes fluidos intersticiais.

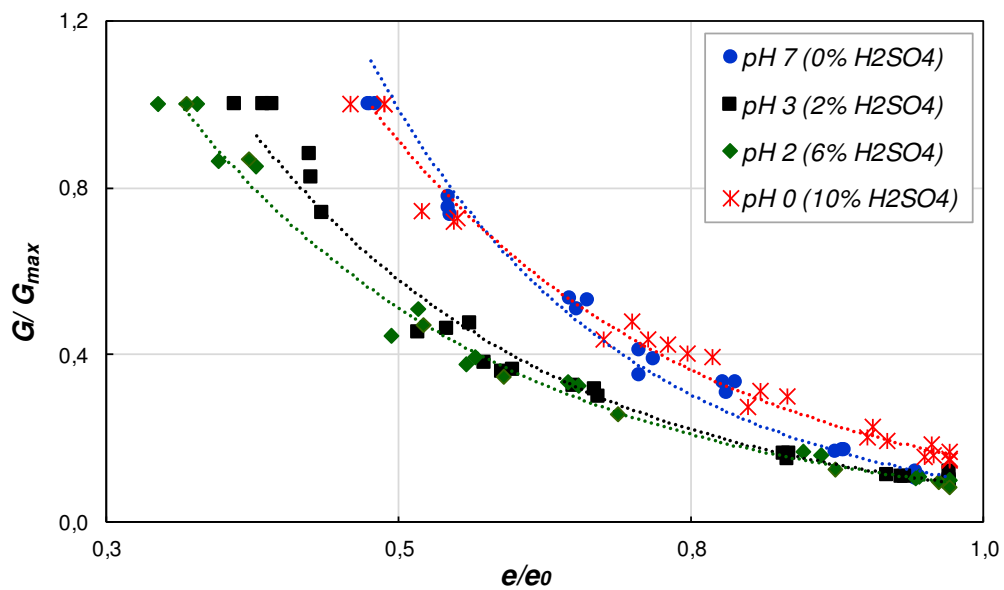


Figura 4.44 Módulo de cisalhamento normalizado.

As amostras de argila indeformada apresentaram ganho de rigidez, de forma inversa aos teores de  $H_2SO_4$  adotados, com exceção das amostras ensaiadas com maior teor de ácido (10%), apresentando valores mais baixos aos demais. Entretanto, conhecidamente a rigidez está vinculada ao índice de vazios do material, o qual reduz ao longo do tempo com a pressão de consolidação, comportamento que foi observado nos resultados ilustrados acima.

Na Figura 4.45 pode ser conferido o módulo de cisalhamento obtido das amostras de argila indeformada em função do índice de vazios. As linhas demonstram a tendência ao acréscimo na rigidez, limite inferior e superior, para os valores obtidos. Ao analisar o comportamento da argila indeformada, torna-se visível o ganho na rigidez com a redução no índice de vazios das amostras de argila, o que já era esperado em função da aproximação das partículas sólidas.

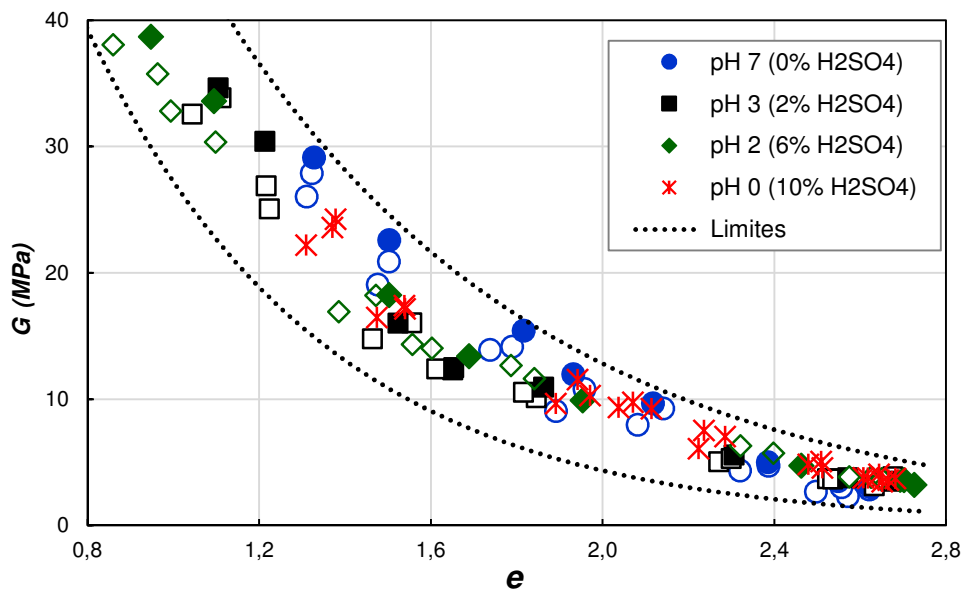


Figura 4.45 Módulo de cisalhamento da argila indeformada em relação a variação do índice de vazios.

De acordo com Sawangsuriya (2007b), a dependência temporal do aumento do módulo de rigidez,  $G$ , pode ser caracterizada por duas fases, a primeira devido à consolidação primária e, a segunda em que a rigidez aumenta linearmente com o logaritmo do tempo. Após a conclusão da consolidação primária, efeito do tempo a longo prazo, a segunda fase ocorre quando o  $G$  aumenta continuamente com o tempo. A taxa de aumento secundário no módulo cisalhante está relacionada a mudanças tixotrópicas na estrutura da argila e, é determinada como linear quando plotada em relação ao logaritmo do tempo.

#### 4.4 ARGILA RECONSTITUÍDA

Os resultados dos ensaios realizados com as amostras de argila reconstituída, tais como, parâmetros de adensamento e a variação da rigidez ao longo do tempo estão contemplados nos próximos itens.

##### 4.4.1 Ensaio de adensamento

Nas Tabelas 4.20 e 4.21 respectivamente, são apresentados os dados referentes aos índices de remoldagem dos corpos de prova e as respostas após o carregamento unidimensional, para as amostras ensaiadas no equipamento modificado (M) e na prensa de adensamento convencional (C).

Tabela 4.20: Dados de moldagem dos corpos de prova compostos de argila reconstituída.

C (%)	pH	CP	Massa	H <sub>1</sub> (mm)	H <sub>2</sub> (mm)	w <sub>i</sub> (%)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>
0		Ari 1	178,8	45,8	25,2			4,52	2,04
0	7	Ar 2	180,2	46,4	27,0	135,0	63,0	4,50	2,20
0		Ar 3	180,7	46,3	25,7			4,51	2,05
2		Ar 4	178,9	46,3	27,6			4,57	2,32
2	3	Ar 5	178,7	45,6	27,8	135,0	64,0	4,53	2,37
2		Ar 6	181,0	46,4	28,1			4,56	2,36
6		Ar 7	178,6	4,60	31,44			4,55	2,79
6	2	Ar 8	178,5	4,60	30,95	136,04	64,0	4,52	2,71
6		Ar 9	178,6	4,60	31,07			4,53	2,74
10		Ar 10	178,8	4,60	33,83			4,51	3,05
10	0	Ar 11	178,6	4,60	33,88	136,04	65,0	4,53	3,07
10		Ar 12	178,4	4,60	33,31			4,57	3,03

Tabela 4.21: Dados de moldagem dos corpos de prova em argila reconstituída (prensa de adensamento convencional).

Tipo da Amostra	CP	Massa (g)	H <sub>1</sub> (mm)	H <sub>2</sub> (mm)	w <sub>i</sub> (%)	w <sub>f</sub> (%)	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>
argila reconstituída	Ar 1	52,01	20,0	11,30	115,0	70,4	2,79	1,14
	Ar 2	52,05	20,0	11,08	116,8	74,7	2,82	1,12

As Figura 4.46 e 4.47, respectivamente, apresentam as curvas de adensamento da argila reconstituída (remoldada) ensaiadas com água destilada (pH7), no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional.

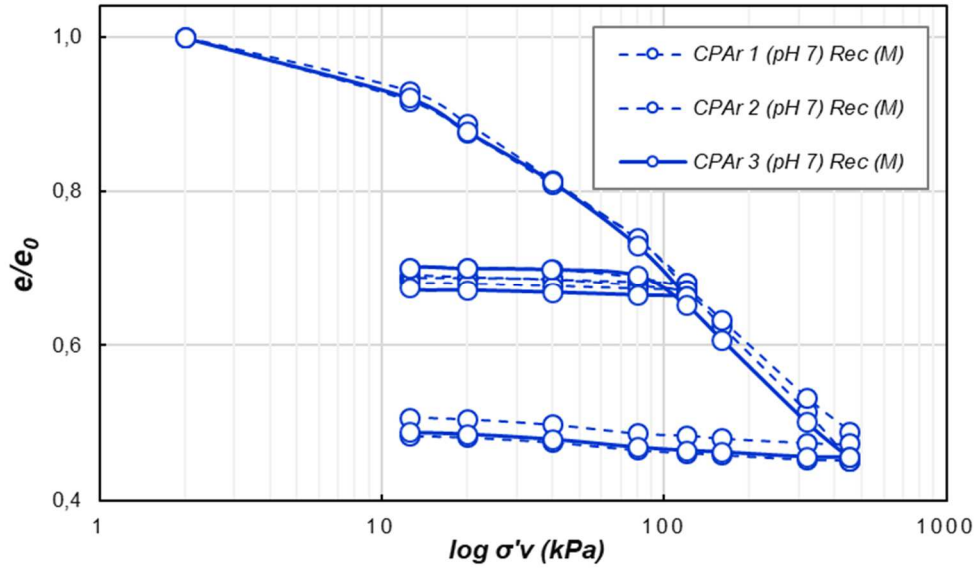


Figura 4.46 Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com água destilada.

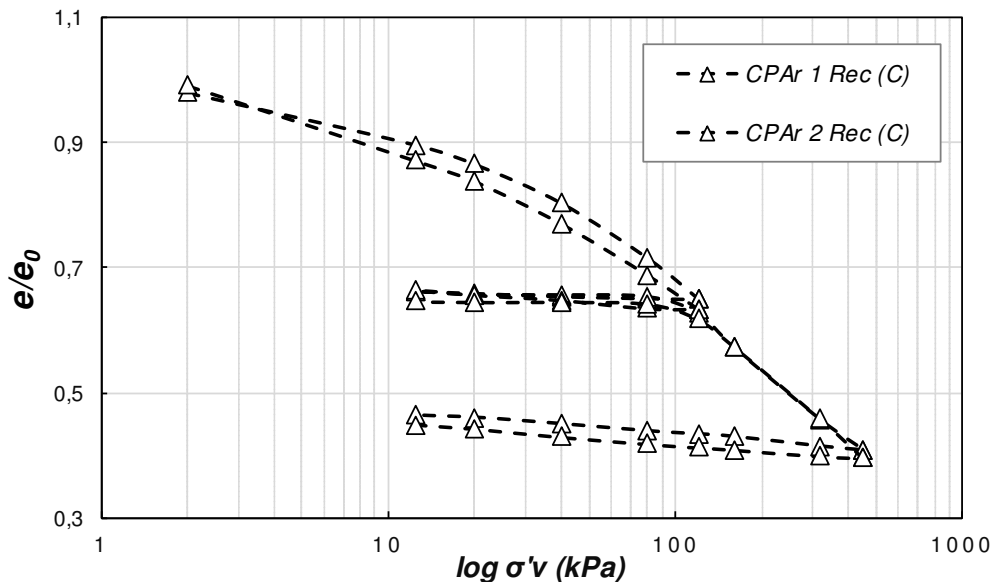


Figura 4.47 Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com água destilada.

À critério de validação do equipamento modificado utilizado para realização do programa experimental, foram realizados ensaios de adensamento na prensa convencional. Os ensaios realizados em ambos os dispositivos estão confrontados na Figura 4.47.

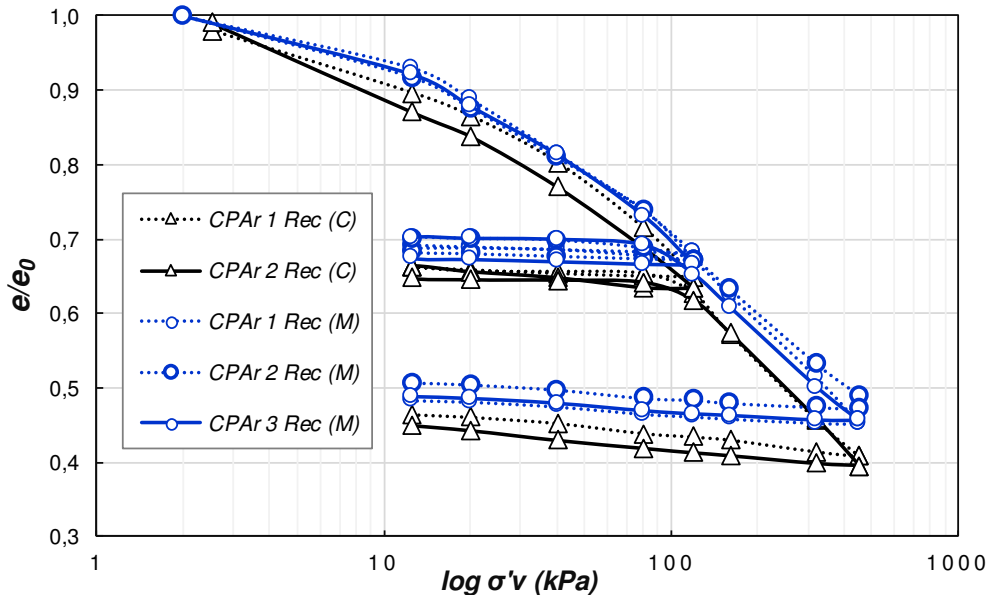


Figura 4.48 Curvas de adensamento da argila reconstituída obtida ensaiando em ambos os dispositivos.

As amostras de argila reconstituída (remoldada) ensaiadas no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional, foram submetidas ao mesmo fluido intersticial, apenas água destilada. Como pode ser observado na figura anterior, as respostas obtidas para as curvas de adensamento seguiram tendência semelhante e os resultados foram de mesma magnitude. Estas respostas tornam válido o uso do equipamento modificado para os ensaios com fluido intersticial ácido, uma vez que, este apresentou neutralidade nas respostas e possui resistência química ao fluido ácido preterido, fator não atendido pela prensa de adensamento convencional.

Nas Figuras 4.49, 4.50 e 4.51 respectivamente, apresentam as curvas de adensamento das amostras de argila reconstituída, quando ensaiadas com fluido intersticial em concentrações de ácido, 0,001 mol/L (ou pH3); 0,01 mol/L (ou pH2) e 1 mol/L (ou pH0).

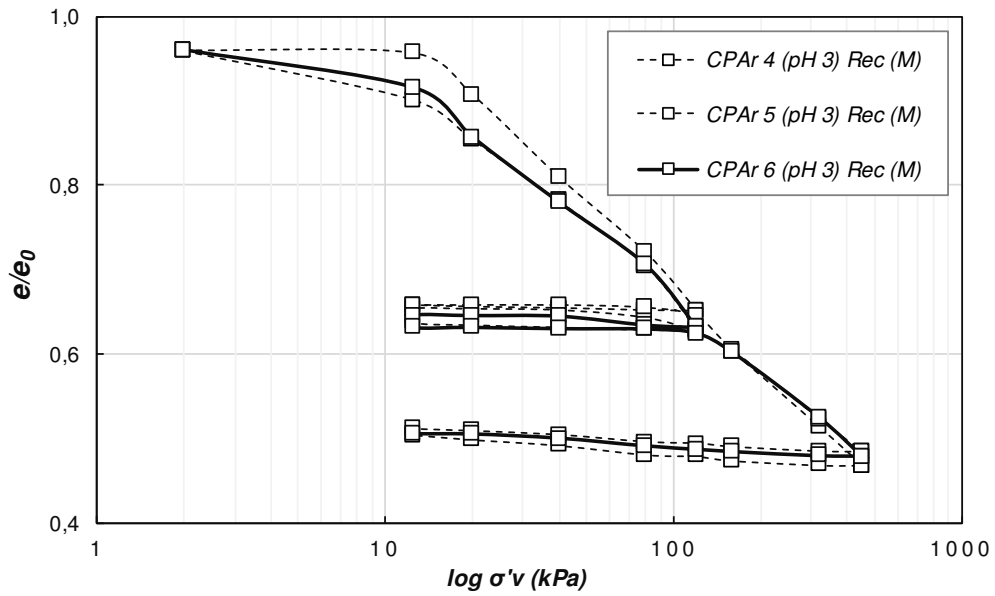


Figura 4.49 Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com teor de  $H_2SO_4$  (pH 3 ou 2%).

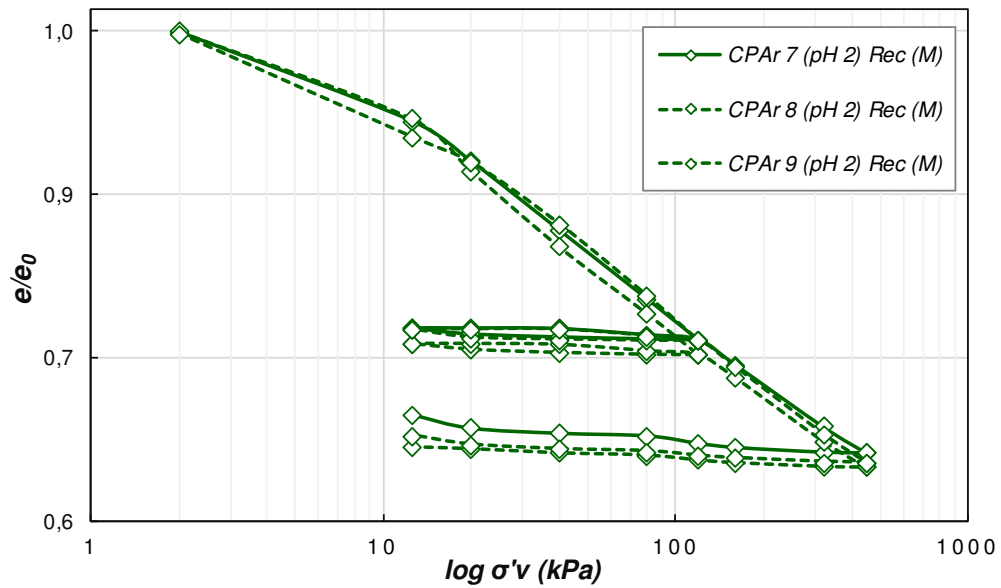


Figura 4.50 Curva de adensamento da argila reconstituída ensaiada com teor de  $H_2SO_4$  (pH 2 ou 6%).



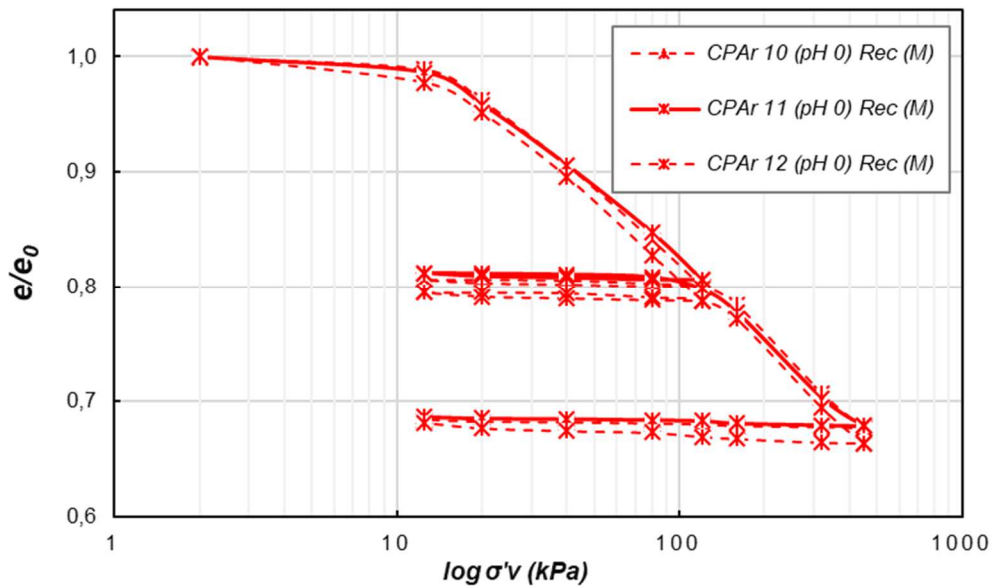


Figura 4.51 Curva de adensamento da argila reconstituída e ensaiada com teor de  $H_2SO_4$  (pH 0 ou 10%).

Na Figura 4.52 estão apresentadas as curvas de adensamento das amostras de argila reconstituída ensaiada com água destilada (pH7 ou 0%) e, ácido sulfúrico em concentração de 0,001 mol/L (pH3 ou 2%).

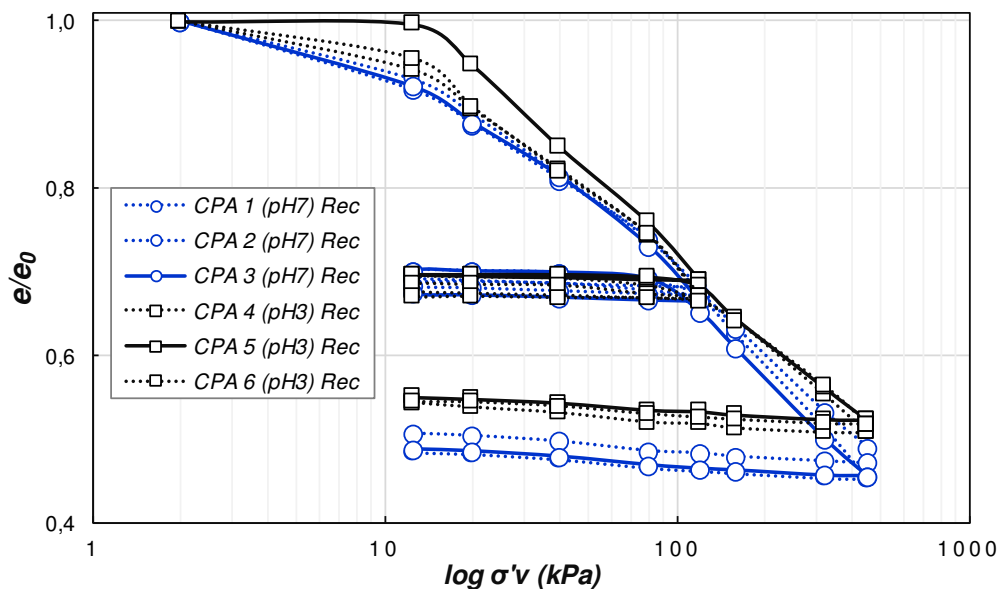


Figura 4.52 Curvas de adensamento da argila reconstituída ensaiada com água destilada e  $H_2SO_4$  (0% e 2%).

A Figura 4.53 apresenta a comparação entre as curvas de adensamento obtidas para a argila reconstituída ensaiada com concentração de ácido sulfúrico em, 0,01 mol/L (pH2 ou 6%) e 1 mol/L (pH0 ou 10%).

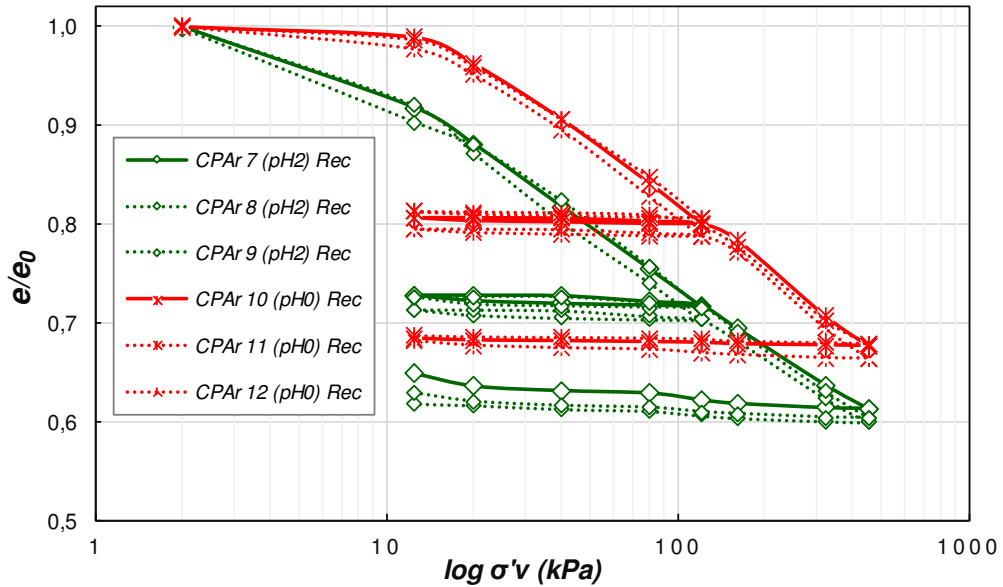


Figura 4.53 Curvas de adensamento obtida da argila reconstituída ensaiada com diferentes teores de  $H_2SO_4$ .

Na Figura 4.54 pode ser observado o comportamento das curvas de adensamento para todas as amostras de argila reconstituída, ensaiadas com água destilada e solução contaminante.

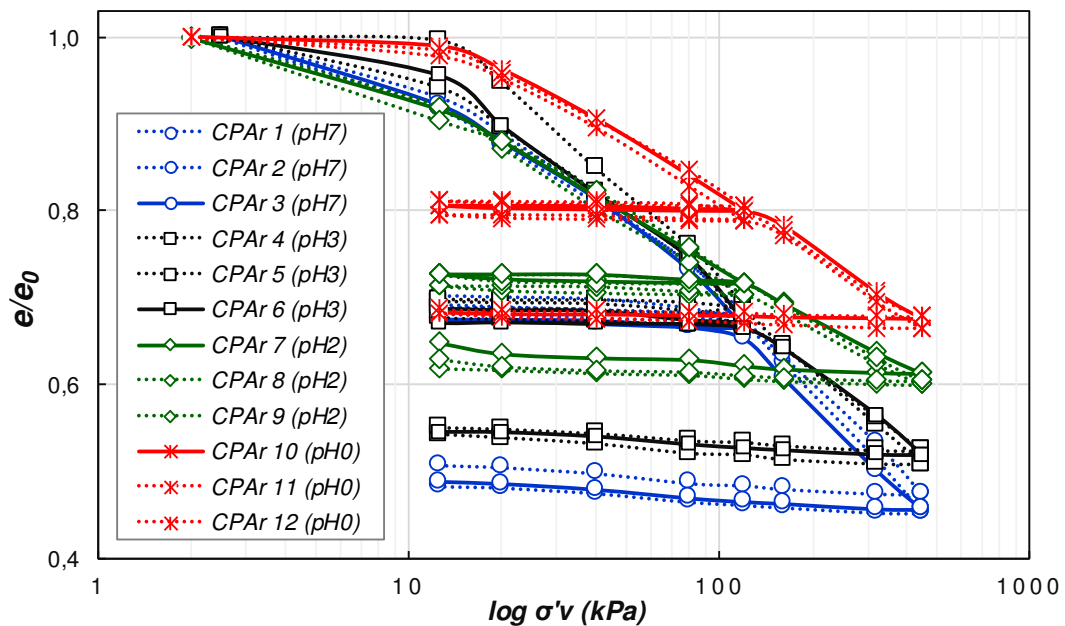


Figura 4.54 Curvas de adensamento das amostras de argila reconstituída para todos os diferentes fluidos intersticiais.

As amostras de argila reconstituída ensaiadas com água destilada apresentaram maior adensamento em comparação ao fluido intersticial ácido. Estas amostras apresentaram um comportamento inversamente proporcional a concentração ácida da solução. Assim sendo, foi observado uma aparente influência do fluido intersticial na resposta à consolidação.

O efeito da estrutura do solo na compressibilidade, considerando a presença de fluido ácido se mostrou mais pronunciada nas amostras indeformadas do que nas amostras reconstituídas. Semelhantes observações foram postuladas por Gratchev e Towhata (2015), em testes com solos argilosos de Kansai e Yarakucho e fluidos intersticiais ácidos, as amostras remoldadas apresentaram menor compressibilidade quando comparadas as indeformadas (não-perturbadas).

A compressibilidade de solos argilosos é complexa e alguns fatores que a controlam são fundamentais, por exemplo, Chen et al. (2000), mencionou o intumescimento ou inchaço, o qual é geralmente atribuído ao rebote de partículas dobradas ou inchaço da dupla camada difusa. De acordo com Salas e Serratos (1953) posteriormente corroborado por Bakhshipour et al. (2017), a maioria das estruturas de argila não é somente floclada ou dispersa, mas uma combinação das duas, com uma tendência mais alta de floclular ou dispersar. Portanto, para a mesma argila, diferentes estruturas podem ser formadas por diferentes interações físico-químicas, resultando em variação nas propriedades de engenharia (GORI, 1994; SRIDHARAN, et al., 1988, 2002; BENNA et al., 2002; JOZEFACIUK e BOWANKO, 2002; SANTAMARINA et al., 2002; GAJO e MAINES, 2007; GRATCHEV e SASSA, 2009; ZHANG, et al., 2015; WANG e BIENEN, 2016).

Um efeito significativo do fluido intersticial ácido na compressibilidade do solo investigado, poderia ser atribuído à composição mineral do solo, com a dissolução da estrutura mineral e a lixiviação dos cátions. Sivapullaiah et al. (2008) relataram que as reações de troca catiônica levaram a um aumento do intumescimento de um solo argiloso, devido à contaminação por ácido sulfúrico. Spagnoli et al. (2012) relataram um aumento notável da resistência ao cisalhamento em um ambiente ácido, devido à dissolução de  $Al^{3+}$  que age como um coagulante aumentando a resistência interna. Outros autores (por ex. Krebs et al., 1960; Liu et al., 2013, Bakhshipour et al., 2016, 2017), destacaram que o deslocamento de cátions por íons de  $H^+$ , leva a uma diminuição nos limites de Atterberg de solos argilosos, com a lixiviação de ferro e alumínio. Portanto, um aumento na concentração de íons hidrogênio e conseguinte reações de troca catiônica poderiam influenciar na diminuição da compressibilidade.

Segundo Mal'Yev (1998) e Sivapullaiah et al. (2009), a adsorção de sulfato proveniente de soluções de ácido sulfúrico pode desencadear uma diminuição dos índices de compressão de argilas, caulinita e montmorilonita. Logo, as reações de troca catiônica e potenciais mudanças mineralógicas seriam consideradas dominantes nos processos de intumescimento. Em decorrência disso, alterações no comportamento estrutural e convencional dos solos investigados, com a redução no adensamento mesmo em índices de vazios mais elevados.

As alterações estruturais e conseqüente redução no adensamento, seria a mudança na dupla camada difusa, devido a substituição de cátions trocáveis por íons  $H^+$ , presentes em grande quantidade no fluído intersticial ácido. Por conseqüência disso, os cátions substituídos combinam-se com ânions de sulfato presentes na solução e resultam na síntese de um novo mineral sulfato (PRASAD et al. (2017). Shenktman et al. (1995) identificaram a formação de minerais à base de sulfato, tais como: gesso, halotrichita, alúmen de potássio, melanterita e tamaruchite, durante a contaminação com ácido sulfúrico, gerando um intumescimento de solos argilosos. Latifi et al. (2016) identificou uma alteração na microestrutura ondulatória da montmorilonita, semelhante a flocos após a interação com o fluído intersticial ácido, destacando claramente novas formações minerais.

Diferentes tipos de tecidos podem ser formados em um sistema de argila. Os que envolvem líquidos polares com grandes constantes dielétricas (água < ácido sulfúrico), as forças atrativas e repulsivas são elevadas e aumentam com a constante dielétrica (CHEN et al., 2000). A força atrativa de van der waals atua entre os pares de moléculas e átomos em interação. Anandarajah e Chen (1997), postularam que essa força se torna função da geometria, inclinação relativa e distância das partículas (estrutura), além das propriedades de interação com o fluído intersticial.

Van Olphen (1964) sugeriu que no sistema onde a força repulsiva é pequena, as partículas se associam de maneira direta (floculada) e a atração será borda-a-face (EF), contrabalanceando a repulsão eletrostática face-a-face (FF), entre duas partículas carregadas. Se a força de atração face-a-face for menor que a força de repulsão, a matriz formada por duplo "T" se romperá, resultando em estruturas defloculada face-a-face.

Stawinski (1990) verificou uma estrutura borda-a-face predominante em solos argilosos, embora as associações face-a-face também foram observadas em microagregados. De acordo com Mitchell (1993), uma estrutura floculada aberta tem maior resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade do que uma estrutura defloculada. Moore e Mitchell (1974) postularam que a variação da resistência ao cisalhamento estava em concordância qualitativa com a força atrativa de van der waals. A concordância indica que um

aumento na força de atração leva a um aumento na resistência ao cisalhamento, possivelmente devido ao aumento na resistência ao cisalhamento dos contatos interpartículas. Entretanto, Sridharan e Rao (1973) em estudos com amostras de solos de mesma estrutura, mas diferentes fluídos intersticiais, observaram que devido à influência do tecido do solo, os efeitos físico-químicos investigados foram diferentes em sistemas preparados, solos argilosos e água, sendo posteriormente submetidos a fluídos intersticiais com características ácidas.

De acordo com Mitchell (1960) e Olson e Mesri, (1970) as diferenças físico-químico em sistemas com argila, água e posteriormente adição de fluídos químicos, contribuem para alterações no arranjo das partículas de argila. Para Chen et al. (2000), o principal fator que controla os efeitos físico-químicos na compressibilidade é a força de atração de van der Waals, assim, um aumento na força de atração resulta em acréscimo na resistência ao cisalhamento, dos contatos entre partículas. Isso permite que o solo resista a maior tensão de sobrecarga a uma taxa de vazios mais elevada, ocasionando maior resistência ao cisalhamento e a compressibilidade.

A partir das informações relatadas na literatura, pode-se inferir que o comportamento de mudança de volume dos solos é significativamente afetado por vários mecanismos sob condições ácidas. Determinar um único fator para prever tal comportamento de mudança no volume dos solos contaminados com ácidos concentrados torna-se tarefa difícil e, provavelmente diferentes mecanismos aparentemente estejam envolvidos.

#### 4.4.2 Parâmetros de adensamento

As Tabelas 4.22 e 4.23 respectivamente, apresentam os parâmetros de adensamento calculados para a argila reconstituída, a partir dos ensaios realizados na prensa de adensamento convencional submetidos a água destilada como fluído intersticial e o equipamento modificado, com uso de água destilada e teores de  $H_2SO_4$ , 0,001 mol/L (pH3 ou 2%), 0,01 mol/L (pH2 ou 6%), 1 mol/L (pH0 ou 10%).

Tabela 4.22: Coeficientes de adensamento obtidos para a argila reconstituída, ensaiados com água destilada.

Material	$C_c$	$C_s$	$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )
argila reconstituída	0,630	0,031	0,00153
	0,620	0,094	0,00136

Tabela 4.23: Coeficiente de adensamento obtido para a argila reconstituída ensaiada com água destilada e percentuais de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

C (%); (pH)	Cc	Cs	mv (kPa <sup>-1</sup> )
0; (pH 7)	1,050	0,050	0,0014
0; (pH 7)	1,002	0,045	0,0014
0; (pH 7)	1,058	0,045	0,0016
2; (pH 3)	1,112	0,005	0,0016
2; (pH 3)	1,255	0,030	0,0016
2; (pH 3)	1,252	0,030	0,0018
6; (pH 2)	0,900	0,042	0,0011
6; (pH 2)	0,958	0,042	0,0014
6; (pH 2)	0,810	0,042	0,0011
10; (pH 0)	0,780	0,026	0,0011
10; (pH 0)	0,736	0,035	0,0010
10; (pH 0)	0,800	0,030	0,0012

As Figuras 4.55, 4.56 e 4.57 respectivamente, apresentam os índices de compressão, descompressão e o coeficiente de variação volumétrica obtidos das amostras de argila reconstituída, ensaiadas com fluido intersticial de água destilada e concentrações de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, 0,001 mol/L (pH3 ou 2%), 0,01 mol/L (pH2 ou 6%), 1 mol/L (pH0 ou 10%).

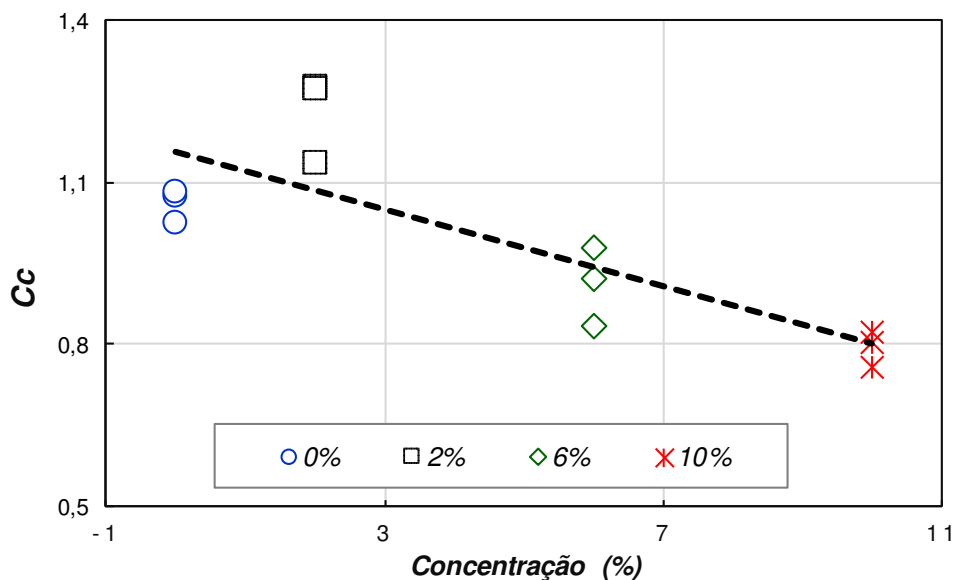


Figura 4.55 Tendência do Cc em função da concentração de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> obtido das amostras de argila reconstituída.

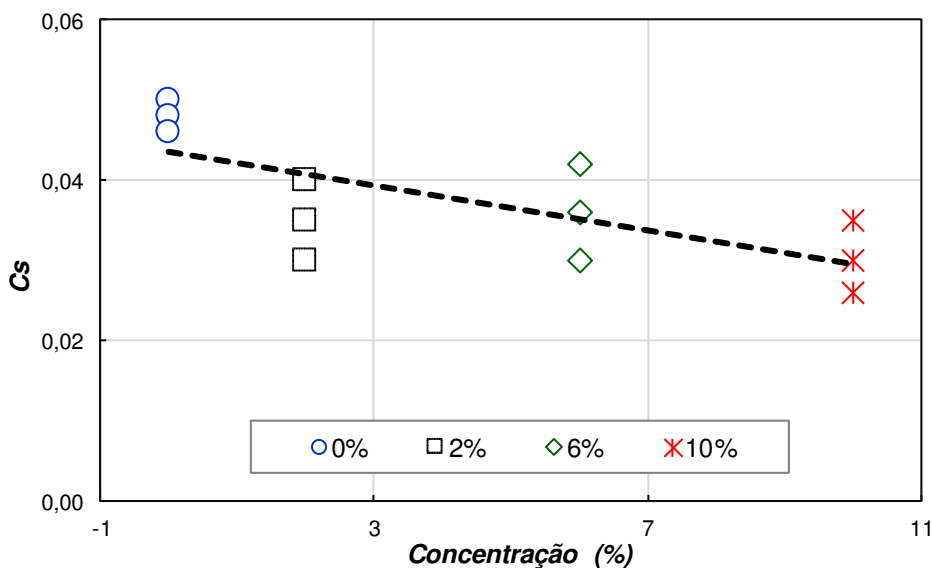


Figura 4.56 Tendência do índice de descompressão em função da concentração de  $H_2SO_4$  para as amostras de argila reconstituída.

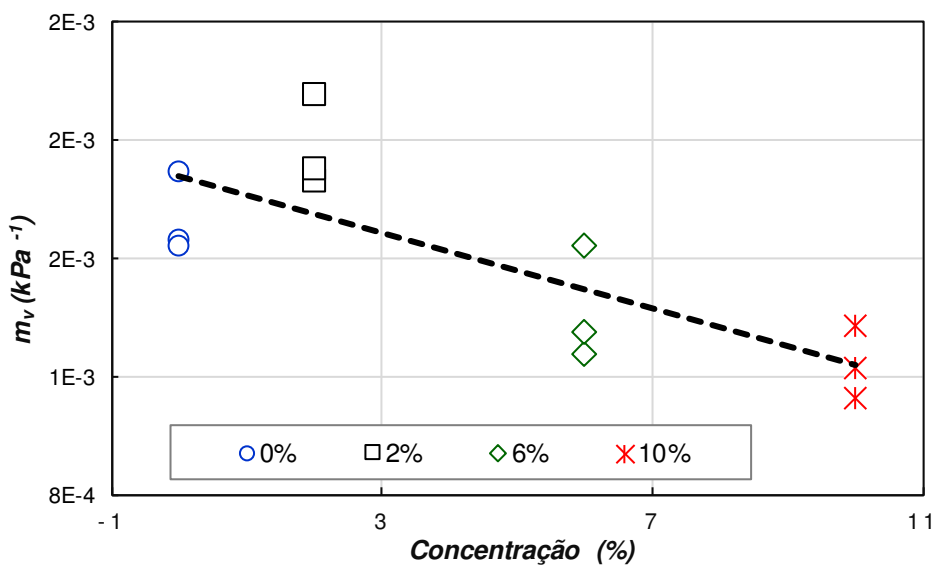


Figura 4.57 Tendência do coeficiente de variação volumétrica em função da concentração de  $H_2SO_4$  da argila reconstituída.

O índice de compressão e o de variação volumétrica das amostras de argila reconstituída apresentaram um leve aumento dos valores para a concentração de  $0,001 \text{ mol/L}$  (pH3 ou 2%), em relação a água destilada como fluido intersticial. O contrário foi observado nas amostras com maior concentração de ácido sulfúrico,  $0,01 \text{ mol/L}$  (pH2 ou 6%) e  $1 \text{ mol/L}$  (pH0 ou 10%), com tendência ao decréscimo dos valores em consequência da influência do fluido mais ácido

nos poros das amostras. No que diz respeito ao índice de descompressão, houve uma redução linearizada em relação ao aumento do teor de ácido.

#### a) Coeficiente de adensamento vertical

Nas Tabelas 4.24 e 4.25 respectivamente, podem ser verificados os coeficientes de adensamento obtidos das amostras de argila reconstituída, ensaiadas no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional, quando submetidas aos ensaios com água destilada e as concentrações de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> de: 0,001 mol/L (pH3 ou 10%), 0,1 mol/L (pH2 ou 6%) e 1 mol/L (pH0 ou 10%), como fluido intersticial.

Tabela 4.24: Coeficiente de adensamento vertical obtido das amostras de argila reconstituída em função dos fluidos intersticiais.

$\sigma$ (kPa)	0% (pH 7)			2% (pH 3)			6% (pH 2)			10% (pH 0)		
	Ar 1	Ar 2	Ar 3	Ar 4	Ar 5	Ar 6	Ar 7	Ar 8	Ar 9	Ar 10	Ar 11	Ar 12
	$C_v$ m <sup>2</sup> /s											
12,5	0,34	0,39	0,42	0,08	0,07	0,08	0,45	0,00	0,39	0,08	0,13	0,04
20	0,92	0,57	0,50	0,29	0,07	0,30	0,41	1,21	0,39	0,22	0,11	0,07
40	1,71	1,92	1,28	1,13	1,12	2,13	1,69	2,08	2,16	1,66	2,57	0,96
80	3,12	2,88	2,61	3,63	5,19	8,11	3,73	4,96	4,55	9,54	16,00	7,41
120	7,09	9,21	10,5	9,80	7,97	9,59	3,58	7,45	6,44	2,71	8,14	3,17
160	15,01	12,26	13,8	24,75	25,91	24,75	13,50	9,76	8,45	8,24	14,42	11,02
320	11,21	12,81	16,7	18,27	18,74	20,98	34,43	31,79	32,12	12,65	18,88	16,58
450	13,72	11,70	17,87	42,57	44,69	46,07	26,02	19,62	18,97	9,20	8,53	10,12

Tabela 4.25: Coeficiente de adensamento vertical obtido nas amostras de argila reconstituída ensaiadas com água destilada.

$\sigma$ (kPa)	CPAr 1	CPAr 2
	m <sup>2</sup> /ano	
12,5	0,86	0,96
20	0,46	0,35
40	1,63	1,06
80	0,77	2,49
120	5,64	4,17
160	11,08	8,06
320	13,55	10,24
450	17,45	12,20



A Figura 4.58 ilustra o comportamento verificado quanto aos coeficientes de adensamento vertical das amostras de argila reconstituída, ensaiadas no equipamento modificado e na prensa de adensamento convencional, comparativamente. Os valores apresentados são referentes apenas aos corpos de prova submetidos ao fluido intersticial de água destilada, afim de comparação entre dispositivos utilizados para ensaio.

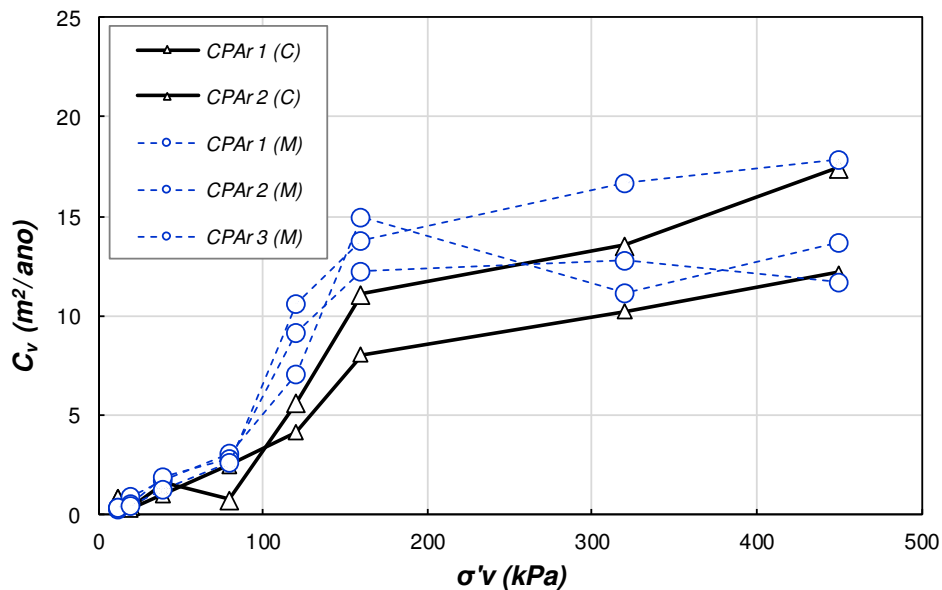


Figura 4.58 Coeficiente de adensamento verificado nos ensaios com água destilada no equipamento modificado (M) e na prensa de adensamento convencional (C).

A Figura 4.59 apresenta a variação do coeficiente de adensamento vertical obtidos nas amostras de argila reconstituída, ensaiadas com água destilada no CP1 ao CP3 e, diferentes concentrações de  $H_2SO_4$ , 0,001 mol/L, (pH3 ou 2%) no CP4 ao CP6; 0,01 mol/L (pH2 ou 6%) no CP7 ao CP9 e, 1 mol/L (pH0 ou 10%) no CP10 ao CP12.

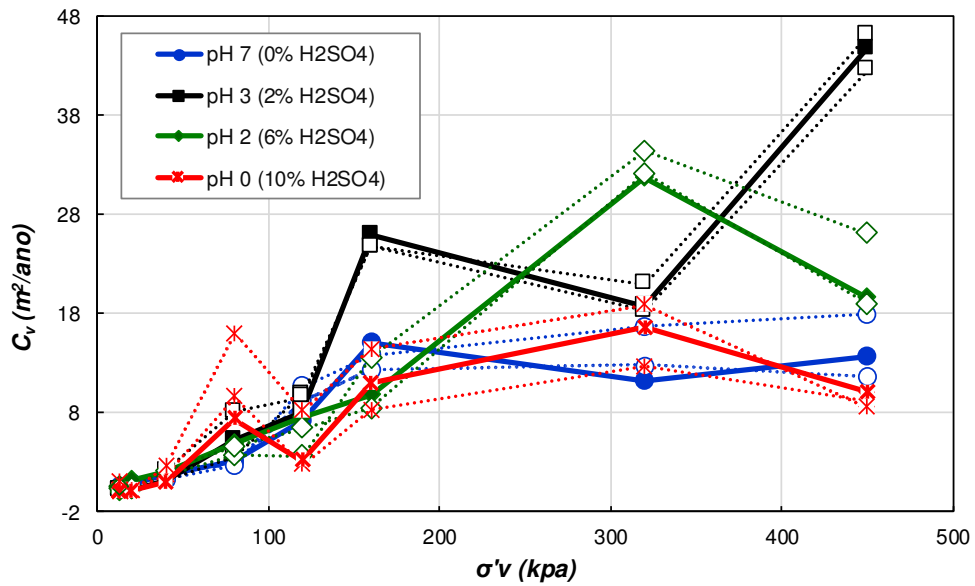


Figura 4.59  $C_v$  obtido na argila reconstituída frente as diferentes concentrações de  $H_2SO_4$ .

Na Figura 4.60 é possível verificar a tendência na elevação do coeficiente de adensamento em função do acréscimo de tensão vertical aplicada.

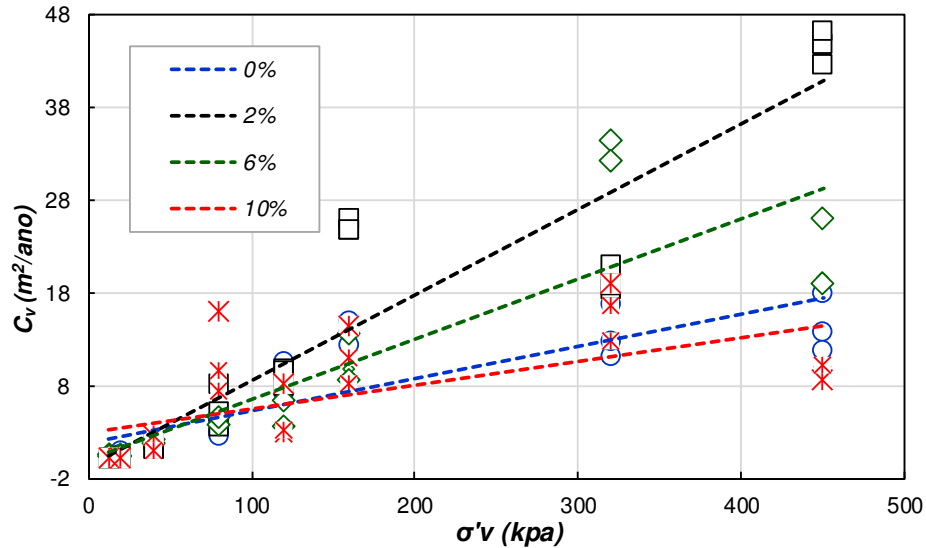


Figura 4.60 Tendência do  $C_v$  da argila reconstituída frente aos diferentes fluidos intersticiais.

#### 4.4.3 Módulo de cisalhamento

Os módulos de cisalhamento foram calculados a partir das velocidades das ondas sísmicas durante os ensaios de adensamento. Na Figura 4.61 pode ser observada a variação das velocidades das ondas S em função da tensão aplicada na argila reconstituída. Já a Figura

4.62 mostra a velocidade da onda cisalhante normalizada pela velocidade  $v$ , em função da tensão vertical pela pressão atmosférica.

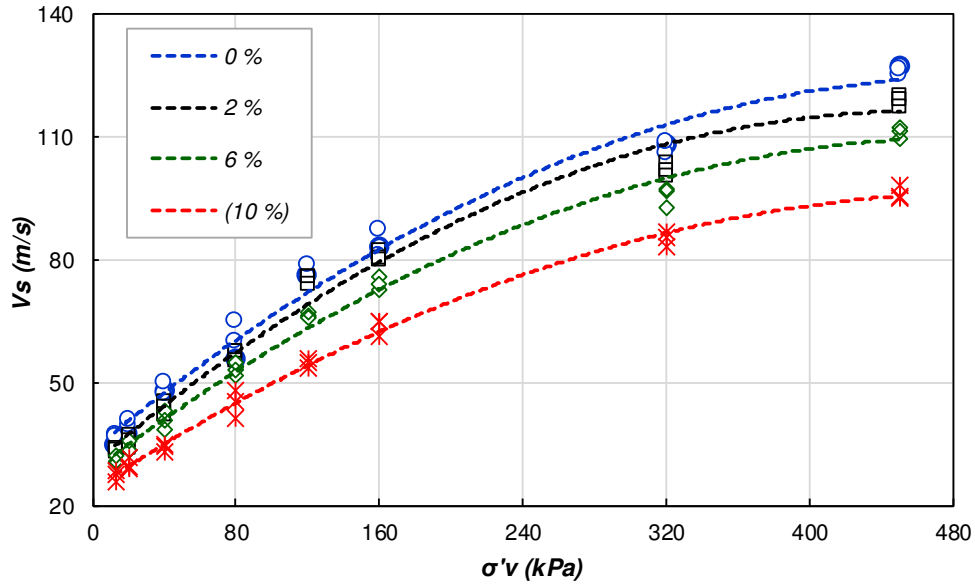


Figura 4.61 Velocidade da onda S na argila reconstituída.

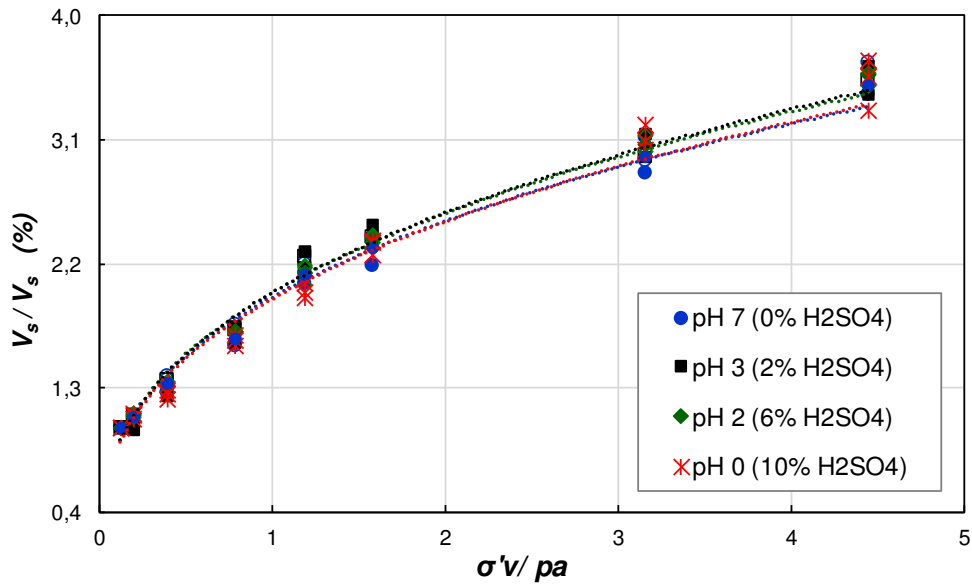


Figura 4.62 Velocidade da onda cisalhante normalizada.

A Tabela 4.26 apresenta os módulos de cisalhamento obtidos da argila reconstituída, ensaiada no equipamento modificado com água destilada (pH7 ou 0%) e, submetidos as diferentes concentrações de ácido sulfúrico, 0,001 mol/L (pH3 ou 2%), 0,01 mol/L (pH2 ou 6%), 1 mol/L (pH0 ou 10%).

Tabela 4.26: Módulo de cisalhamento obtido nas amostras de argila reconstituída frente aos diferentes fluidos intersticiais.

$\sigma$ (kPa)	0 % (pH 7)			2 % (pH 3)			6 % (pH 2)			10 % (pH 0)		
	Ar 1	Ar 2	Ar 3	Ar 4	Ar 5	Ar 6	Ar 7	Ar 8	Ar 9	Ar 10	Ar 11	Ar 12
	G (MPa)											
12,5	1,21	1,39	1,38	1,09	1,17	1,13	0,91	1,04	0,96	0,68	0,76	0,81
20	1,42	1,58	1,67	1,26	1,16	1,36	1,11	1,28	1,12	0,84	0,87	0,98
40	2,31	2,24	2,52	1,95	1,79	2,06	1,47	1,87	1,65	1,10	1,20	1,20
80	3,09	3,63	4,26	3,33	3,09	3,34	2,65	3,00	2,80	1,72	2,04	2,29
120	5,82	5,81	6,25	5,71	5,52	5,73	4,36	4,31	4,49	2,87	3,01	3,10
160	6,94	6,62	7,68	6,73	6,42	6,45	5,24	5,74	5,50	3,76	4,20	4,16
320	11,75	11,28	11,89	10,72	10,36	10,11	8,51	9,45	9,37	6,93	7,27	7,43
450	16,25	15,77	16,11	14,39	13,79	14,11	11,96	12,63	12,31	9,11	9,59	8,93

A Figura 4.63 apresenta o módulo de cisalhamento em função da tensão aplicada e a variação do índice de vazios, para as amostras de argila reconstituída. Já a Figura 4.64 ilustra o módulo de cisalhamento em função do índice de vazios, normalizado, onde pode ser observada tendência de dispersão nos valores obtidos para as amostras com percentuais de (10% e 6%) como fluido intersticial, em comparação com o conjunto das amostras com percentuais de (2% e 0%) de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

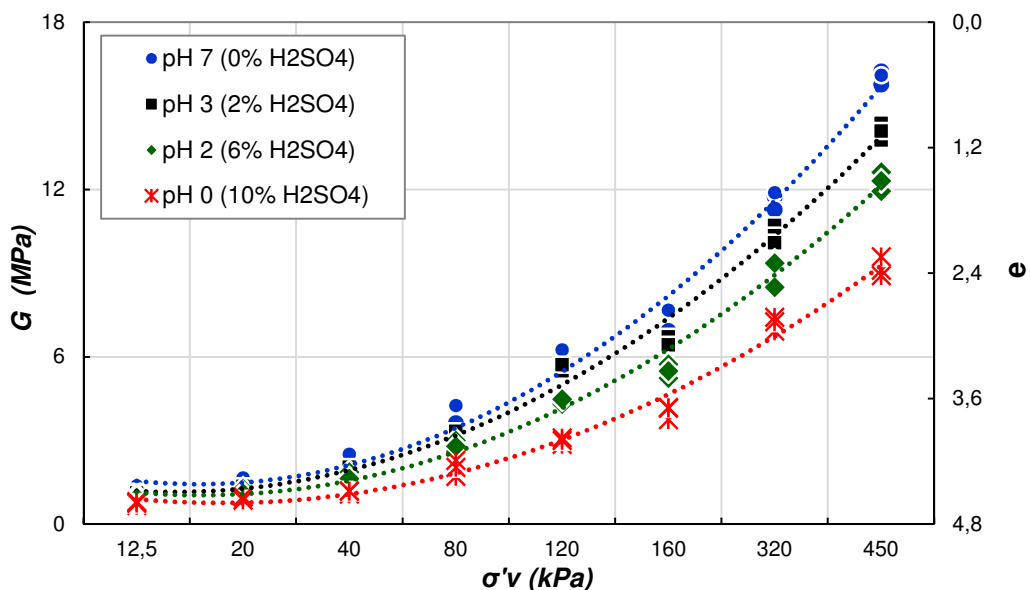


Figura 4.63 Módulo cisalhante obtido para as amostras de argila reconstituída frente aos fluidos intersticiais.

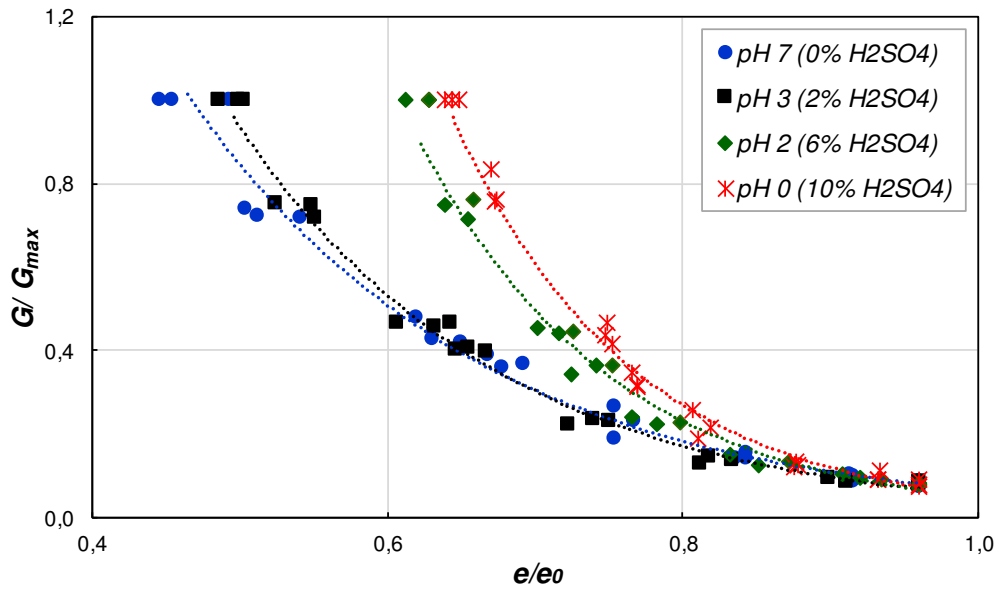


Figura 4.64 Módulo de cisalhamento normalizado.

A Figura 4.65 ilustra os módulos da argila reconstituída em função da variação do índice de vazios. As linhas demonstram a tendência de elevação dos níveis de rigidez, como consequência da redução do índice de vazios, comportamento visivelmente influenciado pela consolidação ou aproximação das partículas sólidas das amostras.

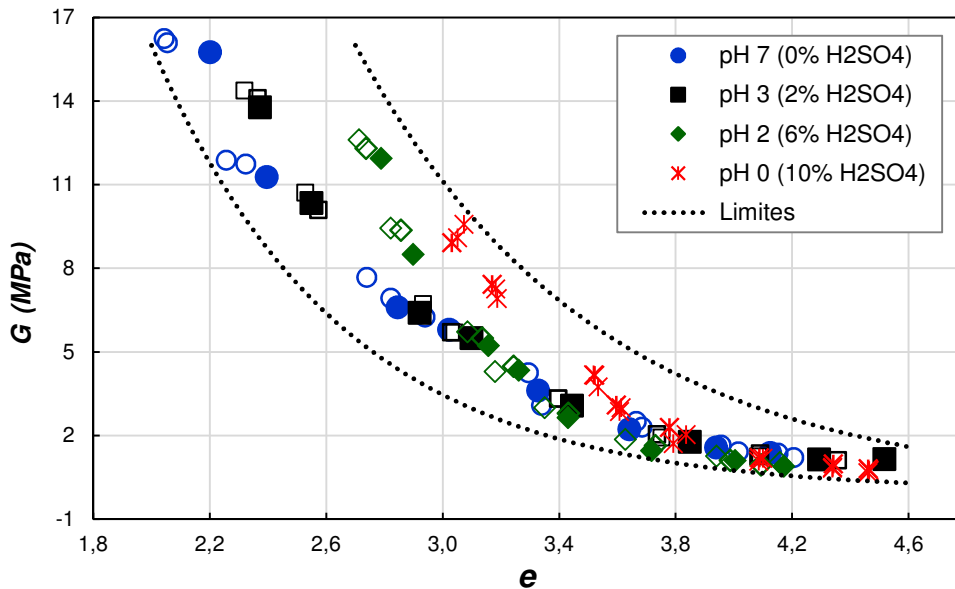


Figura 4.65 Módulo de cisalhamento da argila reconstituída em função da variação do índice de vazios.

## 4.5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste item serão discutidos os resultados obtidos para os experimentos realizados com o caulim e argila indeformada e reconstituída frente aos diferentes fluídos intersticiais adotados.

### 4.5.1 Ensaios de adensamento

A característica química do fluido dos poros apresentou determinante influência no adensamento das amostras remoldadas de caulim. Os ensaios de adensamento com o uso de solução contaminante contendo percentuais de ácido sulfúrico, apresentaram comportamento relativamente proporcional a concentração adotada. Portanto, os recalques mais elevados foram observados nas amostras submetidas aos dois teores mais elevados de ácido sulfúrico e também se assemelharam em magnitude, com 1 mol/L (ou 10%) e 0,01 mol/L (ou 6%), as amostras adensaram cerca de 26% e 26,5%, respectivamente. Logo, a menor concentração, 0,001 mol/L (ou 2%) apresentou valor reduzido de adensamento em relação aos anteriores, cerca de 22,9%. E por fim, a água destilada com cerca de 21,4%, teve comportamento menos acentuado, fator relacionado ao fluído intersticial não ácido.

As partículas minerais do subgrupo caulinita consistem das unidades básicas empilhadas, a ligação entre as camadas sucessivas é exercida pelas forças de van der Waals e as ligações de hidrogênio. Tal ligação é suficientemente forte para que não haja inchaço na camada intermediária, quando há presença de água (MITCHEL, 1993). Para O'Brien, (1971); Olphen, (1977); Rand e Melton (1977) e Melton e Rand (1977), as forças interpartículas reguladoras determinam essa associação, comumente classificadas como borda-a-face (EF), borda-a-borda (EE) ou face-a-face (FF).

As cargas nas bordas das partículas de caulim se tornam cada vez mais positivas no ambiente ácido, devido aos processos de protonação, ou adsorção de íons hidrogênio (H<sup>+</sup>) e dissociação do Al<sup>3+</sup>. Para os autores, Rand et al. (1980); Wieland e Stumm (1992), Santamarina et al. (2002); Palomino e Santamarina (2005), é esperado que esse efeito resulte em estruturas floculadas, borda-a-face (EF). Logo, em pH baixo, tanto as bordas das partículas quanto as faces estão carregadas positivamente, o que resulta em uma estrutura dispersa floculada, e de baixa resistência ao cisalhamento. Então, as partículas associam-se em grupos, para formar agregados maiores, ligando-se através de interações borda-a-borda (EE) e borda-a-face (EF), podendo formar redes de alta taxa de vazios (OLPHEN, 1991; STUMM, 1992; WIELAND e STUMM, 1992; MITCHEL, 2003; ADAMS, 2014; MARJANOVIC, 2016).

Segundo Sridharan e Prakash (1999); Chen et al. (2000); Anantanasakul et al. (2012), estas associações entre as partículas de caulinita são importantes, por ela apresentar cargas pH dependentes e, o efeito em função do pH será um fator determinante no controle de formação da estrutura, sendo controlada pelo modo de disposição e pelas forças interpartículas. Tais fatores preponderantes, explicariam o fato de o caulim apresentar maior compressibilidade aos incrementos de carga, as quais estariam relacionadas a influência quanto a elevação na concentração do ácido sulfúrico no fluido intersticial das amostras ensaiadas.

Ademais, Chavali (2017) e Chavali e Prasad (2018), avaliaram o comportamento do caulim quanto a variação de volume e modificações estruturais, com fluido intersticial de ácido sulfúrico em  $\text{pH} \approx 0,0$  (extremamente ácido) e, identificaram o desaparecimento da calcita por dissolução, em função da alta concentração de ácido sulfúrico nos poros das amostras. Os autores verificaram a adsorção do sulfato resultando na formação de minerais à base de sulfato de cálcio (anidrito e bassanita).

Por fim, corroborando os resultados obtidos neste estudo, Gratchev e Towhara (2016) também relataram similar tendência, quanto ao aumento na compressibilidade de solos caulínicos, devido à contaminação por ácido sulfúrico. Podendo-se esperar a dissolução de minerais (calcita e ankerita), contribuindo para as alterações de volume observados devido à contaminação ácida. Estudos realizados por outros autores (por ex. Vronskii et al., 1978; Stephenson et al., 1989; Shekhtman et al., 1995; Sokolovich, 1995; Mal'tsev, 1998; Sivapullaiah et al., 2009), também revelam que solos contaminados com ácido sulfúrico proporcionam a dissolução de aluminossilicato e, a conseguinte formação de outros minerais que levam a mudanças de volume (WAHID et al., 2011a, 2011b).

Na Figura 4.66 é confrontado o comportamento das curvas de adensamento para as amostras de argila indeformada e reconstituída, para verificar a influência das características químicas do fluido intersticial e, as alterações estruturais no arranjo das partículas sólidas em amostras reconstituídas.

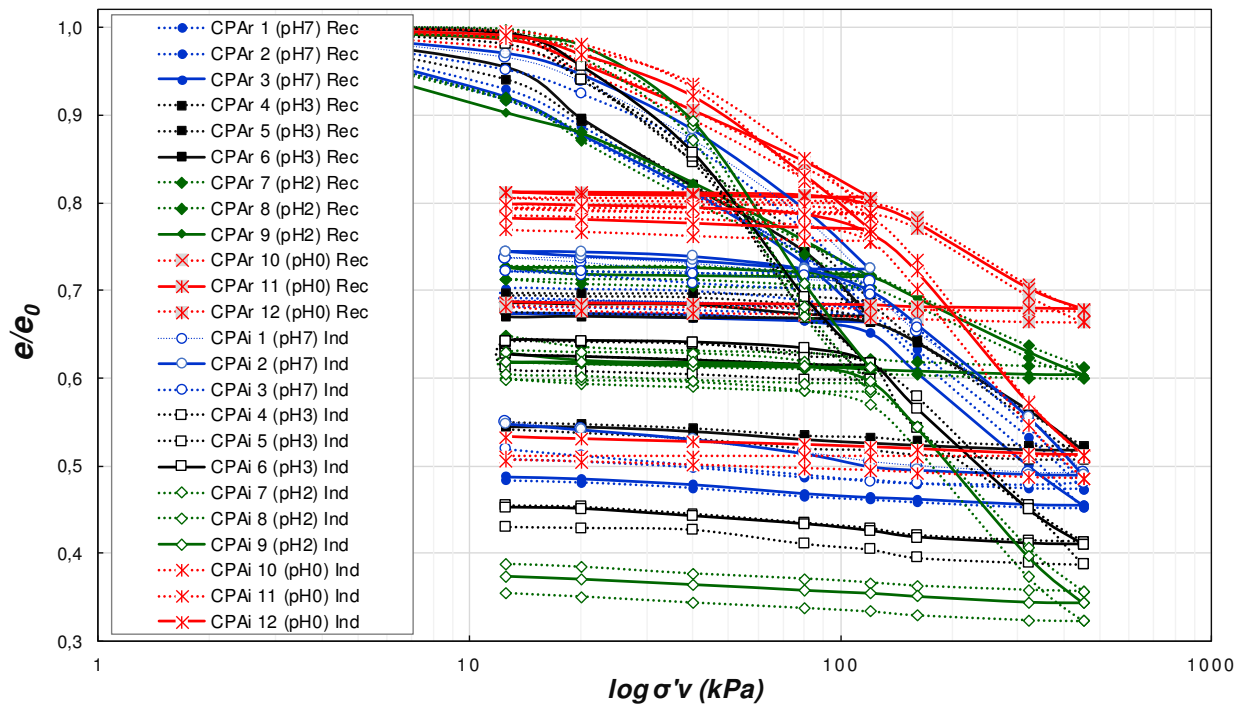


Figura 4.66 Comparação das curvas de adensamento das amostras de argila indeformada e reconstituídas submetidas aos diferentes fluidos intersticiais.

As amostras de argila reconstituída ensaiada com água destilada apresentaram pequena prevalência na magnitude de adensamento em relação as indeformadas (Figura 4.65). Porém, aos demais tratamentos, fica perceptível a influência dos maiores teores de solução contaminante ácida na alteração do comportamento, como pode ser observado nas Figuras 4,66, 4.67 e 4.68. Santamarina et al. (2011); Ku et al. (2011) e Kang et al. (2011), postularam o encolhimento da espessura da dupla camada difusa com a redução da interação elétrica, a partir da aproximação entre partículas e conseqüente aumento das forças de contato, resultando no maior adensamento.



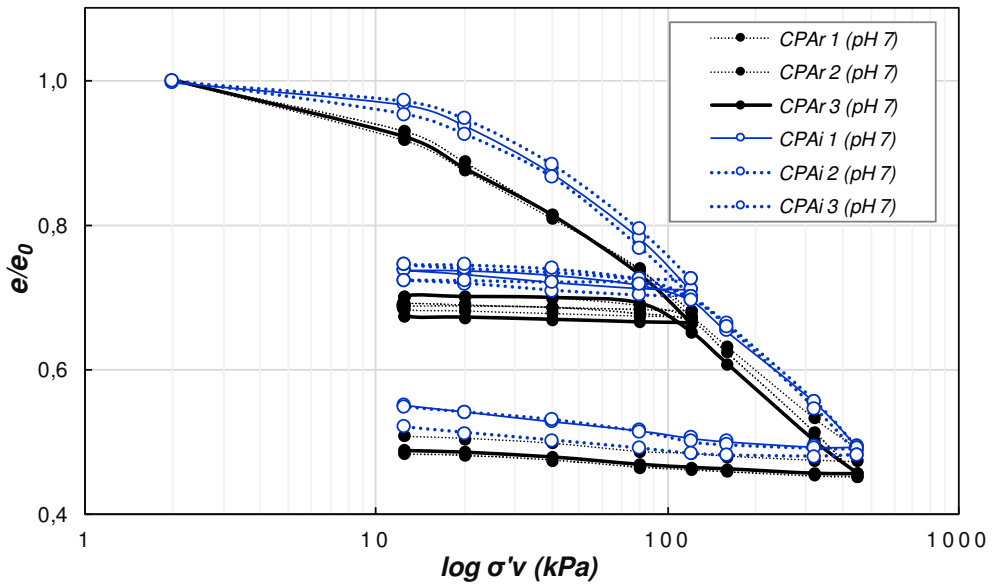


Figura 4.67 Argila indeformada x reconstituída ensaiadas com água destilada.

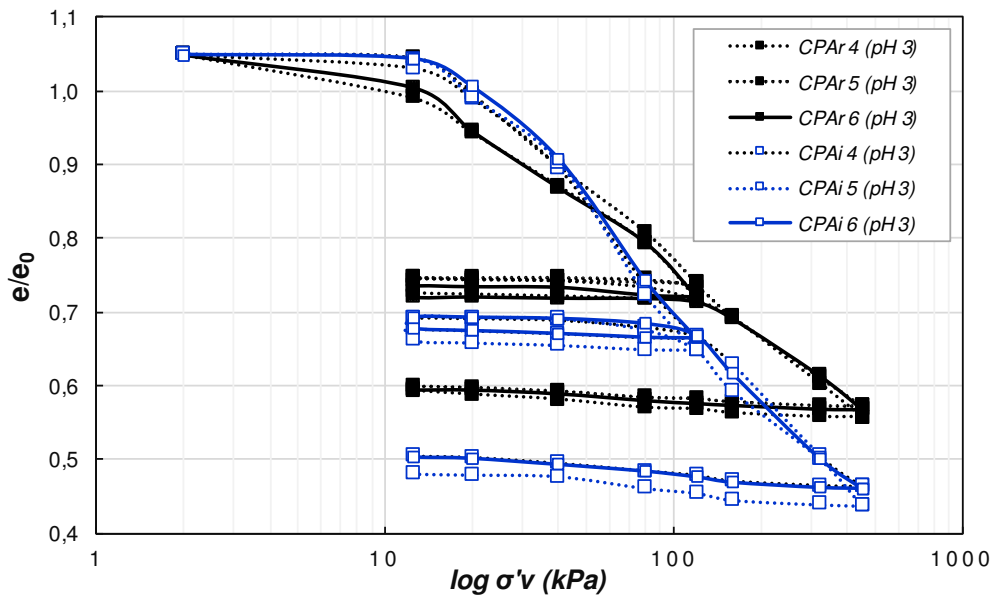


Figura 4.68 Argila indeformada x reconstituída ensaiada com 0,001 mol/L (2%).

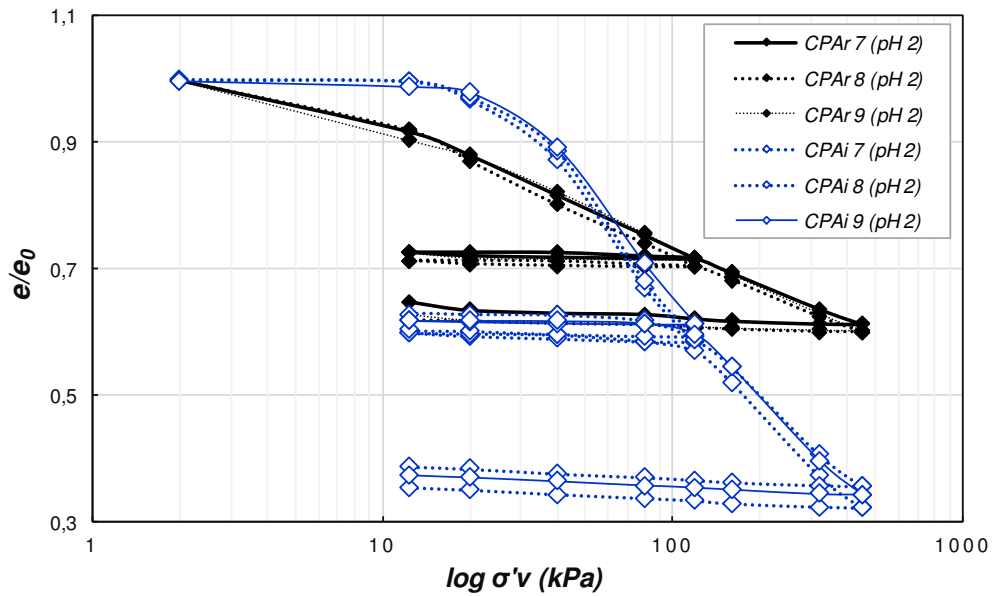


Figura 4.69 Argila indeformada x reconstituída ensaiada com 0,01mol/L (6%).

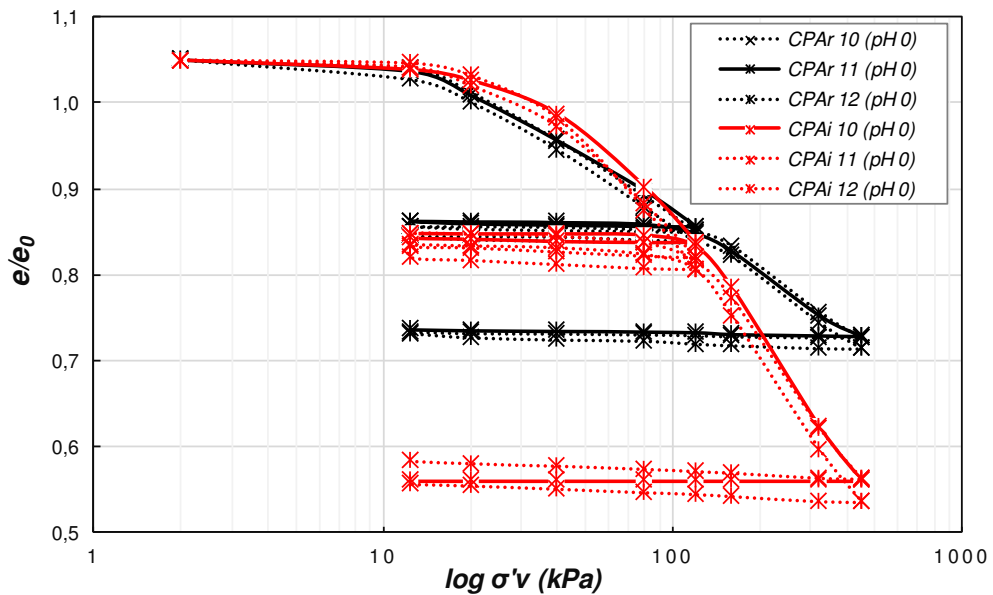


Figura 4.70 Argila indeformada x reconstituída ensaiada com 1mol/L (10%).

Ao analisar as respostas das curvas de adensamento das amostras indeformadas, separadas em relação aos percentuais de ácido sulfúrico na solução contaminante, fica evidente a influência da solução contaminante. Para as amostras reconstituídas o comportamento é invertido, os menores adensamentos estão vinculados aos maiores teores de ácido no fluido intersticial. A supressão da dupla camada difusa pela presença do grande número íons  $H^+$  no fluido dos poros da argila indeformada, tem influência para esse efeito verificado. No sentido

contrário, foi observado o comportamento da argila reconstituída, a quais acusaram menores adensamentos em função da reorganização estrutural das partículas, ao menos em partes, devido a sua desestruturação e posterior remoldagem. Nesse momento é mais perceptível a perda da cimentação natural e o rearranjo das partículas.

A capacidade de troca catiônica (CTC) é medida como os íons trocáveis que estão presentes em uma partícula de argila, assim, espera-se que a esmectita tenha uma CTC maior do que a caulinita, para a mesma quantidade de massa, devido as diferenças nos tamanhos médios das partículas. Quando existe água próximo as superfícies dos minerais, os íons trocáveis atrairão a água quanto maior for sua área superficial específica (ASE), a exemplo da esmectita, apresentando maior ASE e íons trocáveis que a maioria dos outros minerais, forma uma dupla camada difusa maior, principalmente que a da caulinita (MARJANOVIC, 2016). Horan (2012) relatou que a alta salinidade e/ou acidez do fluido dos poros pode diminuir a espessura da camada difusa. Segundo Ladd (1996), existem duas vertentes de pensamentos sobre como a dupla camada difusa se comporta:

- (i) A dupla camada contribuiria para a resistência coesiva devido a sua viscosidade alta, sendo responsável pelo efeito de fluência;
- (ii) A dupla camada comportaria-se como um líquido bidimensional (2D), resistindo muito ao movimento para longe da superfície da argila, mas seria facilmente movida ao longo da superfície e, dessa forma, não contribuiria para a resistência.

Independentemente de qual teoria impera neste comportamento, é amplamente aceito que a dupla camada difusa reduz a quantidade dos contatos entre minerais. Como a caulinita apresenta a dupla camada difusa menor, teria maior número de contatos entre partículas, enquanto que, a esmectita teria o menor contato entre partículas. Horan (2012) e Fahy (2014), com a influência de fluidos intersticiais propício, estas duplas camadas que já se apresentam grandes, somariam-se com sobreposições. No caso da esmectita, isso ocasiona uma orientação mais paralela das placas, à medida que a salinidade ou acidez aumente, a dupla camada diminui, permitindo mais contatos face-a-borda (EF) e a conseguinte formação de flocos, ao aumentar a floculação também se elevam os espaços vazios com a sedimentação.

Em solos montmoriloníticos, altas concentrações de íons  $H^+$  em meio ácido suprimem a dupla camada difusa, ocasionando que partículas de argila se agreguem, esse processo também é tipicamente associado a diminuição no limite líquido do solo. Para solos ílticos, os efeitos do pH na estrutura do solo e nos limites de Atterberg não são bem compreendidos (GRATCHEV e SASSA, 2009). Ainda é difícil diferenciar os principais processos que ocorrem em resposta

a mudanças no pH. Mais pesquisas são necessárias para entender melhor a influência do pH nas propriedades dos solos de grão fino.

#### 4.5.2 Parâmetros de adensamento

O índice de compressão para o caulim apresentou uma pequena elevação com a concentração de contaminante nos poros das amostras. Esse parâmetro sofreu influência do fluido intersticial, reduzindo a magnitude da compressão, como pode ser observado na Figura 4.71.

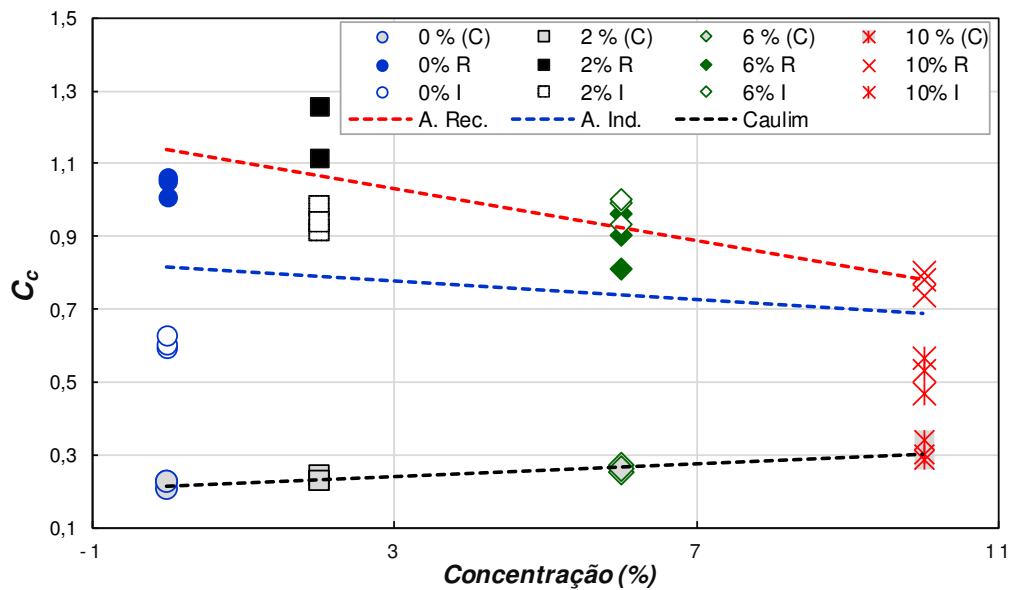


Figura 4.71 Variação do índice de compressão para os materiais investigados em função da concentração de ácido sulfúrico no fluido dos poros.

Como pode ser observado, os valores mais altos obtidos para o caulim, argila indeformada e reconstituída foram de 0,34, 1,0 e 1,25 respectivamente. É claro a partir da Figura anterior, que o efeito de valores baixos de pH teve influência mais pronunciada no  $C_c$  para ambos os espécimes. O caulim apresentou uma pequena elevação deste parâmetro com o aumento da acidez do fluido intersticial. Entretanto, amostras de argila indeformada e reconstituída, ensaiadas com a baixo pH como fluido intersticial, apresentaram leve descenso. Assim sendo, diminuíram à medida que se elevaram as concentrações de ácido sulfúrico nos poros. Salas e Serratosa (1953) também observaram diminuição do  $C_c$  com a redução do momento polar do fluido poroso. Sridharan e Rao (1973) relataram a mudança nas características de compressibilidade de solos expansivos contaminados, devido as variações nas forças eletrostáticas e na estrutura do solo. Meegoda e Ratnaweera (1994) e Mathew e Rao (1997) concluíram que as propriedades elétricas do solo e a valência catiônica do fluido de poros são

os principais fatores que governam as interações físico-químicas entre as argilas e o fluido intersticial. Portanto, os dados obtidos nos ensaios laboratoriais indicam que o fluido intersticial com características ácidas, presença de ácido sulfúrico, tem forte influência no comportamento de compressibilidade dos solos argilosos.

Resultados semelhantes foram relatados por outros autores (por ex. SRIDHARAN et al., 1986; OLPHEN, 1991; MEEGODA e RATNAWEERA, 1994; GAJO e MAINES, 2007) para argilas remoldadas. Bakhshipour et al. (2016), (2017), relatou valores na faixa de 0,64, confirmando através de análises com microscópio eletrônico de varredura, a formação de uma estrutura relativamente fraca de solos argilosos, caulíníticos, após o contato com ácidos (sulfúrico e clorídrico), alterando importantes propriedades geotécnicas. Os pesquisadores mencionados inferiram que essa tendência está baseada na teoria da dupla camada. De acordo com a teoria, a espessura das camadas duplas diminui com o aumento da concentração de íons (neste caso, íons H<sup>+</sup>), levando a uma diminuição na taxa de vazios.

Entretanto, Gratchev e Towhata (2009) apresentaram resultados indicando que a contaminação ácida pode ter efeitos opostos na compressibilidade de solos. Para argila de Kawasaki observaram valores máximos na faixa de 0,75 e uma diminuição no pH também reduziu os índices de compressão, enquanto que, para os solos de Osaka e Ariake o efeito foi oposto.

Ao analisar a literatura relacionada às propriedades físico-químicas de solos semelhantes utilizados a esta pesquisa e explicar os comportamentos opostos, é possível sugerir que a diferença observada pode ser atribuída a dois fatores principais, mineralogia da argila e estrutura do solo. Ainda, o efeito das ligações estruturais é insignificante, assim seu comportamento durante o contato com o fluido intersticial ácido é governado na maior parte pela dupla camada difusa. De acordo com Gajo e Maines (2007), a compressibilidade dos solos argilosos, principalmente esmectita/ montmorilonita sujeita a contaminação ácida tipicamente diminui devido ao colapso da dupla camada difusa.

Na Figura 4.72 pode ser observada a variação do índice de descompressão das amostras de caulim, argila indeformada e reconstituída ensaiadas com a água destilada e os demais fluidos intersticiais. Este parâmetro se apresentou de forma semelhante ao índice de compressão, resultando em pequena elevação deste parâmetro para o caulim, porém, tanto a argila indeformada como a reconstituída, demonstraram sofrer influência significativa do fluido ácido em seu comportamento.

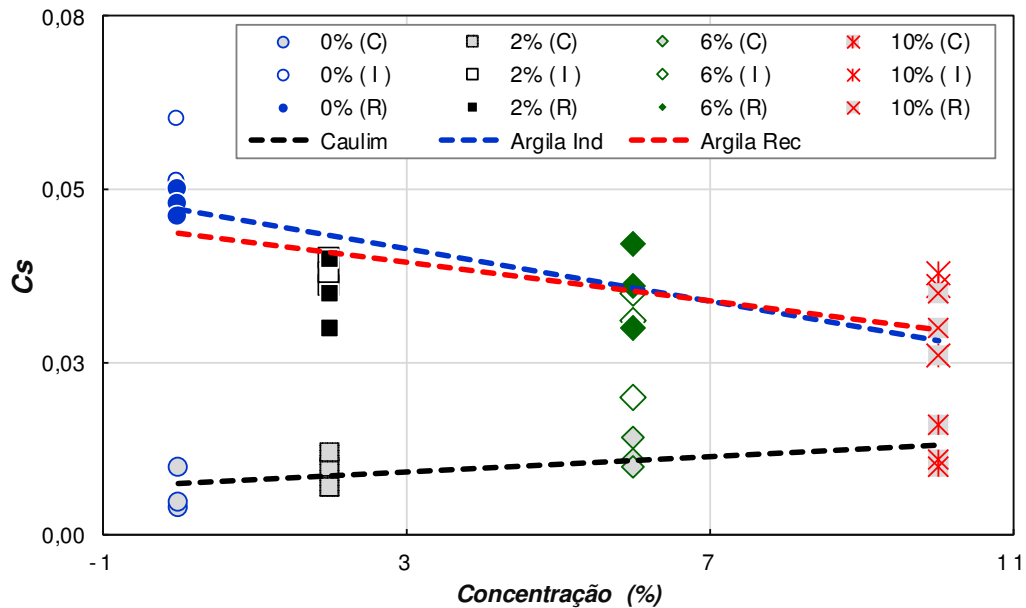


Figura 4.72 Variação do índice de descompressão das amostras de caulim e argilas ensaiadas com a variação no fluido intersticial.

Ambos os materiais utilizados apresentaram um comportamento semelhante ao índice de descompressão, descrito anteriormente. Dessa forma, o caulim teve pequena elevação nesse parâmetro, enquanto que, a argila indeformada e reconstituída apresentou redução neste índice, quanto mais alta era a concentração de ácido sulfúrico nos poros das amostras.

Terzaghi e Peck (1967) previram que ao diminuir do índice de vazios, devido ao incremento de pressão de consolidação, por consequência o  $m_v$  decresce de modo que o  $C_v$  é relativamente constante ao longo de uma ampla faixa de pressões de adensamento. Entretanto, o comportamento observado é na relativa redução do  $m_v$ , ao menos para a faixa intermediária de pH e conseqüentemente aumento do  $C_v$ , para tensões de carga maiores.

#### 4.5.3 Módulos de cisalhamento

Na Figura 4.73 pode ser conferida a velocidade da onda de cisalhamento medida no caulim e na argila. A velocidade da onda  $s$  medida no caulim ficou entre (93 a 294) m/s, na argila indeformada foi um pouco menor (41 a 170) m/s e, a argila reconstituída apresentou os valores ainda mais baixo (26 a 127) m/s. O comportamento e a magnitude das respostas ficou dentro do esperado, Kang et al. (2014), o tamanho da partícula menor faz com que as ondas de cisalhamento transmitam através de correntes de força (tortuosidades) maiores e mais longas (cadeias de contatos de partículas), o que produz uma rigidez reduzida. Adicionalmente à isso, Chang (2006), uma onda de cisalhamento se propaga somente através do esqueleto do solo, e sua velocidade depende do estresse efetivo do solo.

No caso de solos saturados, ondas S, são preteridas para investigações, pois propagam-se pela matriz sólida e, fortemente influenciada pela densidade global, número e orientação dos contatos das partículas, com a mínima influência do fluido intersticial. Pois, a deformação de cisalhamento não é sustentada ou propagada em líquidos ou gases (JOHNSTON, 1981, WINKLER e NUR 1981, FAM, 1995, UYANIK, 2011; MARJANOVIC, 2016). Dessa forma, o aumento da velocidade apresentado é função da aproximação das partículas sólidas, decorrente da consolidação, transmitindo com maior eficiência as ondas sísmicas.

Demais autores (por ex. Schultheiss, 1981, Roesler, 1979, Nishio e Tamaoki, 1990), conduziram estudos experimentais para avaliar o efeito do estado de tensão, sobre a velocidade das ondas de cisalhamento em materiais particulados, sugerindo que a velocidade das ondas S são controladas pelas tensões efetivas na direção de propagação e, na direção da polarização.

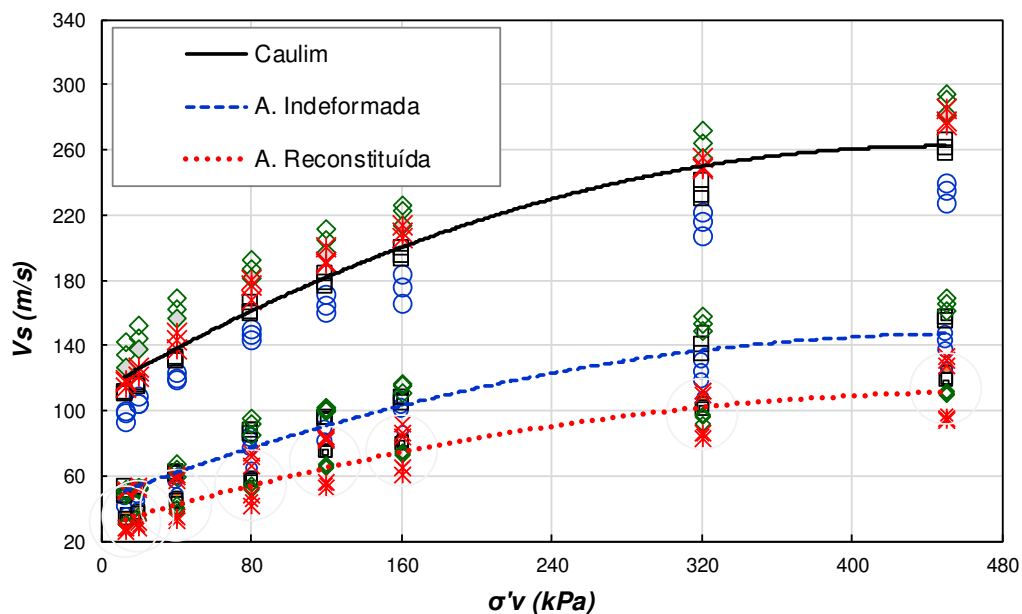


Figura 4.73 Variação das velocidades das ondas S em função da tensão vertical para todas as amostras e tratamentos.

As investigações realizadas por Hasan (2015), em amostras de caulim em dimensões de (50x100)mm, com frequência de transmissão de 10 kHz, a velocidade das ondas S obtidas ficaram na faixa dos 200m/s. Para Black et al. (2015), avaliando amostras semelhantes em dimensões de (100x200) mm, sob frequências entre (6-12) kHz e, tensão de consolidação de 100 kPa, verificaram velocidades na faixa de (230-310) m/s. Demais autores corroboram estes resultados (por ex. Fam, 1995; Santamarina e Fam, 1995; Fam e Santamarina, 1997), adotando frequências entre (10-30) kHz e tensões de (300-610) kPa, conferiram velocidades entre (230-310) m/s. Porém, a relação estabelecida para todos os ensaios mencionados, é

que a resposta da onda de cisalhamento será dependente do tipo de solo, estrutura e histórico de tensões de confinamento (HIRAIDE et al., 1996; PORBAHA et al., 2005 e CHAN; 2006; BLACK et al., 2015). Tatsuoka (2005) observou em materiais não cimentados, uma diminuição aproximadamente linear e, um aumento logarítmico na velocidade de onda de S. Ainda, segundo o mesmo autor, testes adicionais levaram à conclusão que, para materiais não cimentados e reconstituídos, sujeitos à compressão isotrópica, mudanças no tempo de chegada da onda cisalhante devem ser esperadas.

A pequena rigidez de deformação das amostras de solo é quantificada usando o módulo de cisalhamento (G), (Dyvik e Madshus, 1985; Shirley 1978; Thomann and Hryciw 1990; Viggiani and Atkinson 1995; Lee e Santamarina, 2005, Mayne, 2014;), que pode ser deduzido a partir da Equação 10.

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (10)$$

Onde

$V_s$  é a velocidade da onda de cisalhamento;

$\rho$  é a densidade das amostras.

Na Figura 4.74 pode ser verificado o comportamento apresentado para a rigidez dos solos testados, em termos de velocidade de onda de cisalhamento. É possível verificar o uma anisotropia induzida por estresse, ou seja, o alinhamento preferencial do tecido argiloso em uma direção normal à carga aplicada (SANTAMARINA et al, 2001). Lee et al. (2008) também observaram comportamento semelhante, onde as maiores pressões levaram a anisotropia aparente. Entretanto, poucos resultados experimentais com alta pressão (>400 kPa) para anisotropia de velocidade de onda estão disponíveis na literatura (Fam e Santamarina, 1995; 1997; Jovicic e Coop, 1998; Piriyaçul, 2006). Principalmente em função das limitações dos equipamentos utilizados, devido as deformações excessivas do solo sob alta pressão e consequente dano aos transdutores (BE) em uma célula oedométrica de parede rígida (BATE et al., 2013).

A rigidez calculada para os materiais deste estudo, se apresentou mais elevada para o caulim, variando entre (13,7 a 131,8) MPa, a resposta verificada da argila indeformada foi de (2,3 a 38,8) MPa, enquanto que, a argila reconstituída apresentou valores entre (0,68 a 16,25) MPa.



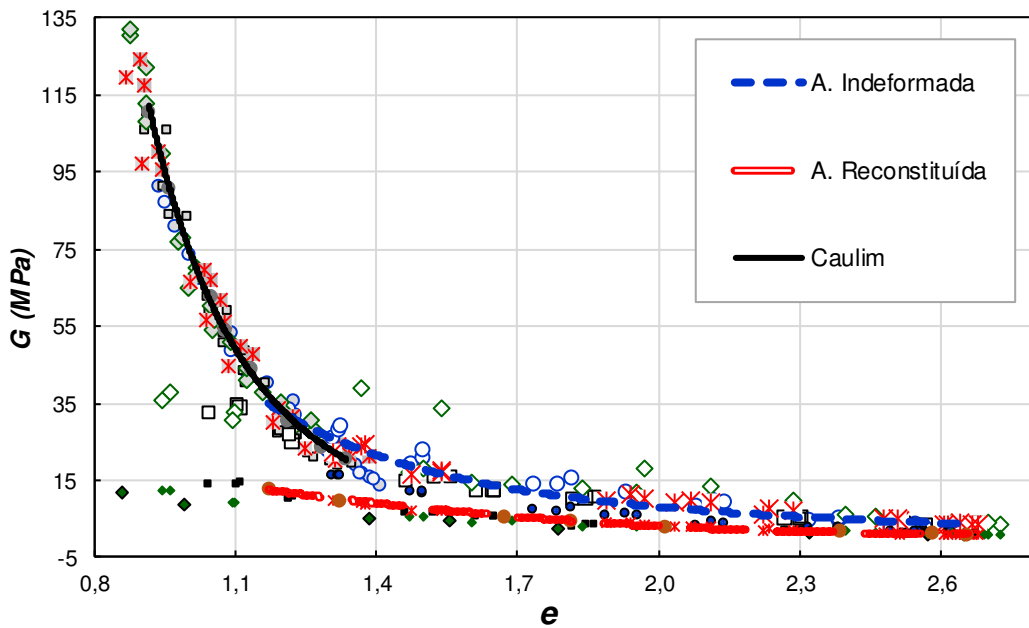


Figura 4.74 Módulo de rigidez obtido para as amostras.

A rigidez medida no caulim, em termos de velocidade de  $V_s$  e  $G$ , foi comparado com resultados publicados (por ex. Fam e Santamarina, 1995; Shibuya et al., 1995; Viggiani e Atkinson, 1995; Jovicic e Coop, 1998; Meng, 2003; Chang et al., 2006; Wang e Siu, 2006). Observou-se que a média da velocidade de onda de cisalhamento foi semelhante aos valores publicados. Entretanto, superiores aos apresentados por Kang et al. (2014), função que está associada ao menor diâmetro médio dos grãos de  $0,36 \mu\text{m}$ . O menor tamanho das partículas ocasiona a transmissão das ondas S através de correntes de força mais longas e tortuosas cadeias de contatos, o que postula a produção de uma rigidez reduzida. Ainda, segundo Bate et al., 2013, 2014, outros fatores também influenciam a rigidez de solos finos, como a CTC da argila, o tipo de íon e a quantidade adsorvida, porque esses fatores influenciam a propriedade de contato da interpartícula.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da realização dos ensaios em laboratório e conseguinte análise dos resultados, neste capítulo são postuladas as conclusões a cerca do comportamento observado no caulim e na argila indeformada/ reconstituída, submetidas aos ensaios com água destilada e diferentes concentrações de ácido sulfúrico, bem como, as variações observadas no módulo de cisalhamento das amostras. Por fim, a experiência adquirida com a confecção dos dispositivos e a realização dos ensaios permite formalizar algumas sugestões possivelmente úteis em trabalhos futuros.

### 5.1 CONCLUSÃO

Em relação ao comportamento dos materiais empregados nesse estudo, algumas conclusões podem ser destacadas.

O comportamento geotécnico do caulim foi alterado a partir do contato com ácido sulfúrico na menor concentração adotada de 0,001 mol/L, em comparação ao comportamento apresentado nos ensaios com água destilada. No entanto, para os valores mais extremos de pH, ocorreram recalques mais elevados, possivelmente em função da dissolução de minerais e mudanças estruturais, ocasionando recalques mais significativos. Com o emparelhamento das curvas de adensamento e pequena prevalência para a concentração de 0,01 mol/L (pH2), infere-se que em algum momento o aumento continuado na concentração de contaminante no solo não mais afeta em grande escala as propriedades, ao menos não em curto prazo.

A diferença no adensamento das amostras de argila indeformada e reconstituídas foi pouco significativo, apresentando mesma magnitude de recalques quando ensaiadas com água destilada. Os resultados obtidos indicam que uma diminuição no pH se correlaciona com o aumento no índice de compressão para o caulim e a argila indeformada.

Visivelmente a contaminação ácida influenciou alterações no adensamento da argila mole, ao menos em curto prazo, sendo mais pronunciado os recalques nas amostras indeformadas.

Como citado, os principais mecanismos que podem alterar a compressibilidade da argila sob condições de baixo pH, são fortemente influenciados pela mineralogia da argila, estrutura do solo, pH do fluido intersticial e o tempo de seu contato. Assim sendo, alguns processos como a mudança na dupla camada difusa e dissolução de minerais com a formação de novas estruturas, podem ocorrer simultaneamente e, têm efeitos opostos nas propriedades da argila em baixo pH, o que torna bastante difícil destacar o processo dominante para este caso.

A resistência de solos com partículas finas é controlada principalmente pela disposição das partículas sólidas e pelas forças interpartículas, com a presença de contaminante, ocorre a adsorção de  $H^+$  e a conseguinte dissolução do  $Al^+$ , resultando em estruturas disperso floculadas. Com a dissolução de matéria orgânica e minerais (por ex. calcita, ankerita), e posterior formação de mineral sulfato (ex. bassanita), apresenta baixa resistência ao cisalhamento e recalques mais elevados. Entretanto, quando as amostras foram reconstituídas, essas estruturas soltas provavelmente foram destruídas em algum grau e, por essa razão, o efeito do fluido ácido na compressibilidade foi menor. A formação de estruturas soltas durante o contato com a solução pode ser vista em razão do alto índice de vazios inicial das amostras em um pH baixo.

A medida que o pH dos fluidos dos poros reduz para ácido, os íons hidrogênio substituem os cátions encontrados na argila, resultando em um aumento da espessura da dupla camada. Entretanto, com o aumento extremo da quantidade de hidrogênio no fluido intersticial, eventualmente, há um ponto que atinge uma concentração na qual a dupla camada entra em colapso, ocasionando influência na compressibilidade da argila.

Uma melhor compreensão da propagação de ondas através de argilas é necessária para melhorar as previsões de comportamento de estresse no campo e para interpretações geofísicas. A velocidade através dos solos varia em função da rigidez elástica do material, assim, usando a propagação de ondas para medir a velocidade através do solo foi obtida a rigidez dos solos estudados. Esta pesquisa apresenta informações necessárias para complementar o conhecimento sobre o comportamento da velocidade de ondas cisalhantes obtidas em laboratório, através de uma argila mole, ainda não investigadas nas condições a que foram submetidas.

As ondas de cisalhamento não foram afetadas significativamente pelo amortecimento viscoso, função das características dos fluidos dos poros das amostras, mesmo com as diferentes concentrações de ácido sulfúrico utilizadas.

A frequência adotada se mostrou eficiente e de baixo amortecimento histerético na propagação através das amostras sólidas, favorecendo a identificação visual da forma da onda de chegada. Assim sendo, a determinação do tempo de propagação proporcionou o cálculo da rigidez verificado ao longo das tensões de consolidação.

A rigidez da amostra afeta a forma como o piezomaterial assume a carga, explicando assim o aumento na resposta de frequência com o aumento da rigidez do material. O aumento da frequência com o estresse é suportado pelo comportamento do piezomaterial, cuja capacitância muda em função do estresse.

A velocidade da onda de cisalhamento aumenta com a tensão efetiva no plano de polarização. Essa dependência ficou clara a partir da observância do comportamento apresentado por todas as amostras.

Outro fator evidenciado nos ensaios foi a influência do tamanho das partículas na propagação das ondas de cisalhamento, com menores partículas e maior tortuosidade das cadeias de contatos entre elas, ocasiona maior atenuação e conseguinte redução da velocidade de resposta. Esse comportamento foi verificado na argila mole com o registro de menores velocidades, em comparação as amostras de caulim que apresentam partículas com diâmetro médio maior que as da argila mole.

A velocidade da onda de cisalhamento possui relação direta com o índice de vazios das amostras. Um aumento na velocidade de onda S, com a redução do índice de vazios em função as tensões aplicadas foi observado durante os ensaios. É possível inferir que o fluido intersticial teve influência indireta neste efeito, pois, com o aumento na concentração de ácido sulfúrico e um conseqüente aumento no adensamento para o caulim e a argila indeformada, o que proporcionou a redução no tempo de propagação da onda S, a partir da aproximação das partículas e aumento dos contatos entre os sólidos.

Este trabalho é parte de uma evolução para a compreensão dos efeitos do pH sobre a suscetibilidade de solos argilosos. Mais pesquisas, envolvendo microscopia eletrônica de varredura e análises de difração de raios-x, se fazem necessárias para maiores esclarecimentos acerca dos comportamentos divergentes da argila indeformada e reconstituída.

## 5.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Realizar ensaios oedométricos na argila mole, com tensões na faixa superior de 1MPa.

Analisar o efeito da contaminação ácida na estrutura do solo em médio e longo prazo.

Verificar quanto da formação de minerais a partir da contaminação com ácido sulfúrico na argila mole, com uso da difração de raios-x.

Realizar uma investigação com diferentes frequências de trabalho para verificar o amortecimento na argila mole.

Utilizar BE extensores (*extend elements*) para emissão de ondas de compressão (P) em amostras da argila mole.

Utilizar fluídos alcalinos (pH extremo alto) em amostras de argila mole para compreensão do comportamento com extremo inverso ao testado.

Realizar investigação para correlacionar os limites de Atterberg com a velocidade das ondas de cisalhamento na argila mole.

Realizar a medição do módulo de rigidez durante o ciclo de descarregamento para as amostras de argila mole, a fim de verificar se o comportamento durante o descarregamento se assemelharia ao aumento relativamente linearizado registrado para o carregamento.

## 6 REFERÊNCIAS

- ABBISS, C. P. (1981). **Shear wave measurements of the elasticity of the ground.** Géotechnique. v.31 (1). pp. 91-104.
- ADAMS, A. L. (2014). **Permeability anisotropy and resistivity anisotropy of mechanically compressed mudrocks.** These (Massachusetts Institute of Technology) Cambridge, MA, USA.
- AHN, J.; JUN, S.; KIM, D.; YEOM, Y. G.; YOO, J. B.; LEE, J.; SANDS, T. (2000). **Fabrication of piezoelectrically driven micro-cantilever using pb (zr, ti) o3 films.** International Symposium, 12th, Applications of ferroelectrics, Honolulu, HI, v.2. pp. 721-724.
- AIREY, D., MOHSIN, A. K. M. (2013). **Evaluation of shear wave velocity from bender elements using 26 cross-correlation.** Geotechnical Testing Journal, 36 (4), pp. 506-514.
- ALMEIDA, M. S. S. (1996). **Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho.** Rio de Janeiro: Editora UFRJ. p. 216.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. (2002). **The behaviour of Sarapuí soft clay.** Proc. Int. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore. 1 pp. 407-504.
- AMARAL, M. F. (2011). **Compression and shear wave propagation in cemented-sand specimens.** Géotechnique Letters 1, pp. 79-84.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. (1991). **Standard guide for design of a liner system for containment of wastes.** D1973. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS - ASTM. (2011). **Standard practice for classification of soils for engineering purposes.** D 2487.
- AMARYAN, L. S. (1993). **Soft soil properties and testing methods.** Engineering e Computer Science Library, 7, Balkema, Rotterdam, p.180.
- ANANTANASAKUL, P.; YAMAMURO, J. A.; LADE, P. V. (2012). **Three-dimensional drained behavior of normally consolidated anisotropic kaolin clay.** Soils and Foundations 52, pp. 146-159.
- ANDERSON, G. D.; WOODS, R. D. (1976). **Time-dependent increase in shear modulus of clay.** Journal Geotechnical Engineering, ASCE 102, pp. 525-537.
- ANDERSON, D. G.; STOKOE, K. H. (1978). **Shear modulus: a time-dependent soil property. dynamic geotechnical testing.** ASTM STP 654. American Society for testing and Materials. pp.66-90.

ARAUJO, J. C.; ASSIS, J. T.; MONINE, V. I.; BERTOLINO, L. C. (2006). **Caracterização da microestrutura de caulinitas pela difração de raios x**. Revista Matéria, Nova Friburgo, v. 11 (3), pp.361-371.

ARROYO, M. (2001). **Pulse tests in soil samples**. These (University of Bristol) Bristol, Reino Unido.

ARULNATHAN, R., BOULANGER, R. W., RIEMER, M. F. (1998). **Analysis of bender element tests**, Geotechnical Testing Journal. 21 (2), pp. 120-131.

ASADI A.; HUAT, B.B.; HANAFI, M. M.; MOHAMED, T. A.; SHARIATMADARI, N. (2011a) **Chemico-geomechanical sensitivities of tropical peat to pore fluid pH related to controlling electrokinetic environment**. Journal of the Chinese Institute of Engineers 34. pp. 481–487.

ASADI, A.; HUAT, B. B.; MOAYEDI, H. SHARIATMADARI, N.; PARSAIE, A. (2011b) **Changes of hydraulic conductivity of silty clayey sand soil under the effects of municipal solid waste leachate**. International Journal of Physical Sciences 6. pp. 2869–2874.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459. (1984). **Solo-determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508. (1984). **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180. (1984). **Solo-determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181. (1984). **Solo-análise granulométrica**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007. (1990). **Solo - ensaio de adensamento unidimensional**. Método de Ensaio: MB 3336. Rio de Janeiro.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; BARONI, M. (2010). **Geotechnical parameters of very soft clays obtained with CPTu compared with other site investigation tools**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT, Huntington Beach, California, USA. v. 10.

BAKHSIPOUR, Z.; ASADI, A.; HUAT, B. B.; SRIDHARAN, A.; KAWASAKI, S. (2016). **Effect of acid rain on geotechnical properties of residual soils**. Soils and Foundations – Tokyo, v. 56 (6), pp. 1009-1019.

BAKHSIPOUR, Z.; ASADI, A.; SRIDHARAN, A.; HUAT, B. (2017). **Acid rain intrusion effects on the compressibility behaviour of residual soils**. Environmental Geotechnics. pp. 1-38.

BARONI, M. (2010). **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca**. Dissertação (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia - COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro.

BARTAKE, P. P, SINGH, D. N. (2007). **Studies on the determination of shear wave velocity in sands**. Geomechanics and Geoengineering. v. 2 (1), pp. 41-49.

BATE, B., CHOO, H., BURNS, S. (2013). **Dynamic properties of fine-grained soils engineered with a controlled organic phase**. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, v. 53, pp. 176-186.

BATE, B., ZHAO, Q., BURNS, S. (2014). **Impact of organic coatings on the frictional strength of organically modified clay**. Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, v. 140 (1), pp. 228-236.

BEDIN, J. (2010). **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Departamento de Engenharia Civil), UFRGS, Porto Alegre.

BELL, F.G. (2013). **Fundamentals of engineering geology**. Elsevier, Amsterdam.

BENNA, M.; KBIR-ARIGUIB, N.; CLINARD, C.; BERGAYA, F. (2002). **Card-house microstructure of purified sodium montmorillonite gels evidenced by filtration properties at different pH**. In: Adsorption and Nanostructure. Springer, Switzerland, pp. 204-210.

BENSON, C. H.; DANIEL, D. (1990). **Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.116 (8), pp. 1231-1248.

BERTOLINO, L. C.; MENDONÇA, B. C. I; OLIVEIRA, S. B.; LUZ, A. B.; FREIRE, F. R. (2009). **Caracterização mineralógica e tecnológica do caulim de Silvânia**, Estado de Goiás. Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ, Rio de Janeiro, v. 32 (2), pp.26-32.

BJERRUM, L. (1972). **Embankments on soft ground. Specialty conference on performance of earth and earth supported structures, proceedings**. West Lafayette, Purdue University, ASCE, v. 2. pp.1-54.

BLACK, J. A; STANIER, S.; CLARKE, S. (2015). **Measuring shear wave velocity of granular material using the piezoelectric ring-actuator technique (P-RAT)**. Canadian Geotechnical Journal, v. 52 (9), pp.1302-1317.

BLACK, J. A.; STANIER, S. A.; CLARKE, S. D. (2009). **Shear wave velocity measurement of Kaolin during undrained unconsolidated triaxial compression**. In Proceedings of the 62 nd Canadian Geotechnical Conference, Halifax, Canadá, pp. 20-23.

BOLT, G. (1956). **Physicochemical analysis of the compressibility of pure clays**. Géotechnique, v. 6 (2), pp. 86-93.



BOLT, B. A. (1993). **Earthquakes**, Newly revised and expanded; W.H. Freeman and Company.

BOSCOV, M. E. G. (1997). **Contribuição ao projeto de sistemas de contenção de resíduos perigosos utilizando solos lateríticos**. Tese (Escola Politécnica de São Paulo), Universidade de São Paulo.

BOYNTON, S. S.; DANIEL, D. E. (1985). **Hydraulic conductivity tests on compacted clay**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, v.111 (4), pp.465-478.

BRADY, P. V.; WALTHER, J.V. (1989). **Controls on silicate dissolution rates in neutral and basic pH solutions at 25°C**. Geochimical et Cosmochimical Acta, 53, pp. 2823-2830.

BRADY, JAMES. (2009) **Ácidos e bases: uma outra visão**. In. Química: A Matéria e suas Transformações. Rio de Janeiro: 2009. cap. 15, pp. 83-117.

BRIGNOLI, E. G. M.; GOTTI, M.; STOKOE, K. H. II (1996). **Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers**. Geotechnical Testing Journal, 19 (4), pp. 384–397.

BRODERICK, G. P.; DANIEL, D. (1990). **Stabilizing compacted clay against chemical attack**. Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, 116 (10). pp.1549-1567.

BROWN, LAWRENCE S. (2009) **Moléculas, mols e equações químicas**. In. Química Geral Aplicada à Engenharia. São Paulo: Cengage Learning, pp. 77-119.

BURLAND, J. B. (1989). **The ninth lauritis bjerrum memorial lecture: small is beautiful - the stiffness of soils at small strains**. Canadian Geotechnical Journal, v. 26, pp. 499-516.

CABERLON, R.C. (2008). **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada**. Doutorado (Programa de Pós-Graduação em engenharia civil/ PPGEC). Porto Alegre.

CERAMTEC. (2016). **Multifunctional ceramics division. Advanced ceramics in piezo applications**. Alemanha. Disponível em: < <https://www.ceramtec.com/ceramic-materials/piezo-ceramics/basics>>. Acesso em: 03 mar. 2016.

CHAN, C. M. (2006). **A laboratory investigation of shear wave velocity in stabilized soft soils**. These. University of Sheffield.

CHAN, C. (2010). **Bender element test in soil specimens: identifying the shear wave arrival time**. EJGE – Electronic Journal of Geotechnical Engineering. v.15.

CHAN, C. (2012). **On the interpretation of shear wave velocity from bender element tests**. Research Center for Soft Soils. Acta Technical Corviniensis-Bulletin of Engineering. Fascicule 1. University Tun Hussein Onn Malaysia, Johor, Malaysia.

CHANG, I., CHO, G. C, LEE, J. G., KIM, L. H. (2006). **Characterization of clay sedimentation using piezoelectric bender elements**. Key Engineering Materials. pp. 321-323.

CHANDLER, R.; LEROUEIL, S.; TRENTER, N. (1990). **Measurement of the permeability of London clay using a self-boring permeameter**. Géotechnique, 40 (1), pp. 113-124.

CHEN, J.; ANANDARAJAH, A.; INYANG, H. (2000). **Pore fluid properties and compressibility of kaolinite**. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, v. 126 (9), pp. 798-807.

CHAVALI, R. V.; PRASAD, R, P. (2017). **Swelling and compressibility characteristics of bentonite and kaolin clay subjected to inorganic acid contamination**. International Journal of Geotechnical Engineering. pp. 1-7.

CHAVALI, R. V. P.; PONNAPUREDDY, H. P. R. (2018). **Volume change behavior of phosphogypsum treated clayey soils contaminated with inorganic acids – a micro level study**. Journal of Environmental Engineering and Landscape Management, v. 26, pp. 8-18.

CHRISTOULAS, S.; KALTEZIOTIS, N.; TSIAMBAOS, G.; SABATAKAKIS, N. (1987). **Engineering geology of soft clays. examples from greece. embankments on soft clays**. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens.

CLAYTON, C. R. I.; MATTHEWS, M. C.; SIMONS, N. E. (1995). **Site investigation**. Oxford: Blackwell Science. p.546.

CLAYTON, C. R. I., THERON, M.; BEST, A. I. (2004). **The measurement of vertical shear-wave velocity using side-mounted bender elements in the triaxial apparatus**. Géotechnique 54 (7), pp. 495-498.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. (2007). **Key parameters for strength control of artificially cemented soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 133, n. 2.

COUTINHO, R. Q. (1976). **Características de adensamento com drenagem vertical e radial em argila mole na Baixada Fluminense**. Dissertação, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. p.634.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. (1998b). **Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras** - Recife e Rio de Janeiro - XI COBRAMSEG, v. 2, pp. 927-936. Brasília - DF.

COUTINHO, R. Q. (2008). **Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática**. XIV COBRAMSEG - XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Conferências. Búzios, RJ.

CRAWFORD, C. B. (1986). **State of the art: evaluation and interpretation of soil consolidation tests**. Consolidation of soils: testing and evaluation, ASTM, Philadelphia. pp.71 - 103.

CRUZ, R. C. (2008). **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. Tese (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J.; BOYNTON, S. S; FOREMAN, D. E. (1984). **Permeability testing with flexible-wall permeameters**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.7 (3), pp. 113-122.

DANIEL, D. E. (1993). **Clay liners**. In: Geotechnical practice for waste disposal. London: Chapman and Hall, London, UK, pp. 137-163.

DANIEL, D. E. (1994). **Stat-of-the-art: Laboratory hydraulic conductivity test for saturated soils**. In: Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM, Philadelphia. pp.30-78.

DANO, C.; HICHER, P. Y. (2002). **Evolution of elastic shear modulus in granular materials along isotropic and diverter stress paths**. 15th Engineering Mechanics Conference, ASCE, New York.

D'APPOLONIA, D. (1980). **Soil-bentonite slurry trench cutoffs**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 106. pp. 399-417.

DI EMIDIO, G.; FLORES, R. D. V. (2012). **Monitoring the impact of sulfate attack on a cement-clay mix**. Conference: GeoCongress - state of the art and practice in geotechnical engineering. Oakland, CA. v. 2 (225), pp. 910-919.

DI MAIO, C. (1996). **Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects**. Géotechnique, v.46 (4), pp. 695-707.

DYVIK, R. and MADSHUS, C. (1985). **Lab measurements of Gmax using bender elements**. In Advances in the art of testing soils under cyclic conditions. Khosla. ASCE, New York. pp. 186-196.

ELMORE, W. C.; HEALD, M. A. (1969). **Physics of waves**, McGraw-Hill, New York.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. (1997). **Manual de métodos de análises de solo**. 2.ed. Rio de Janeiro, Ministério da Agricultura e do Abastecimento.

FAM, M, (1995). **Study of physico-chemical processes with mechanical and electromagnetic waves**. These, University of Waterloo.

FAM, M.; SANTAMARINA, J. C. (1995). **A study of consolidation using mechanical and electromagnetic waves**. Géotechnique, under review.

FAVARETTI, M.; MORACI, N.; PREVIATELLO, P. (1994). **Effects of leachate on the hydraulic and mechanical behavior of clay liners**. In: 1 st Congress on Environmental Geotechnics. Proceedings...Edmonton, Alberta, Canadá. pp. 221-226.

FERREIRA, C.M. F. (2003). **Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes**. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de mestrado. FEUP- Universidade do Porto, Portugal.

FESTUGATO, L. (2011). **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul) Porto Alegre-RS.

FLOSS, M. F. (2014). **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul). Porto Alegre.

FOTI, S., (2003). **Small-strain stiffness and damping ratio of Pisa clay from surface wave tests**. Géotechnique v. 53 (5), pp. 455-461.

GAJO, A.; MAINES, M. (2007). **Mechanical effects of aqueous solutions of inorganic acids and bases on a natural active clay**. Géotechnique, v. 57 (8), pp.687-699.

GATES, W. P.; ANDERSON, J. S.; RAVEN, M. D.; CHURCHMAN, G. J. (2002). **Mineralogy of a bentonite from miles**. Queensland, Australia and characterization of its acid activation products, Applied Clay Science 20: pp. 189-97.

GIRÃO, K. D. (2012). **Estudo sobre constante dielétrica relativa e módulo de young de cerâmica do sistema caulim - feldspato sódico - quartzo**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Física), Universidade do Estado do Rio Grande do Norte, Mossoró.

GORI, U. (1994). **The pH influence on the index properties of clays**. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, v. 50: pp. 37-42.

GRATCHEV, I.; SASSA, K. (2009). **Cyclic behavior of fine-grained soils at different pH values**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135: pp. 271-279.

GRATCHEV, I.; TOWHATA, I. (2011). **Compressibility of natural soils subjected to long-term acidic contamination**. Environmental Earth Sciences, v. 64, pp.193-200.

GRATCHEV, I.; TOWHATA, I. (2013). **Stress-strain characteristics of two natural soils subjected to long-term acidic contamination**. Soils and Foundations, Tokyo. v. 53. pp. 469-476.

GUTIERREZ, G. A. (2007). **Influence of late cementation on the behavior of reservoir sands**. These (Philosophy in the Faculty of Engineering) University of London.

HAMDI, F. A. and TAYLOR, S. D. (1981). **Soil consolidation behavior assessed by seismic velocity measurements**. Geophysics. Prospect. 29, pp. 715-729.

HASAN, A.M.; WHEELER, S.J. (2015). **Measuring travel time in bender/extender element tests**. Conference: 16th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburgh, UK.

HEINECK, K. S. (2002). **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. Tese (Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul) Porto Alegre. p. 275.

HIGH, D. W.; JARDINE, R. J.; GENS, A. (1987). **The behavior of soft clays - Embarkments on soft clays**. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens.

HIRAIDE, A., BABA, K. and AZUMA, H. (1996). **Quality assessment of stabilized soil by S-wave logging**. Proceedings of the 2nd. International Conference on Ground Improvement Geosystems, Tokyo, Japan, pp. 603-606.

HITUMA, Y.; HAJIME, N.; TAKENAKA, T. (2009). **Thermal depoling process and piezoelectric properties of bismuth sodium titanate ceramics**. Journal of Applied Physics. V. 105 (8).

HVORSLEV, M.J. (1960). **Physical components of the shear strength of saturated clays**, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE. p.169-273.

IMAI, G.; KOMATSU, Y.; FUKUE, M. (2006). **Consolidation yield stress of Osaka-Bay oleistocene clay with reference to calcium carbonate contents**. Journal of ASTM International 3 (7), pp. 1-9,

JARDINE, R. J., POTTS, D. M., FOURIE, A. B., BURLAND, J. B. (1986). **Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction**, Géotechnique, v.36 (3), pp. 377-396.

JARVIS, K. D. G. (1994). **The application of piezoceramic bender elements to the laboratory measurement of elastic wave velocities**. (Department of Geophysics and Astronomy - University of British Columbia). Vancouver, Canadá.

JOHNSTON, D. H.; TOKSOZ, M. N.; JOHNSTON, D. H. (1981). **Attenuation: A state-of-the-art summary**. Society of Exploration Geophysics. Eds Geophysics Reprint Series, (2), pp. 123-135.

JOVIVIC, V.; COOP, M., R. (1998). **The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus**. Geotechnical Testing Journal. v. 21 (1), pp. 3-10.

JOZEFACIUK, G.; BOWANKO, G. (2002). **Effect of acid and alkali treatments on surface areas and adsorption energies of selected minerals**. Clays and Clay Minerals 50, p.771 - 783.

KAMPF, N., KLAMT, E., SCHNEIDER, P. (1985). **Solos de várzea no estado do Rio Grande do Sul**. Boletim Técnico (Faculdade de Agronomia da UFRGS) Departamento de Solos, p. 42. Porto Alegre.

KAMON, M.; YING, C.; KATSUMI, T. (1997). **Effect of acid rain on physicochemical and engineering properties of soils**. Soils Found. 37 (4), p.23-32.

KANG, X.; GI-CHUN, K.; BATE, B. (2014). **Measurement of stiffness anisotropy in kaolinite using bender element tests in a floating wall consolidometer**. Geotechnical Testing Journal. 37.

KASHIR, M.; YANFUL, E. (2001). **Hydraulic conductivity of bentonite permeated with acid mine drainage**. Canadian Geotechnical Journal, v. 38, pp. 1034-1048.

KAWAGUCHI, T.; MITACHI, T.; SHIBUYA, S. (2001). **Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test**. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 1. pp.155-158.

KNOX, D. P.; STOKOE, K. H.; KOPPERMAN, S. E. (1982). **Effect of state of stress on velocity of low-amplitude shear waves propagating along principal stress directions in dry sand**. Report. nº. GR82-23, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin, Austin, TX.

KOMADEL, P. (2003). **Chemically modified smectites**, Clay Minerals 38, pp. 127–138.

KOMADEL, P. (2016). **Acid activated clays: materials in continuous demand**. Applied Clay Science 131, pp. 84–99.

KNOP, A. (2007). **Estudo do comportamento de lyners atacados por ácido sulfúrico**. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) Porto Alegre-RS.

KORF, P. E. (2014). **Comportamento macro e microestrutural de barreiras compactadas para contenção de lixiviados ácidos de resíduos industriais e de mineração**. Tese (Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) Porto Alegre-RS.

KOTZ, JOHN C.; TREICHEL, PAUL M.; WEAVER, GABRIELA C. (2009). **Reações em solução aquosa**. In: Química Geral e Reações Químicas. São Paulo: Cengage Learning. cap. 5, pp. 147-196.

KRAMER, S. L. (1996). **Geotechnical earthquake engineering**. Prentice Hall, United Stated American. pp. 122-123.

KREBS, R. D.; THOMAS, G. W.; MOORE, J. E. (1960). **Anion influence on some soil physical properties**. Clays Clay Miner. 9, pp. 260-268.

- KUWANO, R. T. M. C.; KUWANO, R. (1999). **Shear stiffness anisotropy measured by multi-directional bender element transducers**. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials. pp. 205-212.
- LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. (1995). **Engineering properties of regional soils: residual soils and soft clays**. Panamericam Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, v. 4, p.161-176.
- LAMBE, T. W. (1958). **The structure of compacted system regulations**. In: Waste Containment Systems: Construction, Regulation and Performance, San Francisco, California. Proceedings, ASCE, n.26, pp.1-13.
- LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVERNAS, F.; ROY, M.; LEROUEIL, S. (1981). **Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils** - Canadian Geotechnical Journal, 18 (1). pp. 52-66;
- LIU, Y.; GATES, W. P.; BOUAZZA, A. (2013). **Acid induced degradation of the bentonite component used in Geosynthetics clay liners**. Geotextile. Geomembr. 36, pp. 71-80.
- LEE, J. S. and SANTAMARINA, J. C. (2005), **Bender Elements: Performance and Signal Interpretation**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., v. 131 (9), pp. 1063-1070.
- LEE, S. H. H.; STOKOE, K. H. (1986). **Investigation of low amplitude shear wave velocity in anisotropic material**. Report. GR86-06, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin, Texas.
- LEFEBVRE, G.; POULIN, C. (1979). **A New method of sampling in sensitive clay**. Canadian Geotechnical Journal, v. 16. pp. 226-233;
- LEONG, E. C., CAHYADI, J., RAHARDJOA, H. (2009). **Measuring shear and compression wave velocities of soil using bender–extender elements**. Canadian Geotechnical Journal, 46 (7), pp. 792-812.
- LEONARDS, G. A.; RAMIAH, B. K. (1960). **Time effects in the consolidation of clays**. In Papers On Soils, Philadelphia, pp. 116-130.
- LEROUEIL, S. (1988). Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: **Recent developments in consolidation of natural clays**. Canadian Geotechnical Journal, 25 (1), pp. 85-107.
- LEROUEIL, S.; BOUCLIN, G.; TAVENAS, F.; BERGERON, L.; LA ROCHELLE, P. (1990). **Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain**. Canadian Geotechnical Journal, 27 (5), pp. 568-579.
- LEROUEIL, S.; JAMIOLKOWSKI, M. (1991). **Exploration of soft soil and determination of design parameters**. General Report, session 1 - GEO COAST 91 - Japão.
- LEROUEIL, S. (1997). **Critical state soil mechanics and the behavior of real soils**. In. International symposium on recent developments in soil and pavement mechanics. Rio de Janeiro. pp. 41-80.

- LEROUÉIL, S.; HIGHT, D. W. (2002). **Behaviour and properties of natural soils and soft rocks**. Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, v. 1, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 29-254.
- LINGS, M. L.; GREENING, P. D. (2001). **A novel bender/extender element for soil testing**. *Géotechnique*, v. 51 (8), pp. 713-717.
- LOHANI, T. N.; IMAI, G.; TANI, K.; SHIBUYA, S. (2001). **Gmax of fine grained soils at wide void ratio range, focusing on time dependent behavior**. *Soils and Foundations*, v. 41 (5), pp. 87-102
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K. e POWELL, J. J. M. (1997). **Cone penetration testing in geotechnical practice**. Blackie Academic and Professional, pp.312.
- MA, K.; PIERRE, A. C. (1999). **Clay sediment–structure formation in aqueous kaolinite suspensions**. *Clays and Clay Minerals*, 47(4), pp. 522-526.
- MADEJOVA, J.; BUJDAK, J.; JANEK, M.; KOMADEL, P. (1998). **Comparative FT-IR study of structural modifications during acid treatment of dioctahedral smectites and hectorite**. *Spectrochim Acta A* 54. pp. 1397-1406.
- MADSEN, F. T. (1994). **Clay and synthetic liners - durability against pollutants attack**. XIII ICSMFE, Anais..., New Dalhi, Índia. pp. 287-288.
- MAL'TEV, A. V. (1998). **Theoretical and experimental investigations of the effect of aggressive wetting on various types of bed soils**. *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 35: p. 83–86.
- MALYSH, T.; ERHART, J. (2008). **Influence of poling conditions on material properties of lead zirconate lead titanate ceramics**. *Japanese Journal of Applied Physics* 47 (10), pp. 7953-7958.
- MANASSERO, M. (1994). **Hydraulic conductivity assessment of slurry wall using piezocone test**. *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 120 (10), pp. 1725-1746.
- MESRI, G.; ROKHSAR, A.; BOHOR, B. F. (1975). **Composition and compressibility of typical samples of Mexico city clay**. *Géotechnique*, 25 (3), pp. 527-554.
- MARQUES, M. E. S. (1996). **Influência da velocidade de deformação e temperatura no adensamento de argilas naturais**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro) Rio de Janeiro.
- MARTINS, I. S. M.; LACERDA, W. A. (1994). **Sobre a relação índice de vazios – tensão vertical efetiva na compressão unidimensional**. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.17 (3), pp.157-166.
- MARJANOVIC, J. (2016). **Stiffness characterization of mechanically-compressed cohesive soils using wave propagation**. These (Department of Civil and Environmental Engineering), Massachusetts.



- MATHEW, P. K.; RAO, S. N. (1997). **Influence of cations on compressibility behavior of a marine clay**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123. pp. 1071-1073.
- MATSUDO, H.; KAKIMOTO, K.; KAGOMIYA, I. (2012). **Thermal depoling and relaxation property of (Na, K) NbO<sub>3</sub> system**. Ceramics International, v. 38, pp. 275-278.
- MEEGODA, N. J.; RATNAWEERA, P. (1994). **Compressibility of contaminated fine-grained soils**. Geotechnical Testing Journal 17, pp.101-112.
- MENG, J. (2003). **The Influence of loading frequency on dynamic soil properties**. These, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.
- MITCHELL, J. (1960). **The application of colloidal theory to the compressibility of clays**. Commonwealth Science and Industry Research Organization 2, pp. 92–97.
- MICHELL, J. K. (1993). **Fundamentals of Soil Behavior**. New York, NY. John Wiley and Sons Inc., 2ed., pp.437.
- NASCIMENTO, C. M. C. (2009). **Avaliação de alternativas de processos executivos de aterros de vias urbanas sobre solos moles**. Dissertação (Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE), Rio de Janeiro.
- NGUYEN, X. P.; CUI, Y. J.; TANG, A. M.; WOUTERS, L. (2013). **Effects of pore water chemical composition on the hydro-mechanical behavior of natural stiff clays**. Engineering Geology, v. 166, pp.52-64.
- NISHIO, S.; TAMAOKI, K. (1990). **Stress dependency of shear wave velocities in diluvial gravel samples during triaxial compression tests**. Soils and Foundations, v. 30 (4), pp. 42-52.
- OLIVEIRA, J. T. R. (2002). **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles**. Tese (Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro) Rio de Janeiro.
- OLGUN, M.; YILDIZ, M. (2012). **The Effects of Pore Fluids with Different Dielectric Constants on the Geotechnical Behaviour of Kaolinite**. Arabian Journal for Science and Engineering. v. 37 (7), p.1833.
- OLSEN, H. W. (1962). **Hydraulic low through saturated clays**. Clays and Clays Minerals. n. 2, pp. 131-161.
- OLSON, R. E.; MESRI, G. (1970). **Mechanisms controlling compressibility of clays**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. v. 96 (6), pp.1863-1878.
- ONAL, M. (2007). **Swelling and cation exchange capacity relationship for the samples obtained from a bentonite by acid activation and heat treatments**. Applied Clay Science 37: pp. 74–80.

ORTIGÃO, J. A. R. (1993). **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, Rio de Janeiro, p. 368.

OVANDO-SHELLEY, E.; FLORES-GUZMÁN, M.; VALLE-MOLINA, C. (2012). **Laboratory measurement of compression and shear wave velocities of Mexico city clay with piezoelectric crystals**. Wcee, Lisboa.

PALONIMO, A.; SANTAMARINA, J. (2005). **Fabric map for kaolinite: effects of pH and ionic concentration on behavior**. Clays and Clay Minerals. 53. pp. 211-223.

PANDA, A. K.; MISHRA, B. G.; MISHRA, D. K.; SINGH, R. K. (2010). **Effect of sulfuric acid treatment on the physico-chemical characteristics of kaolin clay**. Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects 363. pp. 98-104.

PATEL, A.; SINGH, D. N.; SINGH, K. K. (2010). **Performance analysis of piezo-ceramic elements in soils**. Geotechnical and Geological Engineering. 28. pp. 681-694.

PENNINGTON, D. S.; NASH, D. F. T.; LINGS, M. L. (2001). **Horizontally mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens**. ASTM Geotechnical Testing Journal, 24 (2). pp. 133-144.

PESQUERA, C., GONZALEZ, F., BENITO, I., BLANCO, C., MENDIOROZ, S., PAJARES, J. (1992). **Passivation of a montmorillonite by the silica created in acid activation**. J. Mater Chem. 2, pp. 907-911

PIEZO SYSTEM, Inc. (1994). **History of Piezoelectricity**. [www.piezo.com](http://www.piezo.com).

PINTO, C. S. (2006). **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª ed., Oficina de Textos, São Paulo.

PIRIYAKUL, K. A. (2010). **Development of a bender element apparatus**. The Journal of KMUTNB, v. 20 (20).

PORBAHA, A., GHAHERI, F. and PUPPALA, A. J. (2005). **Soil cement properties from borehole geophysics correlated with laboratory tests**. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm, Sweden, 1, pp. 605-611.

RAJU, N, P.; PANDIAN, N.; NAGARAJ, T. (1995). **Analysis and estimation of the coefficient of consolidation**. Geotechnical Testing Journal, v. 18 (2). pp. 252-258.

RAND, B.; MELTON, I. E. (1977). **Particle interaction in aqueous kaolinite suspensions I. Effect of pH and electrolyte upon the mode of particle interaction in homoionic sodium kaolinite suspensions**. Journal of Colloid and Interface Science, 60(2), pp. 308-320.

REINHARDT, H. W. and GROSSE, C. U. (2004). **Continuous monitoring of setting and hardening of mortar and concrete**. Construction and Building Materials, 18(3), pp. 145-154.

RIO, J. F. M. E. (2006). **Advances in laboratory geophysics using bender elements**. These (Department of Civil and Environmental Engineering), University College London.

RICHART, F. E., HALL, J. R.; WOODS, R. D. (1970). **Vibrations of soils and foundations**. Prentice Hall, Englewood Cliffs.

ROBINSON, R. G.; ALLAM, M. M. (1998). **Effect of clay mineralogy on coefficient of consolidation**. Clays and Clay Minerals, Bangalore, v. 46 (5), pp.596-600.

ROESLER, S. K., (1979). **Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 105, pp. 871-880.

ROSHNARA, M., (2008) **Dynamic properties of compacted soils using resonant column with self contained bender elements**. Master of science in civil engineering, University of Texas, Texas, USA, pp. 43.

SALAS, J.; SERRATOSA, J. (1953). **Compressibility of clays**. Proceedings of 3 rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, v. 1, pp. 192-198.

SANTAMARINA, J. C.; FAM, M., (1995). **Changes in dielectric permittivity and shear wave velocity during concentration diffusion**. Canadian Geotechnical Journal, v. 32 (4).

SANTAMARINA, J. C.; FAM, M. (1997). **Discussion: interpretation of bender element tests**. Géotechnique, 47. pp. 873-877.

SANTAMARINA, J. C.; KLEIN, K. A.; PALOMINO, A.; GUIMARAES, M. S. (2002). **Micro-scale aspects of chemical-mechanical coupling y interparticle forces and fabric**. In: Chemical Behaviour: Chemo-Mechanical Coupling from Nano-Structure to Engineering Applications, The Netherlands. pp. 47-64.

SANTOS, V. C. (2013). **Equipamento de coluna para ensaio de condutividade hidráulica com aplicação de carga vertical**. Dissertação (Mestrado em Engenharia – Programa de pós-graduação em Engenharia) - Passo Fundo-RS.

SAWANGSURIYA, A., FRATTA, D., EDIL, T. B., e BOSSHER, P. J. (2007b). **Small-strain shear modulus anisotropy of compacted soils using bender elements**. Canadian Geotechnical Conference and 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Ottawa, Canada.

SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações**. São Paulo: oficina de textos.

SCHNAID, F. (2009). **In Situ Testing in Geomechanics**. Oxon: Taylor and Francis.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos.

SCHULTHEISS, P. J. (1981). **Simultaneous measurements of p and s wave velocities during conventional laboratory soil testing procedures.** *Marine Geotechnology*, v. 4 (4), pp. 343-367.

SHAW, S. A., HENDRY, M. J. (2009). **Geochemical and mineralogical impacts of H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> on clays between pH 5.0 and 3.0.** *Applied Geochemistry*, v. 24, pp. 333-345.

SHEKHTMAN, L. M.; BARANOV, V. T.; NESTERENKO, G. F. (1995). **Building deformations caused by the leakage of chemical reagents.** *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 32, pp. 32-36.

SHIBUYA, S., MITACHI, T., FUKUDA, F.; DEGOSHI, T. (1995) **Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay.** *Geotechnical Testing Journal*. v. 18 (3), pp. 365-375.

SHIRLEY, D. J.; HAMPTON, L. D. (1977). **Shear-wave measurements in laboratory sediments.** *Acoustical Society Of America, Austin*, v. 2 (63), pp.607-613.

SHIRLEY, D. J. (1978). **An improved shear wave transducer.** *Journal of the Acoustical Society of America*. v. 63 (5). pp. 1643-1645.

SHIRLEY, D. J.; HAMPTON, L. D. (1978). **Shear-wave measurements in laboratory sediments.** *The Journal of the Acoustical Society of America*. 63 (2), pp. 607-613.

SILVA, J. M. (2010). **Estudo de liquefação estática e cíclica de um silte com recurso a ensaios triaxiais com bender elements.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil- Geotecnia). Universidade do Porto. Portugal.

SIMON, S. H., (2014). **Body wave propagation in an analogue granular material in a cubical cell apparatus.** Dissertação (Faculdade de Engenharia – Departamento de Engenharia Civil). University of Bristol.

SIVAPULLAIAH, P.V., MANJU, M. (2006). **Effect of zeolitization on volume-change behavior of kaolinitic soils.** *Canadian Geotechnical Journal*, 43, pp. 969–978.

SIVAPULLAIAH, P. V.; PRASAD, G. B.; ALLAM, M. M. (2008). **Volume change behaviour of soil influenced with sulfuric acid.** *Geotech. Waste Manage. Remed., GSP*, 177, pp. 819–826.

SIVAPULLAIAH, P. V.; PRASAD, B. G.; ALLAM, M. M. (2009). **Effect of sulfuric acid on swelling behavior of an expansive soil.** *Soil and Sediment Contamination* 18, pp. 121–135.

SOARES, J. M. D. (1997). **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole da Grande Porto Alegre.** Tese (Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) Porto Alegre-RS.

SOGA, K.; MITCHELL, J. (2005). **Fundamentals of soil behavior**, 3rd ed. Wiley Hoboken, USA, pp. 0-471.

SOKOLOVICH, V. E. (1995). **Chemical heaving of soils**. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 32, pp. 135-137.

SOUZA, R. F. C. (2009). **Migração de poluentes inorgânicos em liners compostos**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação - Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo.

SPAGNOLI, G.; RUBINOS, D.; STANJEK, H.; FERNANDEZ-STEEGER, T.; FEINENDEGEN, M.; AZZAM, R. (2012). **Undrained shear strength of clays as modified by pH variations**. Bulletin of Engineering Geology and the Environmental. 71, pp. 135–148.

SRIDHARAN, A.; RAO, G. V. (1973). **Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept**. Géotechnique, v. 23 (3), pp.359-382.

SRIDHARAN, A.; RAO, S.; MURTHY, N. (1988). **Liquid limit of kaolinitic soils**. Géotechnique 38, pp. 191-198.

SRIDHARAN, A., SIVAPULLAIAH, P., e STALIN, V., (1994). **Effect of short duration of load increment on the compressibility of soils**. Geotechnical Testing Journal, v. 17 (4), pp. 488-496.

SRIDHARAN, A.; PRAKASH, K. (1999) **Influence of clay mineralogy and pore-medium chemistry on clay sediment formation**. Canadian Geotechnical Journal, 36, pp. 961-966.

SRIDHARAN, A.; EL-SHAFEI, A.; MIURA, N. (2002). **Mechanisms controlling the undrained strength behavior of remolded Ariake marine clays**. Marine Georesources and Geotechnology, 20, pp. 21–50.

SRIDHARAN; NAGARAJ. (2004). **Coefficient of consolidation and its correlation with index properties of remolded soils**. Geotechnical Testing Journal, Bangalore, v. 27 (5), pp.1-6.

STEPHENSON, R. W.; DEMPSEY, B. A.; HEAGLER, J. B. (1989). **Chemically induced foundation heave**. Foundation Engineering Current Principles and Practice, ASCE, Geotechnical Engineering Div. New York. pp.1633-1642.

STEUDEL, A.; BATENBURG, L. F.; FISCHER, H. R.; WEIDLER, P. G.; EMMERICH, K. (2009). **Alteration of swelling clay minerals by acid activation**. Applied Clay Science 44 (2), pp. 105–115.

STOKOE, K. H., II, HWANG, S. K., LEE, J. N.-K., e ANDRUS, R. D. (1995). **Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains**. Prefailure Deformation of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, v. 2, pp. 785-816.

STOKOE, K. H.; SANTAMARINA, J. C. (2000). **Seismic wave based testing in geotechnical engineering**. GeoEng 2000, Melbourne, Australia. pp. 1490-1536.

STRECK, E V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E, NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E.; PINTO, L. F. S. (2008). **Solos do Rio Grande do Sul**. 2. ed. Porto Alegre - RS: EMATER/ RS.

STUMM, W. (1992) **Chemistry of the Solid-Water Interface**. John Wiley & Sons, New York.

SUNIL, B. M.; NAYAK, S.; SURATHKAL, S. (2006). **Effect of pH on the geotechnical properties of laterite**. Engineering Geology.

TAYLOR, D. W.; MERCHANT, W. (1940). **A theory of clay consolidation accounting for secondary compression**. Journal of Mathematics and Physics, v. 19. pp.167-185.

TEDESCO, M. J. (1995). **Análise de solo, planta e outros materiais**: Boletim técnico n 5. Porto Alegre: Departamento de Solos, Faculdade de Agronomia, UFRGS.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1967). **Soil mechanics in engineering practice**, John Wiley and Sons, New York.

TIMPONG, S.; MIURA, S.; YARA, K. (2005). **Effect of consolidation time on shear modulus of crushable volcanic soils**. Soils and Foundations, v. 45 (5), pp. 115-119.

THOMANN, T. G. and HRYCIW, R. D. (1990). **laboratory measurement of small strain shear modulus under  $k_0$  conditions**. Geotechnical Testing Journal, v. 13 (2), pp. 97-105

TRHLÍKOVÁ, J.; MALÍN, D.; BOHAC, J. (2012). **Small-strain behavior of cemented soils**. Géotechnique, v. 62 (10), pp.943-947.

TRHLÍKOVÁ, J. (2013). **Mechanical behavior of cemented fine-grained soils – simulation of undisturbed samples**. Tese (Instituto de Hidrogeologia, Engenharia e Geologia e aplicação Geofísica: Geologia aplicada) Universidade de Praga.

TYAGI, B.; CHUDASAMA, C. D.; JASRA, R. V. (2006). **Determination of structural modification in acid activated montmorillonite clay by FT-IR spectroscopy**. Spectrochimica Acta Part A 64, pp. 273-278.

UYANIK, O. (2011). **The porosity of saturated shallow sediments from seismic compressional and shear wave velocities**. Journal of Applied Geophysics - J APPL GEOPHYS. 73. 16-24.

VAN OLPHEN, H. (1991). **An introduction to clay colloid chemistry**. Krieger Publishing Company.

VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C.; FAHEY, M. (2009). **A Framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency-domain methods**. Geotechnical Testing Journal, v. 32, pp. 91-107.

VIGGIANI, G.; ATKINSON, J. H. (1995). **Interpretation of bender elements tests**. Géotechnique 45, n. 1, pp. 149-154.

VILLWOCK, J. A., DEHNHARDT, E. A., LOSS, E. L., HOFMEISTER, T. (1980). **Turfes da província do Rio Grande do Sul - geologia do depósito.** Água Claras. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 31. Camboriú. Anais...Sociedade Brasileira de Geologia.

VRONSKII, A. V.; BOLDYREV, G. G.; TEREENT'EV, B. I. (1978). **Deformations of buildings and structures of the balakovo chemical plant being constructed on swelling soils.** Soil Mechanics and Foundation Engineering 15, pp. 290–293.

WAHID, A. S.; GAJO, A.; MAGGIO, R. Di. (2011). **Chemo-mechanical effects in kaolinite.** Part 1: prepared samples. Géotechnique, v. 61 (6), pp.439-447.

WAHID, A. S.; GAJO, A.; MAGGIO, R. Di. (2011). **Chemo-mechanical effects in kaolinite.** Part 2: exposed samples and chemical and phase analyses. Géotechnique, v. 61 (6), pp.449-457.

WANG, Y. H.; SIU, W. K. (2006). **Structure Characteristics and mechanical properties of kaolinite soils.** II. Effects of Structure on Mechanical Properties, Canadian Geotechnical Journal. v. 43 (6), pp. 601–617.

WANG, Y. H.; LO, K. F.; YAN, W. M.; DONG, X. (2007). **Measurement biases in the bender element test.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 133 (5) pp. 564-574.

WANG, Y. H.; MOK, C. M. (2008). **Mechanisms of small-strain shear-modulus anisotropy in soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134 (10), pp. 1517-1530.

WANG, Y. H.; NADIA, B.; CUI, Y. J.; TANG, A. M. (2016). **A novel method for determining the small-strain shear modulus of soil using bender elements technique.** Canadian Geotechnical Journal. 54 (2), pp. 280-289.

WANG, D.; BIENEN, B. (2016). **Numerical investigation of penetration of a large-diameter footing into normally consolidated kaolin clay with a consolidation phase.** Géotechnique 66 (11), pp. 947–952.

WIELAND, E.; STUMM, W. (1992) **Dissolution kinetics of kaolinite in acidic solutions at 25°C.** Geochimical et Cosmochimica Acta, 56, pp. 3339-3355.

WINKLER, K., NUR, A., and GLADWIN, M. (1981). **Friction and seismic attenuation in rocks.** Society of Exploration Geophysics, Geophysics Reprint Series, n. 2, pp. 115-118.

YAMASHITA, S.; KAWAGUCHI, T.; NAKATA, Y.; MIKAMI, T.; FUJIWARA, T.; SHIBUYA, S. (2009). **Interpretation of international parallel test on the measurement of Gmax using bender elements.** Soils and Foundations, v. 49 (4). pp. 631-650.

YIN, J.; MIAO, Y. (2013). **Intrinsic compression behavior of remolded and reconstituted clays-reappraisal.** Journal of Civil Engineering - Scientific Research. pp. 8-12.

ZHANG, K.; CHEN, Y.; DENG, F.; TIAN, Q. (2004). **Retention of clay-solidified grouting curtain to Cd<sup>2+</sup>, Pb<sup>2+</sup> and Hg<sup>2+</sup> in landfill of municipal solid waste**. Journal Century South University Technology, v. 11 (4).

ZHANG, A. B.; PAN, L.; ZHANG, H. Y.; LIU, S. T.; YE, Y.; XIA, M. S.; CHEN, X. G. (2012). **Effects of acid treatment on the physico-chemical and pore characteristics of halloysite**. Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects 396, pp. 182-188.

ZHANG, Z.; YE, G.; XING, H. (2015). **Consolidation analysis of soft soil improved with short deep mixed columns and long prefabricated vertical drains (PVDs)**. Geosynthetics International 22, pp. 366-379.